

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente



TESIS DOCTORAL

**CONTRIBUCIÓN A LA ESTIMACIÓN DE LA
PROBABILIDAD DE FALLO DE PRESAS DE HORMIGÓN
EN EL CONTEXTO DEL ANÁLISIS DE RIESGOS**

Valencia, Noviembre de 2009

Autor: Luis Altarejos García

Director: Dr. Ignacio Escuder Bueno

A mi padre.

Agradecimientos

En primer lugar, quiero agradecer al Dr. D. Ignacio Escuder su permanente confianza, apoyo e ilusión incondicional, así como su inestimable orientación académica durante la elaboración del presente trabajo, sin las cuales no hubiera sido posible llevarlo a cabo. Para él mi gratitud y amistad. Al Dr. D. Manuel G. de Membrillera, por su ingente y desinteresado trabajo de revisión del documento, por la información facilitada y por las apasionantes horas de discusión de conceptos de probabilidad de las que he podido disfrutar a su lado. A D. Armando Serrano, por la ayuda y colaboración en la revisión de los aspectos de cálculo. Al Dr. D. Eduardo Triana y al Dr. D. Javier González, por su apoyo, colaboración y por la información técnica facilitada. A D. Vicente Ayllón, Ingeniero de Caminos de la Demarcación Hidrográfica del Júcar, por las valiosas enseñanzas prácticas recibidas en los últimos años. No quiero olvidarme de Consuelo Navarro, de Yolanda Marcos, y del resto de gente de CPS Ingenieros, y en especial de José Manuel López, por todo el apoyo recibido.

A nivel personal, mi agradecimiento más profundo para mis padres, que han trabajado toda su vida con una generosidad sin límite para que pudiera tener unas oportunidades de las que ellos no disfrutaron. Y a mis hermanas, por estar siempre ahí.

Finalmente, agradecer a mi mujer su permanente apoyo y paciencia en estos años de trabajo. Este trabajo también es de ella, y, por supuesto, de los pequeños María y Luis.

A todos, **muchas gracias.**

Resumen

Los requisitos de seguridad y economía de las obras de ingeniería en general, y de las presas y embalses en particular, son un imperativo de índole ética además de legal. La particularidad de las grandes presas viene dada fundamentalmente por el hecho de que los extraordinarios beneficios que proporcionan a la sociedad vienen acompañados de un riesgo potencial al que quedan ineludiblemente ligados un gran número de personas y propiedades.

La legislación española en cuanto a seguridad de presas ha experimentado un notable desarrollo, de tal modo que la **gestión del riesgo** aparece ya explícitamente en el cuerpo legislativo como uno de los aspectos fundamentales que debe abordar un país moderno, y se considera la base en la que se deben apoyar las actuaciones para proteger a las personas, los bienes y el medio ambiente.

En este contexto, y en el campo de la ingeniería de presas, se están desarrollando y perfeccionando metodologías basadas en el Análisis de Riesgos, que, además de proporcionar un complemento al enfoque clásico de evaluación de la seguridad, tienen como objetivo permitir una gestión robusta de la seguridad de presas y embalses, introduciendo además criterios útiles para racionalizar las inversiones en seguridad y comprender los riesgos que estas obras representan.

Las metodologías de análisis de riesgos precisan cuantificar el riesgo, lo que en general implica estimar, para un determinado estado inicial del sistema presa-embalse, y para los diversos modos de fallo, tanto la probabilidad de los eventos de sollicitación como la probabilidad condicional de la respuesta del sistema presa-embalse dado un determinado evento de sollicitación, así como estimar las consecuencias sobre el medio, dada una determinada respuesta del sistema.

Del conocimiento de la **probabilidad de los eventos de sollicitación**, que en presas son principalmente los eventos hidrológicos y sísmicos, se ocupan áreas de conocimiento como la hidrología y la ingeniería sísmica, con cuerpos de conocimiento extensos, sólidos, y de gran tradición en la ingeniería.

De la estimación de la **probabilidad condicional de la respuesta del sistema** (fallo parcial, rotura), dado un determinado estado de sollicitación, se ha ocupado de forma principal pero no exclusiva, la teoría de la fiabilidad, apoyada en un potente aparato matemático de naturaleza estadística, que ha encontrado en la ingeniería estructural una de sus más fructíferas aplicaciones.

El estudio de la **estimación de las consecuencias sobre el medio** (pérdida de vidas humanas, coste económico de los daños), dada una determinada respuesta del sistema, es un hito más reciente en ingeniería que ha experimentado un notable avance sobre todo a partir de las dos últimas décadas del pasado siglo.

Fraccionado así el problema, la presente tesis doctoral se centra en el estudio de la segunda de las probabilidades expuesta, es decir, en la cuantificación de la probabilidad condicional de la respuesta del sistema, dado un determinado evento de sollicitación, y para el caso particular de presas de hormigón. En el contexto del análisis de riesgos, para obtener esta probabilidad se dispone de tres métodos: referencias históricas, emisión de probabilidades y, finalmente, técnicas de análisis basadas en fiabilidad. La cuestión de la estimación de las probabilidades de la respuesta de un sistema complejo como el sistema presa-embalse ha estado sujeta desde los inicios del análisis de riesgos a controversia y discusión por parte de la comunidad presística.

Como ya se ha dicho, las técnicas de fiabilidad han sido empleadas con éxito en campos como la ingeniería de estructuras, mientras que su aplicación a infraestructuras como presas ha tenido mucha menos intensidad, debido a diversos factores entre los que se puede mencionar el carácter de prototipo único e irrepetible que es una presa, la interacción con un cimiento dado por la naturaleza, la presencia de agua y el orden de magnitud de las sollicitaciones. La complejidad que caracteriza el comportamiento del sistema presa-embalse, con múltiples fenómenos de naturaleza diversa actuando de forma simultánea, se ha resuelto tradicionalmente al estudiar la respuesta introduciendo fuertes simplificaciones en los modelos junto con elevados márgenes de seguridad. Por otro lado, el desarrollo de las técnicas de simulación numérica (elementos finitos, diferencias finitas) y la generalización del uso del ordenador, ha permitido y permite aplicar formulaciones físico-matemáticas complejas a la resolución de problemas relacionados con la seguridad de presas.

Con este escenario de partida, se presenta en esta tesis doctoral una metodología para mejorar y dotar de mayor robustez a la estimación de la probabilidad condicional de la respuesta del sistema presa-embalse, para el caso de presas de hormigón, que incorpora el empleo de modelos de comportamiento complejos mediante técnicas de simulación numérica, sobre los cuales se aplican técnicas de fiabilidad de diversos niveles de exactitud, y, en particular, técnicas de fiabilidad Nivel 3, mediante simulaciones por el método de Monte Carlo. La variabilidad espacial y temporal de las variables (acciones y propiedades de los materiales) y la incertidumbre inherente a los mismos se considera mediante las correspondientes funciones de probabilidad para cada uno de ellos.

Se realiza una aplicación completa de la metodología propuesta a una presa de hormigón de gravedad española de titularidad estatal. Partiendo del modelo general de riesgo de la presa, y para un modo de fallo concreto, se obtienen los valores de la probabilidad condicional buscada. La metodología incorpora, además, la evaluación de la repercusión que las probabilidades obtenidas para el modo de fallo seleccionado tienen sobre los resultados globales en términos de riesgo de la presa.

Resum

Els requisits de seguretat i economia de les obres d'enginyeria en general, i de les preses i embassaments en particular, són un imperatiu d'índole ètica a més de legal. La particularitat de les grans preses ve donada fonamentalment pel fet que els extraordinaris beneficis que proporcionen a la societat vénen acompanyats d'un risc potencial al qualsevol queden ineludiblement lligats un gran nombre de persones i propietats.

La legislació espanyola en quant a seguretat de preses ha experimentat un notable desenvolupament, de tal manera que la **gestió del risc** apareix ja explícitament en el cos legislatiu com un dels aspectes fonamentals que ha d'abordar un país modern, i es considera la base en què s'han de recolzar les actuacions per a protegir a les persones, els béns i el medi ambient.

En este context, i en el camp de l'enginyeria de preses, s'estan desenrotllant i perfeccionant metodologies basades en l'Anàlisi de Riscos, que, a més de proporcionar un complement a l'enfocament clàssic d'avaluació de la seguretat, tenen com a objectiu permetre una gestió robusta de la seguretat de preses i embassaments, introduint a més criteris útils per a racionalitzar les inversions en seguretat i comprendre els riscos que estes obres representen.

Les metodologies d'anàlisi de riscos precisen quantificar el risc, cosa que en general implica estimar, per a un determinat estat inicial del sistema presa-embassament, i per als diversos modes de fallada, tant la probabilitat dels esdeveniments de sol·licitació com la probabilitat condicional de la resposta del sistema presa-embassament donat un determinat esdeveniment de sol·licitació; i, finalment, les conseqüències sobre el medi, donada una determinada resposta del sistema.

Del coneixement de la **probabilitat dels esdeveniments de sol·licitació**, que en preses són principalment els esdeveniments hidrològics i sísmics, s'ocupen àrees de coneixement com la hidrologia i l'enginyeria sísmica, amb cossos de coneixement extensos, sòlids, i de gran tradició en l'enginyeria.

De l'estimació de la **probabilitat condicional de la resposta del sistema** (fallada parcial, ruptura), donat un determinat estat de sol·licitació, s'ha ocupat de forma principal però no exclusiva, la teoria de la fiabilitat, recolzada en un potent aparell matemàtic de naturalesa estadística, que ha trobat en l'enginyeria estructural una de les seues més fructíferes aplicacions.

L'estudi de **l'estimació de les conseqüències sobre el medi** (pèrdua de vides humanes, cost econòmic dels danys), donada una determinada resposta del sistema, és un fita més recent en enginyeria que ha experimentat un notable avanç sobretot a partir de les dos últimes dècades del passat segle.

Fraccionat així el problema, la present tesi doctoral es centra en l'estudi de la segona de les probabilitats exposada, és a dir, en la quantificació de la probabilitat condicional de la resposta del sistema, donat un determinat esdeveniment de sol·licitació, i per al cas particular de preses de formigó de gravetat. En el context de l'anàlisi de riscos, per a obtenir esta probabilitat es disposa de tres mètodes: referències històriques, emissió de probabilitats i, finalment, tècniques d'anàlisi basades en fiabilitat. La qüestió de l'estimació de les probabilitats de la resposta d'un sistema complex com el sistema presa-embassament ha estat subjecta desde els inicis de l'anàlisi de riscos a controvèrsia i discussió per part de la comunitat presística.

Com ja s'ha dit, les tècniques de fiabilitat han sigut aplicades amb èxit en camps com l'enginyeria d'estructures, mentres que la seua aplicació a infraestructures com les preses ha tingut molta menys intensitat, a causa de diversos factors entre els que es pot mencionar el caràcter de prototip únic i irrepetible que és una presa, la interacció amb un fonament donat per la naturalesa, la presència d'aigua i l'ordre de magnitud de les sol·licitacions. La complexitat que caracteritza el comportament del sistema presa-embassament, amb múltiples fenòmens de naturalesa diversa actuant de forma simultània, s'ha resolt tradicionalment a l'estudiar la resposta introduint fortes simplificacions en els models junt amb elevats marges de seguretat. D'altra banda, el desenvolupament de les tècniques de simulació numèrica (elements finits, diferències finites) i la generalització de l'ús de l'ordinador, ha permès i permet aplicar formulacions físicomatemàtiques complexes a la resolució de problemes relacionats amb la seguretat de preses.

Amb este escenari de partida, es presenta en esta tesi doctoral una metodologia per a millorar i dotar de major robustesa a l'estimació de la probabilitat condicional de la resposta del sistema presa-embassament, per al cas de preses de formigó, que incorpora l'us de models de comportament complexos per mitjà de tècniques de simulació numèrica, sobre els quals s'apliquen tècniques de fiabilitat de diversos nivells d'exactitud, i, en particular, tècniques de fiabilitat Nivell 3, per mitjà de simulacions pel mètode de Monte Carlo. La variabilitat les paràmetres (accions i propietats dels materials) i la incertesa inherent als mateixos es considera per mitjà de les corresponents funcions de probabilitat per a cadascun d'ells.

Es realitza una aplicació completa de la metodologia proposada a una presa de formigó de gravetat espanyola de titularitat estatal. Partint del model general de risc de la presa, i per a una manera de fallada concreta, s'obtenen els valors de la probabilitat condicional buscada. La metodologia incorpora, a més, l'avaluació de la repercussió que les probabilitats obtingudes per al mode de fallada seleccionat tenen sobre els resultats globals en termes de risc de la presa.

Abstract

All civil engineering structures, and particularly dams and reservoirs, should meet the highest requirements of safety and economy. Large dams provide extraordinary benefits to society, but, at the same time, dams impose high potential risks over population and properties downstream.

Spanish legislation in dam safety has evolved in the last years and nowadays **risk management** is explicitly invoked as one of the basic tasks that modern countries must face. In fact, risk management is considered a key issue in the design of actions oriented to protect people, goods and the environment. In this context, and in the field of dam engineering, risk-based analysis techniques are being developed, offering not only a complementary view to the classical approach to dam safety, but also an entire new tool that can help out robust management of dam safety, including some useful criteria to rationalize dam investments and a better understanding of the risk posed by dams.

Risk analysis methodologies need risk quantification. For an initial state of the dam-reservoir system, and for a certain failure mode, this risk quantification means the estimation of both the probability of the loading scenarios and the conditional probability of the response of the dam-reservoir system for a certain loading scenario, together with the estimation of the consequences for a certain response of the system.

In dam engineering, the main loading scenarios are those of hydrological and seismic nature. Hydrology and seismic engineering are well established sciences with a wide and solid body of knowledge which is constantly in development, as the estimation of the probability of floods and earthquakes has been on the focus of researchers and engineers for a long time.

The estimation of the conditional probability of the response of a system for a certain loading scenario can be done with the help of the reliability theory, which is based on a powerful mathematical framework, that has been used successfully on the field of structural analysis.

The estimation of the consequences (in terms of loss of lives and impacts on economy), for a certain response of the dam-reservoir system (partial or total failure for a given loading scenario), represents a much more recent landmark in dam safety engineering. However, the development of this issue during the last decades of the past century has been remarkable.

Following the distinction between the probabilities aforementioned, this dissertation deals with the second of them: conditional probability of the response of a dam-reservoir system for a certain loading scenario, but considering only the case of gravity dams. In the context of risk analysis, the conditional probability can be assessed by means of three different methods, namely historical references, probability elicitation, and reliability analysis. Probability estimation of the response of complex systems such as dams is an issue subjected to much controversy and discussion by dam engineering community.

Reliability techniques have been used in structural analysis while its application to other civil engineering fields, such as dam engineering, has been scarce, due to a variety of reasons such as the prototype character of each dam, uncertainties associated with the foundation, presence of water flow, and others. The complexity of the dam-reservoir behaviour, with several phenomena of different nature interacting simultaneously, has been tackled by following strong simplifications in the models of analysis together with the adoption of large safety margins on loads and resistances. On the other hand, the development of advanced numerical models (finite element and finite difference based methods) and the growing calculation power of computers, allow to use complex mathematical models in the analysis of dam safety problems.

Within this general context, a methodology is presented herein to improve the estimation of the conditional probability of the response of the gravity dam-reservoir system, which is accomplished linking numerical models with reliability techniques of several levels of precision, and in particular with level 3 reliability methods, using Monte Carlo simulation. Both natural variability and epistemic uncertainty of parameters are incorporated into the process using probability distribution functions.

A full application of the proposed methodology is carried out for a Spanish gravity dam. Following the formulation of the dam risk model, and for a single failure mode, conditional probability of the response of the system is obtained. In addition, the methodology includes the evaluation of the sensibility of the global results of the risk model of the dam for the different conditional probabilities calculated

Índice general

| | |
|---|------------|
| Agradecimiento | V |
| Resumen | VII |
| Resum | IX |
| Abstract | XI |
| I INTRODUCCIÓN | 1 |
| Capítulo 1. Introducción | 3 |
| 1.1.- La seguridad de presas..... | 3 |
| 1.1.1.- Importancia de las presas..... | 3 |
| 1.1.2.- Las presas en España..... | 4 |
| 1.1.3.- Roturas y accidentes en presas..... | 4 |
| 1.1.4.- Las metodologías de evaluación de seguridad de presas..... | 4 |
| 1.1.5.- La incertidumbre en la evaluación de seguridad de presas. El Análisis de Riesgos..... | 5 |
| 1.2.- Motivación de la investigación..... | 5 |
| 1.3.- Propósito y alcance de esta tesis..... | 7 |
| 1.4.- Planteamiento metodológico..... | 8 |
| 1.5.- Estructura del documento..... | 8 |
| II ESTADO DEL ARTE | 11 |
| Capítulo 2. La evaluación de la seguridad de presas de gravedad | 13 |
| 2.1.- El concepto de seguridad..... | 13 |
| 2.2.- Caracterización del comportamiento de presas de hormigón de gravedad..... | 15 |
| 2.2.1.- Introducción..... | 15 |
| 2.2.2.- Descripción tipológica..... | 15 |
| 2.2.3.- Acciones a considerar sobre una presa de gravedad..... | 16 |
| 2.2.4.- Fenómenos relacionados con la seguridad..... | 18 |
| 2.3.- Métodos de evaluación de seguridad de presas..... | 19 |
| 2.4.- Métodos clásicos de evaluación de seguridad de presas..... | 20 |
| 2.4.1. Coeficiente de seguridad global..... | 20 |
| 2.4.2. Coeficientes de seguridad parciales..... | 24 |
| 2.4.3. Introducción parcial de la probabilidad en las acciones..... | 26 |
| 2.4.4. Análisis de eventos extremos..... | 28 |
| 2.5.- Nuevos métodos de evaluación de seguridad de presas. El análisis de riesgos..... | 29 |
| 2.5.1 Introducción..... | 29 |
| 2.5.2 El análisis de riesgos en el contexto internacional..... | 30 |
| 2.5.3 Conceptos básicos del análisis de riesgos..... | 32 |
| 2.5.4 Probabilidad condicional de rotura..... | 37 |
| 2.5.5 Probabilidad total de rotura..... | 38 |
| 2.5.6 La incertidumbre en el análisis de riesgos..... | 42 |
| 2.6 La evaluación de seguridad de presas en España..... | 43 |

| | |
|---|-----------|
| Capítulo 3. Modelación determinista para la evaluación de seguridad de presas. Generalidades | 45 |
| 3.1.- Modelación de presas nuevas..... | 45 |
| 3.2.- Modelación de presas existentes..... | 46 |
| 3.3.- Modelos lineales y no lineales..... | 46 |
| 3.4.- Niveles de análisis deterministas..... | 47 |
| 3.4.1.- Fenómenos analizados. Criterios de clasificación..... | 47 |
| 3.4.2.-Análisis bidimensional y análisis tridimensional..... | 48 |
| 3.4.3.- Modelos del dominio presa-cimiento..... | 48 |
| 3.4.4.- Dominio de flujo..... | 49 |
| 3.4.5.- Fenómenos hidro-mecánicos..... | 49 |
| 3.4.6.- Modelos constitutivos del dominio presa-cimiento..... | 50 |
| 3.4.7.- Niveles de análisis..... | 50 |
| 3.4.8.- Niveles de análisis dinámico..... | 52 |
| 3.4.9.- Representación gráfica..... | 53 |
| 3.5.- Fiabilidad de los modelos..... | 53 |
| | |
| Capítulo 4. Modelos constitutivos | 55 |
| 4.1.- Fundamentos..... | 55 |
| 4.2.- Aplicación a la modelación de presas..... | 56 |
| 4.2.1.- Cuerpo de presa..... | 56 |
| 4.2.2.- Cimentación..... | 58 |
| 4.3.- Modelos del continuo..... | 59 |
| 4.3.1.- Definición y clasificación..... | 59 |
| 4.3.2.- Modelos elásticos..... | 60 |
| 4.3.3.- Modelos de plasticidad asociada..... | 62 |
| 4.3.3.1.- Definición..... | 62 |
| 4.3.3.2.- Modelo de Mohr-Coulomb asociado..... | 63 |
| 4.3.3.3.- Modelo de Drucker-Prager..... | 66 |
| 4.3.3.4.- Superficies de fluencia compuestas..... | 67 |
| 4.3.3.5.- Criterio de Hoek-Brown para macizos rocosos..... | 67 |
| 4.3.3.6.- Resumen..... | 70 |
| 4.3.4.- Modelos de plasticidad no asociada..... | 70 |
| 4.3.4.1.- Definición..... | 70 |
| 4.3.4.2.- Modelo de Mohr-Coulomb no asociado..... | 71 |
| 4.3.4.3.- Importancia de la dilatación..... | 74 |
| 4.3.4.4.- Modelos de Rigidización-Reblandecimiento..... | 75 |
| 4.3.4.5.- Modelo de Mohr-Coulomb no asociado con Rigidización-Reblandecimiento..... | 76 |
| 4.3.5.- Modelos hiperbólicos..... | 78 |
| 4.3.6.- Modelos visco-elásticos..... | 79 |
| 4.4.- Modelos térmicos..... | 82 |
| 4.4.1.- Introducción..... | 82 |
| 4.4.2.- Propiedades de los materiales..... | 83 |
| 4.4.2.1.- Conductividad..... | 83 |
| 4.4.2.2.- Densidad..... | 83 |
| 4.4.2.3.- Calor específico..... | 83 |
| 4.4.2.4.- Difusividad..... | 84 |
| 4.4.3.- Transmisión de calor..... | 84 |
| 4.4.4.- Fenómenos térmicos en presas..... | 85 |
| 4.4.4.1.- Fenómenos internos..... | 85 |
| 4.4.4.2.- Fenómenos externos..... | 85 |
| 4.4.5.- Tipos de modelos..... | 87 |
| | |
| Capítulo 5. Modelos para las discontinuidades y mecánica de fractura | 89 |
| 5.1.- Modelos para discontinuidades definidas entre sólidos rígidos..... | 89 |
| 5.1.1.- Resistencia al corte en superficies planas. Modelo Mohr-Coulomb..... | 89 |
| 5.1.2.- Resistencia a corte en superficies rugosas. Modelo de Barton..... | 92 |
| 5.2.- Modelos para discontinuidades definidas entre sólidos deformables..... | 94 |
| 5.3.- Modelos de mecánica de fractura..... | 96 |
| 5.3.1.- Clasificación..... | 96 |
| 5.3.2.- Modelos de fractura elástica y lineal (Linear Elastic Fracture Models ó LEFM)..... | 96 |
| 5.3.3.- Modelos de fractura no lineales (Non Linear Fracture Models o NLFM)..... | 98 |
| 5.3.4.- Modelos de daño (Damage Models)..... | 103 |
| 5.3.5.- Modelos obtenidos por combinación..... | 103 |

| | |
|--|------------|
| 5.4.- Las discontinuidades en el análisis de presas de gravedad de hormigón vibrado..... | 105 |
| 5.4.1.- Clasificación de las discontinuidades..... | 105 |
| 5.4.2.- Las presiones intersticiales en las discontinuidades..... | 106 |
| Capítulo 6. Análisis dinámico | 111 |
| 6.1.- Acción sísmica..... | 111 |
| 6.1.1.- Naturaleza aleatoria de la acción sísmica..... | 111 |
| 6.1.2.- Definición de la acción sísmica en función del tipo de análisis..... | 112 |
| 6.3.- Modelo estructural..... | 114 |
| 6.3.1.- Planteamiento general del problema..... | 114 |
| 6.3.2.- Ecuación del movimiento y métodos de resolución..... | 115 |
| 6.4.- Métodos de análisis dinámico..... | 116 |
| 6.4.1.- Niveles y metodologías de análisis dinámico de presas..... | 116 |
| 6.4.2.- Método pseudo-estático..... | 117 |
| 6.4.3.- Análisis Modal..... | 117 |
| 6.4.3.1.-Método del espectro de respuesta..... | 117 |
| 6.4.3.2.-Análisis modal lineal en el dominio del tiempo..... | 123 |
| 6.4.4.- Análisis Dinámico Directo..... | 124 |
| 6.4.4.1.-Análisis lineal en el dominio del tiempo..... | 124 |
| 6.4.4.2.-Análisis no lineal en el dominio del tiempo..... | 124 |
| 6.4.5.- Interacción Presa-Embalse-Cimiento..... | 124 |
| 6.5.- Propiedades de los materiales..... | 127 |
| Capítulo 7. Modelos numéricos | 129 |
| 7.1.- Modelos deterministas..... | 129 |
| 7.1.1.- Definición..... | 129 |
| 7.1.2.- Métodos de elementos de contorno..... | 130 |
| 7.1.3.- Métodos de elementos del dominio..... | 130 |
| 7.1.4.- Método de Elementos Finitos..... | 132 |
| 7.1.5.- Método de Diferencias Finitas..... | 143 |
| 7.1.6.- El código <i>FLAC</i> | 145 |
| 7.1.6.1.- Descripción..... | 145 |
| 7.1.6.2.- Tipos de problemas..... | 146 |
| 7.1.6.3.- Elementos y reglas de integración..... | 147 |
| 7.1.6.4.- Disponibilidad de modelos según elementos..... | 148 |
| 7.1.6.5.- Métodos de resolución de ecuaciones..... | 148 |
| 7.1.6.6.- Algoritmos de resolución de problemas no lineales..... | 149 |
| 7.1.6.7.- Simulación de fractura..... | 150 |
| 7.1.6.8.- Resumen de características principales..... | 150 |
| 7.1.6.9.- Experiencias en uso de <i>FLAC</i> para la modelación de presas de hormigón..... | 150 |
| 7.2.- Modelos estadísticos..... | 151 |
| 7.3.- Modelos híbridos..... | 152 |
| 7.4.- Modelos adaptativos..... | 152 |
| 7.5.- Utilidad de los modelos..... | 153 |
| Capítulo 8. Métodos probabilísticos | 155 |
| 8.1. Métodos probabilísticos. Niveles de análisis..... | 155 |
| 8.2.- Métodos de Nivel 2 o de momentos de segundo orden..... | 156 |
| 8.2.1.- Fundamentos..... | 156 |
| 8.2.2.- Desarrollo en serie de Taylor alrededor del valor medio..... | 157 |
| 8.2.3.- Método de estimación puntual (Point Estimate Method)..... | 161 |
| 8.2.4.- Método de Hasofer-Lind..... | 166 |
| 8.3.- Métodos de Nivel 3..... | 169 |
| 8.3.1.- Generalidades..... | 169 |
| 8.3.2.- Métodos de fiabilidad de primer orden (FORM)..... | 170 |
| 8.3.3.- Métodos de fiabilidad de segundo orden (SORM)..... | 172 |
| 8.3.4.- Métodos de integración..... | 172 |
| 8.3.5.- Métodos de simulación..... | 178 |

| | |
|--|------------|
| III PLANEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN | 187 |
| Capítulo 9. Metodología de estimación de la probabilidad de fallo | 189 |
| 9.1.- Planteamiento general..... | 189 |
| 9.2.- Desarrollo de la metodología..... | 195 |
| 9.3.- Aplicación al caso de estudio..... | 199 |
| IV APLICACIÓN AL CASO DE ESTUDIO | 201 |
| Capítulo 10. Caso de estudio. Modelo de riesgo y modelos de análisis | 203 |
| 10.1.- Modelo General de Riesgo de la presa de estudio..... | 203 |
| 10.1.1.- Recopilación de información y contexto..... | 204 |
| 10.1.1.1.- Aspectos generales..... | 204 |
| 10.1.1.2.- Aspectos hidrológico-hidráulicos..... | 205 |
| 10.1.1.3.- Aspectos geológico-geotécnicos..... | 206 |
| 10.1.1.4.- Aspectos estructurales..... | 207 |
| 10.1.1.5.- Instalaciones y elemento anejos..... | 209 |
| 10.1.1.6.- Revisión de los documentos de seguridad de la presa..... | 209 |
| 10.1.2.- Escenarios de solicitud..... | 209 |
| 10.1.2.1.- Escenario Hidrológico..... | 210 |
| 10.1.2.2.- Escenario Sísmico..... | 211 |
| 10.1.3.- Selección del modo de fallo a analizar..... | 213 |
| 10.1.4.- Respuesta del sistema: probabilidades condicionales..... | 220 |
| 10.1.4.1.- Respuesta del sistema: emisión de probabilidades por juicio de experto..... | 220 |
| 10.1.4.2.- Respuesta del sistema: probabilidades por modelos analíticos..... | 220 |
| 10.2.- Modelos de análisis para el deslizamiento en el contacto presa-cimiento en la sección aliviadero..... | 222 |
| 10.2.1.- Clasificación de los modelos..... | 222 |
| 10.2.2.- Modelo Base (equilibrio límite)..... | 224 |
| 10.2.2.1.- Formulación general..... | 224 |
| 10.2.2.2.- Criterio de apertura y propagación de una grieta en el plano de contacto presa-cimiento..... | 226 |
| 10.2.2.3.- Solicitaciones..... | 227 |
| 10.2.3.- Modelo Avanzado (sólido deformable)..... | 228 |
| 10.2.3.1.- Formulación general..... | 228 |
| 10.2.3.2.- Geometría..... | 229 |
| 10.2.3.3.- Condiciones de contorno..... | 230 |
| 10.2.3.4.- Modelos constitutivos..... | 231 |
| 10.2.3.5.- Interfaz presa-cimiento..... | 232 |
| 10.2.3.6.- Criterio de apertura y propagación de una grieta en la interfaz..... | 233 |
| 10.2.3.7.- Solicitaciones..... | 234 |
| Capítulo 11. Caso de estudio. Variables consideradas Acciones y parámetros de los materiales | 239 |
| 11.1.- Acciones a considerar..... | 239 |
| 11.1.1.- Peso propio..... | 239 |
| 11.1.1.1.- Volumen de hormigón. Área de la sección de cálculo..... | 239 |
| 11.1.1.2.- Densidad del hormigón..... | 243 |
| 11.1.2.- Empuje hidráulico..... | 245 |
| 11.1.2.1.- Empuje hidrostático aguas arriba..... | 245 |
| 11.1.2.2.- Empuje hidrostático aguas abajo..... | 248 |
| 11.1.3.- Presión intersticial. Subpresión..... | 248 |
| 11.1.3.1.- Caso estático..... | 249 |
| 11.1.3.2.- Caso dinámico..... | 253 |
| 11.1.3.3.- Caracterización probabilística de la subpresión. Parámetros..... | 253 |
| 11.1.4.- Variación térmica..... | 260 |
| 11.1.5.- Empuje de los sedimentos..... | 261 |
| 11.1.5.1.- Factores que intervienen..... | 261 |
| 11.1.5.2.- Peso específico sumergido de los sedimentos..... | 261 |
| 11.1.5.3.- Altura de los sedimentos..... | 263 |
| 11.1.5.4.- Coeficiente de empuje..... | 264 |
| 11.1.6.- Acción del oleaje..... | 264 |
| 11.1.7.- Acción del hielo..... | 265 |
| 11.1.8.- Otras solicitudes..... | 266 |

| | |
|--|------------|
| 11.1.9.- Efecto sísmico..... | 266 |
| 11.1.9.1.- Consideraciones generales sobre incertidumbres en el análisis sísmico..... | 266 |
| 11.1.9.2.- Definición de la acción sísmica..... | 267 |
| 11.2.- Propiedades de los materiales. Caracterización probabilística..... | 270 |
| 11.2.1.- Propiedades del hormigón..... | 271 |
| 11.2.1.1.- Descripción del material..... | 271 |
| 11.2.1.2.- Propiedades tenso-deformacionales estáticas del hormigón..... | 271 |
| 11.2.1.3.- Propiedades tenso-deformacionales dinámicas del hormigón..... | 273 |
| 11.2.1.4.- Propiedades resistentes estáticas del hormigón..... | 273 |
| 11.2.2.- Propiedades en las juntas horizontales del hormigón..... | 276 |
| 11.2.2.1.- Resistencia a tracción en las juntas del hormigón..... | 276 |
| 11.2.2.2.- Resistencia al corte en las juntas horizontales del hormigón..... | 277 |
| 11.2.3.- Propiedades del macizo de cimentación..... | 279 |
| 11.2.3.1.- Estructura del macizo rocoso..... | 279 |
| 11.2.3.2.- Roca matriz..... | 280 |
| 11.2.3.3.- Juntas del macizo rocoso..... | 281 |
| 11.2.3.4.- Propiedades del macizo rocoso..... | 281 |
| 11.2.3.5.- Modelo Hoek-Brown para el macizo rocoso..... | 283 |
| 11.2.4.- Propiedades del contacto presa-cimiento..... | 289 |
| 11.2.4.1.- Resistencia a la tracción en el contacto presa-cimiento (σ_{ti})..... | 289 |
| 11.2.4.2.- Resistencia al corte en el contacto presa-cimiento..... | 290 |
| Capítulo 12. Análisis de fiabilidad sobre el Modelo Base | 299 |
| 12.1.- Esquema global de análisis..... | 299 |
| 12.2.- Características del modelo y definición del estado límite..... | 300 |
| 12.3.- Escenario hidrológico..... | 301 |
| 12.3.1.- Niveles de embalse..... | 301 |
| 12.3.2.- Análisis de Nivel 1 (coeficientes de seguridad)..... | 302 |
| 12.3.2.1.- Variables consideradas..... | 302 |
| 12.3.2.2.- Coeficientes de seguridad obtenidos..... | 302 |
| 12.3.2.3.- Análisis de los resultados..... | 302 |
| 12.3.3.- Análisis de Nivel 2. Método de Taylor..... | 306 |
| 12.3.3.1.- Fundamentos. Variables consideradas..... | 306 |
| 12.3.3.2.- Probabilidades condicionales obtenidas..... | 307 |
| 12.3.3.3.- Análisis de los resultados..... | 307 |
| 12.3.3.4.- Análisis con reducción del número de variables..... | 309 |
| 12.3.4.- Análisis de Nivel 2. Método de Estimación Puntual..... | 312 |
| 12.3.4.1.- Fundamentos. Problema de la dimensionalidad. Variables consideradas..... | 312 |
| 12.3.4.2.- Probabilidades condicionales obtenidas..... | 313 |
| 12.3.4.3.- Análisis de los resultados..... | 313 |
| 12.3.5.- Análisis de Nivel 2. Método de Hasofer y Lind..... | 316 |
| 12.3.5.1.- Fundamentos. Variables consideradas..... | 316 |
| 12.3.5.2.- Probabilidades condicionales obtenidas..... | 317 |
| 12.3.5.3.- Análisis de los resultados..... | 317 |
| 12.3.6.- Análisis de Nivel 3. Método de Monte Carlo..... | 322 |
| 12.3.6.1.- Fundamentos. Variables consideradas..... | 322 |
| 12.3.6.2.- Probabilidades condicionales obtenidas..... | 323 |
| 12.3.6.3.- Análisis de los resultados..... | 324 |
| 12.3.6.4.- Análisis con reducción del número de variables..... | 325 |
| 12.3.6.5.- Análisis con curvas límite. Aplicación al caso de dos variables aleatorias..... | 325 |
| 12.4.- Escenario sísmico..... | 332 |
| 12.4.1.- Niveles de embalse y aceleraciones sísmicas de cálculo..... | 332 |
| 12.4.2.- Análisis de Nivel 1 (coeficientes de seguridad)..... | 333 |
| 12.4.2.1.- Variables consideradas..... | 333 |
| 12.4.2.2.- Coeficientes de seguridad obtenidos..... | 333 |
| 12.4.2.3.- Análisis de los resultados..... | 333 |
| 12.4.3.- Análisis de Nivel 2. Método de Taylor..... | 338 |
| 12.4.3.1.- Fundamentos. Variables consideradas..... | 338 |
| 12.4.3.2.- Probabilidades condicionales obtenidas..... | 339 |
| 12.4.3.3.- Análisis de los resultados..... | 341 |
| 12.4.4.- Análisis de Nivel 2. Método de Estimación Puntual..... | 341 |
| 12.4.4.1.- Fundamentos. Variables consideradas..... | 341 |
| 12.4.4.2.- Probabilidades condicionales obtenidas..... | 341 |
| 12.4.4.3.- Análisis de los resultados..... | 344 |

| | |
|---|------------|
| 12.4.5.- Análisis de Nivel 2. Método de Hasofer-Lind..... | 344 |
| 12.4.5.1.- Fundamentos. Variables consideradas..... | 344 |
| 12.4.5.2.- Probabilidades condicionales obtenidas..... | 344 |
| 12.4.5.3.- Análisis de los resultados..... | 344 |
| 12.4.6.- Análisis de Nivel 3. Método de Monte Carlo..... | 347 |
| 12.4.6.1.- Fundamentos. Variables consideradas..... | 347 |
| 12.4.6.2.- Probabilidades condicionales obtenidas..... | 347 |
| 12.4.6.3.- Análisis de los resultados..... | 356 |
| 12.4.7.- Comparativa entre métodos de nivel 2 y métodos de nivel 3..... | 356 |
| 12.5.- Influencia de la correlación entre variables aleatorias..... | 360 |
| 12.5.1.- Hipótesis de correlación y nivel de análisis..... | 360 |
| 12.5.2.- Probabilidades condicionales con variables correlacionadas en Escenario Hidrológico..... | 361 |
| 12.5.3.- Probabilidades condicionales con variables correlacionadas en Escenario Sísmico..... | 366 |
| 12.5.4.- Análisis de los resultados..... | 389 |
| Capítulo 13. Análisis de fiabilidad sobre el Modelo Avanzado | 393 |
| 13.1.- Esquema global de análisis..... | 393 |
| 13.2.- Características del modelo y definición del estado límite..... | 394 |
| 13.2.1.- Características del modelo..... | 394 |
| 13.2.2.- Definición del estado límite..... | 395 |
| 13.3.- Escenario hidrológico..... | 396 |
| 13.3.1.- Niveles de embalse..... | 396 |
| 13.3.2.- Análisis de Nivel 1 (coeficientes de seguridad)..... | 396 |
| 13.3.2.1.- Variables consideradas..... | 396 |
| 13.3.2.2.- Método de cálculo del coeficiente de seguridad..... | 397 |
| 13.3.2.3.- Coeficientes de seguridad obtenidos..... | 399 |
| 13.3.2.4.- Análisis de los resultados..... | 399 |
| 13.3.2.5.- Comparación con los resultados del modelo de equilibrio límite..... | 405 |
| 13.3.2.6.- Sensibilidad de los resultados a la resistencia a la tracción en el contacto..... | 406 |
| 13.3.2.7.- Sensibilidad de los resultados a la rigidez relativa presa-cimiento..... | 409 |
| 13.3.2.8.- Análisis con curvas límite..... | 411 |
| 13.3.3.- Análisis de Nivel 2..... | 415 |
| 13.3.4.- Análisis de Nivel 3. Método de Monte Carlo..... | 415 |
| 13.3.4.1.- Fundamentos..... | 415 |
| 13.3.4.2.- Metodología..... | 417 |
| 13.3.4.3.- Aplicación al caso de dos variables aleatorias independientes..... | 419 |
| 13.3.4.4.- Probabilidades condicionales obtenidas..... | 430 |
| 13.3.4.5.- Análisis de los resultados obtenidos..... | 430 |
| 13.4.- Escenario sísmico..... | 432 |
| 13.4.1.- Niveles de embalse y aceleraciones sísmicas de cálculo..... | 432 |
| 13.4.2.- Análisis de Nivel 1 (coeficientes de seguridad)..... | 432 |
| 13.4.2.1.- Variables consideradas..... | 432 |
| 13.4.2.2.- Método de cálculo del coeficiente de seguridad..... | 433 |
| 13.4.2.3.- Coeficientes de seguridad obtenidos..... | 433 |
| 13.4.2.4.- Comparativa con los resultados obtenidos con el modelo de equilibrio límite..... | 433 |
| 13.4.3.- Análisis de Nivel 2..... | 435 |
| 13.4.4.- Análisis de Nivel 3..... | 435 |
| 13.4.4.1.- Fundamentos y metodología..... | 435 |
| 13.4.4.2.- Aplicación al caso de dos variables aleatorias independientes..... | 436 |
| 13.4.4.3.- Probabilidades condicionales obtenidas..... | 439 |
| 13.4.4.4.- Análisis de los resultados obtenidos..... | 441 |
| 13.5.- Influencia de la correlación entre variables aleatorias en Escenario Hidrológico..... | 445 |
| 13.5.1.- Hipótesis de correlación y nivel de análisis..... | 445 |
| 13.6.- Sensibilidad de los resultados al criterio de fallo adoptado..... | 447 |
| Capítulo 14. Repercusión sobre los resultados globales del Modelo de Riesgo | 449 |
| 14.1.- Fases del Análisis de Riesgo..... | 449 |
| 14.2.- Estimación de daños y consecuencias..... | 450 |
| 14.2.1.- Metodología general..... | 450 |
| 14.2.2.- Consecuencias en términos de vidas humanas..... | 451 |
| 14.2.3.- Consecuencias en términos de daños económicos..... | 451 |
| 14.2.4.- Consecuencias sobre el sistema de recursos hídricos..... | 452 |
| 14.2.5.- Consecuencias en términos del coste de reconstrucción..... | 454 |
| 14.3.- Herramienta de cálculo para el análisis de riesgos..... | 454 |

| | |
|---|------------|
| 14.4.- Probabilidades condicionales de fallo utilizadas..... | 456 |
| 14.5.- Resultados obtenidos con el Modelo General de Riesgo..... | 466 |
| 14.6.- Repercusión sobre la toma de decisiones..... | 479 |
| V CONCLUSIONES.. | 481 |
| Capítulo 15. Conclusiones y futuras líneas de investigación | 483 |
| 15.1.- Resumen de aportaciones..... | 483 |
| 15.1.1.- En relación con la metodología..... | 483 |
| 15.1.2.- En relación con los métodos numéricos..... | 484 |
| 15.1.3.- En relación con los métodos de fiabilidad..... | 485 |
| 15.1.4.- En relación con el caso de estudio..... | 486 |
| 15.2.- Conclusiones..... | 486 |
| 15.2.1.- En relación con el estado del arte..... | 486 |
| 15.2.2.- En relación con la metodología propuesta..... | 487 |
| 15.2.3.- En relación con los métodos numéricos..... | 488 |
| 15.2.4.- Conclusiones en cuanto a métodos de fiabilidad..... | 489 |
| 15.2.5.- Conclusiones en cuanto al caso de estudio..... | 489 |
| 15.3.- Futuras líneas de investigación..... | 490 |
| VI APÉNDICES | 493 |
| Apéndice 1. Modelo de Equilibrio Límite | 495 |
| A1.1.- Introducción..... | 495 |
| A1.2.- Modelo de equilibrio límite..... | 496 |
| A1.3.- Algoritmo de cálculo de apertura y propagación de fisura para la hoja de cálculo empleada..... | 507 |
| Apéndice 2. Métodos de Fiabilidad de Nivel 2 | 509 |
| A2.1.- Introducción..... | 509 |
| A2.2.- Esquema de cálculo para Nivel 2..... | 510 |
| Apéndice 3. Métodos de Fiabilidad de Nivel 3 | 519 |
| A3.1.- Introducción..... | 519 |
| A3.2.- Esquema de cálculo para Nivel 3. Método de Monte Carlo..... | 520 |
| A3.3.- Algoritmo de conteo de fallos con curvas límite para la hoja de cálculo empleada..... | 521 |
| Apéndice 4. Validación del Modelo Numérico | 523 |
| A4.1.- Introducción..... | 523 |
| A4.2.- Caso analizado..... | 523 |
| A4.3.- Códigos utilizados en la resolución del problema..... | 526 |
| A4.4.- Obtención y comparación de resultados..... | 527 |
| A4.4.1.- Resultados a obtener con los modelos..... | 527 |
| A4.4.2.- Modelo FRAC-DAM..... | 527 |
| A4.4.3.- Modelo LUSAS..... | 530 |
| A4.4.4.- Resultados obtenidos con DIANA..... | 534 |
| A4.4.5.- Resultados obtenidos con FLAC..... | 537 |
| A4.4.6.- Comparativa de resultados y conclusiones..... | 544 |
| A4.5.- Listados de modelos elaborados en FLAC..... | 551 |
| Apéndice 5. Influencia del Tamaño de Malla Sobre los Resultados del Modelo Numérico FLAC | 589 |
| A5.1.- Introducción..... | 589 |
| A5.2.- Resultados obtenidos..... | 592 |
| Apéndice 6. Rutinas en FLAC | 597 |
| A6.1.- Introducción..... | 597 |
| A6.2.- Algoritmos de cálculo en lenguaje de programación FISH..... | 598 |
| A6.3.- Rutinas tipo en FLAC para análisis en Nivel 1..... | 629 |
| A6.4.- Rutinas tipo en FLAC para análisis en Nivel 3..... | 633 |
| Bibliografía | 637 |

Índice de figuras

| | |
|--|-----|
| Figura 2.1: Presa de gravedad de Grand Coulee (Fuente: US Bureau of Reclamation)..... | 15 |
| Figura 2.2: Región segura, de fallo y estado límite para un caso bidimensional..... | 21 |
| Figura 2.3: Incremento del margen de seguridad mediante el coeficiente de seguridad..... | 21 |
| Figura 2.4: Sección tipo triangular..... | 22 |
| Figura 2.5: Esquema general para la gestión de la seguridad basada en el riesgo (Fuente: Adaptado de Kreuzer en Membrillera [92])..... | 34 |
| Figura 2.6: Recomendación general para la tolerabilidad de riesgos sobre la población según el US Bureau of Reclamation Gráfico f-N (Fuente: Adaptado de USBR en Membrillera [92])..... | 35 |
| Figura 2.7: Recomendación general para la tolerabilidad de riesgos sobre la población según el Comité Australiano de Grandes Presas (ANCOLD). Gráfico F-N(Fuente: Adaptado de ANCOLD en Membrillera [92])..... | 36 |
| Figura 2.8: Funciones de densidad de probabilidad (fdp) y función de distribución (F)..... | 38 |
| Figura 2.9: Funciones de densidad de probabilidad de r y s..... | 40 |
| Figura 2.10: Funciones de densidad de probabilidad de log r y log s..... | 41 |
| | |
| Figura 3.1: Niveles de análisis determinista..... | 53 |
| | |
| Figura 4.1: Composición del hormigón..... | 57 |
| Figura 4.2: Diagrama tensión-deformación para compresiones crecientes y cíclicas (Fuente: Bahn y Hsu [6])..... | 57 |
| Figura 4.3: Criterios de fluencia Mohr-Coulomb y Tresca en tensiones principales (Fuente: Manual de FLAC, Itasca [71])..... | 64 |
| Figura 4.4: Criterios de fluencia Drucker-Prager y Von Mises en tensiones principales (Fuente: Manual de FLAC, Itasca [71])..... | 66 |
| Figura 4.5: Criterio de fluencia compuesto con cierre de la envolvente de rotura..... | 67 |
| Figura 4.6: Criterios de resistencia al corte de macizos rocosos de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb (elaborado a partir de Hoek [61])..... | 70 |
| Figura 4.7: Modelo Mohr-Coulomb no asociado con “tension cut-off”. (Fuente: Manual de FLAC, Itasca [71])..... | 72 |
| Figura 4.8: Modelo Mohr-Coulomb con dilatancia. Dominios de la ley de fluencia..... | 74 |
| Figura 4.9: Modelo de elasticidad no lineal hiperbólico..... | 78 |
| | |
| Figura 5.1: Resistencia a corte en discontinuidades planas (Fuente: Hoek [61])..... | 90 |
| Figura 5.2: Perfiles tipo para estimar el valor JRC de Barton y Choubey (Fuente: Hoek [61])..... | 93 |
| Figura 5.3: Definición de la cohesión y de la fricción instantánea (Fuente: Hoek [61])..... | 93 |
| Figura 5.4: Degradación de la fricción en la interfaz presa-cimiento (Fuente: Bu [20])..... | 95 |
| Figura 5.5: Degradación de la cohesión en la interfaz presa-cimiento (Fuente: Bu [20])..... | 95 |
| Figura 5.6: Modos I, II y III de propagación de una fisura (Fuente: Adaptado de Marco [87])..... | 97 |
| Figura 5.7: Modelo de Fractura Cohesiva en hormigón (Fuente: Adaptado de Uddin y Ohtsu, 2002, y recogido en Marco [87])..... | 99 |
| Figura 5.8: Modelo no lineal de reblandecimiento de Hordijk (Fuente: Hordijk [63])..... | 100 |

| | |
|--|-----|
| Figura 6.1: Espectro normalizado de respuesta de la norma NCSE-02..... | 112 |
| Figura 6.2: Acelerograma correspondiente a un periodo de retorno de 500 años (Fuente: Elaboración Propia) | 113 |
| Figura 6.3: Modos de vibración principales (Fuente: USACE [135])..... | 118 |
| Figura 6.4: Acelerograma registrado en San Francisco, E.U.A. (Fuente: Wilson [144])..... | 119 |
| Figura 6.5: Registro de desplazamientos. San Francisco, E.U.A. (Fuente: Wilson [144])..... | 120 |
| Figura 6.6: Espectro de desplazamientos. San Francisco, E.U.A. (Fuente: Wilson [144])..... | 120 |
| Figura 6.7: Espectro de aceleraciones. San Francisco, E.U.A. (Fuente: Wilson [144])..... | 121 |
| Figura 6.8: Cálculo de desplazamientos totales a partir de los modales (Fuente: USACE [135])..... | 122 |
| Figura 6.9: Cálculo de coeficientes modales cruzados (Fuente: USACE [135])..... | 123 |
| Figura 6.10: Modelación del subsistema presa-cimiento en 2D (Fuente: USACE [135])..... | 126 |
| Figura 6.11: Modelación del subsistema presa en 2D (Fuente: USACE [135])..... | 126 |
| Figura 6.12: Subsistemas presa-cimiento y embalse en 3D (Fuente: USACE [135])..... | 127 |
| | |
| Figura 7.1: Modelo 2D de una presa de gravedad con el código DIANA (Fuente: Jefferson [72])..... | 138 |
| Figura 7.2: Modelo 2D de una presa de gravedad con el código FRAC-DAM (Fuente: Linsbauer et al [81]). | 140 |
| Figura 7.3: Modelo 2D de una presa de gravedad con el código FRANC2D (Fuente: Jefferson [72])..... | 141 |
| Figura 7.4: Modelo 2D de una presa de gravedad con el código LUSAS (Fuente: Jefferson [72])..... | 142 |
| Figura 7.5: Elementos básicos en <i>FLAC</i> . (a)- Elementos Cuadriláteros Superpuestos; (b)- Elemento Triangular con vectores de velocidad; (c)- Vector de Fuerza en Nodo (Fuente: Itasca [71])..... | 147 |
| Figura 7.6: Esquema de Numeración de Elementos y Nodos en <i>FLAC</i> (Fuente: Itasca [71])..... | 148 |
| Figura 7.7: Esquema de la Resolución de Ecuaciones en <i>FLAC</i> (Fuente: Itasca [71])..... | 149 |
| | |
| Figura 8.1: Método de desarrollo en serie de Taylor..... | 160 |
| Figura 8.2: Función de densidad de probabilidad de la variable X_i | 162 |
| Figura 8.3: Discretización de la probabilidad con el Point Estimate Method..... | 163 |
| Figura 8.4: Método de Estimación Puntual..... | 165 |
| Figura 8.5: Método de Hasofer y Lind..... | 169 |
| Figura 8.6: Método de integración..... | 176 |
| Figura 8.7: Muestreo por técnicas de Monte Carlo para 1 variable aleatoria..... | 179 |
| Figura 8.8: Muestreo por técnicas de Hipercubo Latino para 1 variable aleatoria..... | 180 |
| Figura 8.9: Probabilidad de fallo mediante muestreo por técnicas de Monte Carlo..... | 182 |
| Figura 8.10: Ajuste de una función de distribución normal a la función de estado g^* . Muestreo por Monte Carlo puro..... | 184 |
| Figura 8.11: Ajuste de una función de distribución lognormal a la función de estado g^* . Muestreo por Monte Carlo puro..... | 184 |
| Figura 8.12: Ajuste de una función de distribución normal a la función de estado g^* . Muestreo por Hipercubo Latino..... | 185 |
| Figura 8.13: Ajuste de una función de distribución lognormal a la función de estado g^* . Muestreo por Hipercubo Latino..... | 185 |
| | |
| Figura 9.1: Recorridos de la investigación en los campos de los modelos de comportamiento determinísticos y en las medidas de fiabilidad estructural..... | 193 |
| Figura 9.2: Sistematización del espacio de los modelos de comportamiento y medidas de fiabilidad estructural..... | 194 |
| Figura 9.3: Metodología propuesta. Diagrama de flujo..... | 200 |
| | |
| Figura 10.1: Vista aérea general de la presa y del entorno de la cerrada (Fuente: Membrillera [92])..... | 204 |
| Figura 10.2: Vista del paramento aguas abajo y del pie en el estribo izquierdo..... | 204 |
| Figura 10.3: Aliviadero superficial de la presa desde aguas abajo (Fuente: Membrillera [92])..... | 206 |
| Figura 10.4: Detalle del macizo rocoso en el estribo derecho: buzamiento aparente de los paquetes calizos y margosos (Fuente: Membrillera [92])..... | 207 |
| Figura 10.5: Sección tipo por cuerpo de presa (Fuente: Membrillera [92])..... | 208 |
| Figura 10.6: Gráfica de las funciones de probabilidad acumulada para los escenarios considerados y según los niveles de embalse (Fuente: Membrillera [92])..... | 210 |
| Figura 10.7: Hidrogramas de entrada al embalse para periodos de retorno de hasta 5000 años (Fuente: Membrillera [92])..... | 211 |
| Figura 10.8: Hidrogramas de avenida en el río a la entrada al embalse (Fuente: Membrillera [92])..... | 211 |

| | |
|--|-----|
| Figura 10.9: Curva de sollicitación sísmica en función de la aceleración horizontal de cálculo (Fuente: Membrillera [92]). | 212 |
| Figura 10.10: Árbol que representa el modo de rotura por erosión en pie de aguas abajo (Fuente: Membrillera [92]). | 214 |
| Figura 10.11: Árbol que representa el modo de rotura por colapso de equipos hidromecánicos del desagüe de fondo (Fuente: Membrillera [92]). | 215 |
| Figura 10.12: Árbol de eventos del modo de rotura por deslizamiento en el estribo derecho (Fuente: Membrillera [92]). | 216 |
| Figura 10.13: Árbol de eventos del modo de rotura por sifonamiento o erosión interna a través de un estrato margoso (Fuente: Membrillera [92]). | 217 |
| Figura 10.14: Árbol de eventos general que representa el modelo de riesgo para los eventos de naturaleza hidrológica (Fuente: Membrillera [92]). | 218 |
| Figura 10.15: Árbol de eventos general que representa el modelo de riesgo para los eventos de naturaleza sísmica (Fuente: Membrillera [92]). | 219 |
| Figura 10.16: Esquema funcional de cálculo para el deslizamiento en el estribo derecho (fuente: Membrillera [92]). | 221 |
| Figura 10.17: Red de flujo en la sección por estribo derecho (fuente: Membrillera [92]). | 221 |
| Figura 10.18: Sección transversal de la presa en las proximidades del estribo derecho (fuente: Membrillera [92]). | 222 |
| Figura 10.19: Sección de cálculo simplificada de la presa de estudio. | 226 |
| Figura 10.20: Sección por aliviadero. Modelo geométrico. Malla de cálculo. | 230 |
| Figura 10.21: Sección por aliviadero. Condiciones de contorno. | 231 |
| Figura 10.22: Modelo utilizado para la interfaz presa-cimiento (Fuente: Itasca [71]). | 232 |
| Figura 10.23: Sección por aliviadero. Interfaz presa-cimiento. | 233 |
| Figura 10.24: Sección por aliviadero. Apertura y propagación de una grieta en la interfaz presa-cimiento. | 234 |
| Figura 10.25: Sección por aliviadero. Empuje hidrostático sobre presa. | 235 |
| Figura 10.26: Sección por aliviadero. Empuje hidrostático sobre terreno aguas arriba de la presa. | 235 |
| Figura 10.27: Sección por aliviadero. Empuje hidrostático sobre terreno aguas abajo de la presa. | 236 |
| Figura 10.28: Sección por aliviadero. Subpresión. | 237 |
| | |
| Figura 11.1: Sección por el aliviadero de la presa según planos (Fuente: Documento XYZT [145]). | 240 |
| Figura 11.2: Sección deducida por el aliviadero de la presa de estudio. | 240 |
| Figura 11.3: Esquema en alzado de las galerías de la presa (Fuente: Documento XYZT [145]). | 241 |
| Figura 11.4: Sección de cálculo de la presa de estudio (Fuente: RAGS-04 [147]). | 242 |
| Figura 11.5: Sección de cálculo simplificada de la presa de estudio. | 242 |
| Figura 11.6: Densidad del hormigón. Función de densidad de probabilidad. | 244 |
| Figura 11.7: Función de probabilidad acumulada para niveles previos de embalse. (Fuente: Membrillera [92]). | 246 |
| Figura 11.8: Probabilidad anual de excedencia de niveles de embalse. Caso Base. (Fuente: Membrillera [92]). | 246 |
| Figura 11.9: Probabilidad anual de excedencia de niveles de embalse. Caso con Restricción histórica de nivel. (Fuente: Membrillera [92]). | 247 |
| Figura 11.10: Probabilidad anual de excedencia de niveles de embalse. Caso de operación según Normas de Explotación. (Fuente: Membrillera [92]). | 247 |
| Figura 11.11: Ley de subpresiones. Caso estático, sin pantalla de drenaje. Sin grieta bajo del pie de aguas arriba. (Fuente: US Army Corps of Engineers [136]). | 249 |
| Figura 11.12: Ley de subpresiones. Caso estático, sin pantalla de drenaje. Con grieta bajo del pie de aguas arriba. (Fuente: USACE [136]). | 250 |
| Figura 11.13: Ley de subpresiones. Caso estático, con pantalla de drenaje. Sin grieta bajo del pie de aguas arriba. (Fuente: USACE [136]). | 251 |
| Figura 11.14: Ley de subpresiones. Caso estático, con pantalla de drenaje. Con grieta bajo del pie de aguas arriba sin alcanzar el plano de drenes. (Fuente: USACE [136]). | 252 |
| Figura 11.15: Ley de subpresiones. Caso estático, con pantalla de drenaje. Con grieta bajo del pie de aguas arriba más allá del plano de drenes. (Fuente: USACE [136]). | 252 |
| Figura 11.16: Subpresión bajo el pie de aguas arriba. | 255 |
| Figura 11.17: Coeficiente de incremento de la subpresión. Densidad de probabilidad. | 256 |
| Figura 11.18: Coeficiente de ineficiencia de drenes. Densidad de probabilidad. | 259 |
| Figura 11.19: Peso específico de los sedimentos. Densidad de probabilidad. | 262 |
| Figura 11.20: Altura de los sedimentos. Densidad de probabilidad. | 263 |
| Figura 11.21: Coeficiente de empuje. Densidad de probabilidad. | 265 |
| Figura 11.22: Curva de sollicitación sísmica en función del periodo de retorno. | 268 |
| Figura 11.23: Curva de sollicitación sísmica en función de la Probabilidad Anual de Excedencia. | 269 |
| Figura 11.24: Resistencia a compresión estática del hormigón. Densidad de probabilidad. | 274 |
| Figura 11.25: Resistencia a tracción estática del hormigón. Densidad de probabilidad. | 276 |

| | |
|--|-----|
| Figura 11.26: Resistencia a tracción en las juntas del hormigón. Densidad de probabilidad..... | 278 |
| Figura 11.27: Resistencia al corte de pico y residual juntas del hormigón | 279 |
| Figura 11.28: Diaclasado del macizo rocoso en el estribo derecho de la presa (Fuente: Membrillera [92])..... | 280 |
| Figura 11.29: Detalle del macizo rocoso en el estribo derecho de la presa (Fuente: Membrillera [92])..... | 280 |
| Figura 11.30: Módulo de elasticidad “saturado” (GPa). Ajuste de función de densidad de probabilidad.... | 283 |
| Figura 11.31: Resistencia a compresión de la roca matriz (MPa). Densidad de probabilidad..... | 284 |
| Figura 11.32: Coeficiente m_i de la roca matriz del modelo Hoek-Brown. Densidad de probabilidad..... | 285 |
| Figura 11.33: Índice GSI del macizo rocoso. Densidad de probabilidad..... | 285 |
| Figura 11.34: Ángulo de fricción del macizo rocoso. Densidad de probabilidad..... | 286 |
| Figura 11.35: Cohesión del macizo rocoso. Ajuste de función de densidad de probabilidad..... | 286 |
| Figura 11.36: Resistencia a compresión del macizo rocoso. Ajuste de función de densidad de probabilidad..... | 287 |
| Figura 11.37: Resistencia a tracción del macizo rocoso. Densidad de probabilidad..... | 287 |
| Figura 11.38: Módulo de elasticidad del macizo rocoso. Ajuste de función de densidad de probabilidad..... | 288 |
| Figura 11.39: Resistencia a tracción en el contacto presa-cimiento. Densidad de probabilidad..... | 290 |
| Figura 11.40: Parámetros de resistencia al corte en contactos hormigón-roca sobre rocas sedimentarias (Fuente: Elaboración propia a partir de datos de Link [80])..... | 292 |
| Figura 11.41: Parámetros de resistencia al corte en contactos hormigón-roca sobre rocas sedimentarias. Valores de pico tras cribado (Fuente: Elaboración propia a partir de datos de Link [80])..... | 292 |
| Figura 11.42: Histograma de frecuencias para el ángulo de fricción pico en el contacto presa-cimiento. (Fuente: Elaboración propia a partir de datos de Link [80])..... | 293 |
| Figura 11.43: Ángulo de fricción pico en el contacto presa-cimiento. Densidad de probabilidad. | 293 |
| Figura 11.44: Histograma de frecuencias para la cohesión pico en el contacto presa-cimiento. (Fuente: Elaboración propia a partir de datos de Link [80])..... | 294 |
| Figura 11.45: Cohesión pico en el contacto presa-cimiento. Densidad de probabilidad..... | 295 |
| Figura 11.46: Degradación del valor medio del ángulo de fricción con el desplazamiento..... | 297 |
| Figura 11.47: Degradación del valor medio de la cohesión con el desplazamiento..... | 297 |
| | |
| Figura 12.1: Sección de cálculo simplificada de la presa de estudio..... | 301 |
| Figura 12.2: Coeficientes de seguridad en función del nivel de embalse para distintos valores de la resistencia a tracción presa-cimiento..... | 304 |
| Figura 12.3: Longitud fisurada en función de la resistencia a tracción en el contacto con modelo de equilibrio límite..... | 305 |
| Figura 12.4: Coeficiente de seguridad en función de la resistencia a tracción en el contacto con modelo de equilibrio límite..... | 305 |
| Figura 12.5: Curvas límite (ϕ , c) para $\sigma_{ci} = 9 \times 10^5$ Pa..... | 306 |
| Figura 12.6: Método de Taylor. Probabilidad de fallo para 10 variables aleatorias..... | 308 |
| Figura 12.7: Método de Taylor. Contribución de las variables a la varianza de la función g^* | 309 |
| Figura 12.8: Método de Taylor. Probabilidad de fallo para 3 variables aleatorias..... | 310 |
| Figura 12.9: Método de Taylor. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias..... | 311 |
| Figura 12.10: Evaluaciones de la función de estado con los métodos de Taylor y Estimación Puntual.... | 312 |
| Figura 12.11: Método de Estimación Puntual. Probabilidad de fallo para 3 variables aleatorias..... | 314 |
| Figura 12.12: Método de Estimación Puntual. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias..... | 315 |
| Figura 12.13: Método de Estimación Puntual y método de Taylor. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias..... | 316 |
| Figura 12.14: Método de Hasofer-Lind. Probabilidad de fallo para 3 variables aleatorias..... | 318 |
| Figura 12.15: Método de Hasofer-Lind. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias..... | 319 |
| Figura 12.16: Método de Hasofer-Lind. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias..... | 320 |
| Figura 12.17: Método de Hasofer-Lind con 2 variables aleatorias. Punto de diseño para nivel 320 m.s.n.m..... | 321 |
| Figura 12.18: Método de Hasofer-Lind con 2 variables aleatorias. Punto de diseño para nivel 322.5 m.s.n.m..... | 321 |
| Figura 12.19: Método de Hasofer-Lind con 2 variables aleatorias. Punto de diseño para nivel 326 m.s.n.m..... | 322 |
| Figura 12.20: Método de Hasofer-Lind con 2 variables aleatorias. Punto de diseño para nivel 331.7 m.s.n.m..... | 322 |
| Figura 12.21: Método de Monte Carlo. Probabilidad de fallo para 10 variables aleatorias..... | 324 |
| Figura 12.22: Método de Monte Carlo. Probabilidad de fallo para 3 variables aleatorias. Comparación con el caso de 10 variables aleatorias..... | 326 |
| Figura 12.23: Método de Monte Carlo. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias. Comparación con el caso de 3 variables aleatorias..... | 327 |
| Figura 12.24: Método de Monte Carlo. Probabilidad de fallo para 3 variables aleatorias. Comparación con los métodos de Nivel 2..... | 328 |
| Figura 12.25: Método de Monte Carlo. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias. Comparación con los métodos de Nivel 2..... | 328 |
| Figura 12.26: Método de Monte Carlo. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias utilizando las curvas límite. Comparación con el caso de 2 variables aleatorias sin utilizar las curvas límite..... | 330 |

| | |
|---|-----|
| Figura 12.27: Método de Monte Carlo. Curvas límite (10,000 puntos en la imagen)..... | 331 |
| Figura 12.28: Curva de sollicitación sísmica en función de la Probabilidad Anual de Excedencia..... | 333 |
| Figura 12.29: Coeficientes de seguridad en función de la aceleración sísmica para distintos niveles de embalse..... | 336 |
| Figura 12.30: Curvas límite (ϕ, c) para $n_1 = 268.00$ m.s.n.m. Caso sísmico..... | 336 |
| Figura 12.31: Curvas límite (ϕ, c) para $n_1 = 300.00$ m.s.n.m. Caso sísmico..... | 337 |
| Figura 12.32: Curvas límite (ϕ, c) para $n_1 = 313.00$ m.s.n.m. Caso sísmico..... | 337 |
| Figura 12.33: Curvas límite (ϕ, c) para $n_1 = 320.00$ m.s.n.m. Caso sísmico..... | 338 |
| Figura 12.34: Método de Taylor. Escenario sísmico. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias..... | 340 |
| Figura 12.35: Método de Estimación Puntual. Escenario sísmico. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias..... | 343 |
| Figura 12.36: Método de Hasofer-Lind. Escenario sísmico. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias..... | 347 |
| Figura 12.37: Método de Monte Carlo. Escenario sísmico. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias..... | 350 |
| Figura 12.38: Método de Monte Carlo. Curvas límite (10,000 puntos en imagen). Sismo $a/g = 0.01$ | 351 |
| Figura 12.39: Método de Monte Carlo. Curvas límite (10,000 puntos en imagen). Sismo $a/g = 0.03$ | 352 |
| Figura 12.40: Método de Monte Carlo. Curvas límite (10,000 puntos en imagen). Sismo $a/g = 0.06$ | 353 |
| Figura 12.41: Método de Monte Carlo. Curvas límite (10,000 puntos en imagen). Sismo $a/g = 0.12$ | 354 |
| Figura 12.42: Método de Monte Carlo. Curvas límite (10,000 puntos en imagen). Sismo $a/g = 0.24$ | 355 |
| Figura 12.43: Método de Monte Carlo. Curvas límite (10,000 puntos en imagen). Sismo $a/g = 0.48$ | 356 |
| Figura 12.44: Escenario sísmico ($a/g=0.01$). Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias..... | 357 |
| Figura 12.45: Escenario sísmico ($a/g=0.03$). Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias..... | 358 |
| Figura 12.46: Escenario sísmico ($a/g=0.06$). Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias..... | 358 |
| Figura 12.47: Escenario sísmico ($a/g=0.12$). Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias..... | 359 |
| Figura 12.48: Escenario sísmico ($a/g=0.24$). Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias..... | 359 |
| Figura 12.49: Escenario sísmico ($a/g=0.48$). Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias..... | 360 |
| Figura 12.50: Escenario Hidrológico. Variables con correlación $\rho = +0.25$ | 362 |
| Figura 12.51: Escenario Hidrológico. Variables con correlación $\rho = +0.50$ | 362 |
| Figura 12.52: Escenario Hidrológico. Variables con correlación $\rho = +0.75$ | 363 |
| Figura 12.53: Escenario Hidrológico. Variables con correlación $\rho = -0.25$ | 363 |
| Figura 12.54: Escenario Hidrológico. Variables con correlación $\rho = -0.50$ | 364 |
| Figura 12.55: Escenario Hidrológico. Variables con correlación $\rho = -0.75$ | 364 |
| Figura 12.56: Escenario Hidrológico. Probabilidades condicionales con correlación..... | 365 |
| Figura 12.57: Escenario Sísmico ($a/g = 0.01$). Variables con correlación $\rho = +0.25$ | 366 |
| Figura 12.58: Escenario Sísmico ($a/g = 0.01$). Variables con correlación $\rho = +0.50$ | 366 |
| Figura 12.59: Escenario Sísmico ($a/g = 0.01$). Variables con correlación $\rho = +0.75$ | 367 |
| Figura 12.60: Escenario Sísmico ($a/g = 0.01$). Variables con correlación $\rho = -0.25$ | 367 |
| Figura 12.61: Escenario Sísmico ($a/g = 0.01$). Variables con correlación $\rho = -0.50$ | 368 |
| Figura 12.62: Escenario Sísmico ($a/g = 0.01$). Variables con correlación $\rho = -0.75$ | 368 |
| Figura 12.63: Escenario Sísmico ($a/g = 0.01$). Probabilidades condicionales con correlación..... | 369 |
| Figura 12.64: Escenario Sísmico ($a/g = 0.03$). Variables con correlación $\rho = +0.25$ | 370 |
| Figura 12.65: Escenario Sísmico ($a/g = 0.03$). Variables con correlación $\rho = +0.50$ | 370 |
| Figura 12.66: Escenario Sísmico ($a/g = 0.03$). Variables con correlación $\rho = +0.75$ | 371 |
| Figura 12.67: Escenario Sísmico ($a/g = 0.03$). Variables con correlación $\rho = -0.25$ | 371 |
| Figura 12.68: Escenario Sísmico ($a/g = 0.03$). Variables con correlación $\rho = -0.50$ | 372 |
| Figura 12.69: Escenario Sísmico ($a/g = 0.03$). Variables con correlación $\rho = -0.75$ | 372 |
| Figura 12.70: Escenario Sísmico ($a/g = 0.03$). Probabilidades condicionales con correlación..... | 373 |
| Figura 12.71: Escenario Sísmico ($a/g = 0.06$). Variables con correlación $\rho = +0.25$ | 374 |
| Figura 12.72: Escenario Sísmico ($a/g = 0.06$). Variables con correlación $\rho = +0.50$ | 374 |
| Figura 12.73: Escenario Sísmico ($a/g = 0.06$). Variables con correlación $\rho = +0.75$ | 375 |
| Figura 12.74: Escenario Sísmico ($a/g = 0.06$). Variables con correlación $\rho = -0.25$ | 375 |
| Figura 12.75: Escenario Sísmico ($a/g = 0.06$). Variables con correlación $\rho = -0.50$ | 376 |
| Figura 12.76: Escenario Sísmico ($a/g = 0.06$). Variables con correlación $\rho = -0.75$ | 376 |
| Figura 12.77: Escenario Sísmico ($a/g = 0.06$). Probabilidades condicionales con correlación..... | 377 |
| Figura 12.78: Escenario Sísmico ($a/g = 0.12$). Variables con correlación $\rho = +0.25$ | 378 |
| Figura 12.79: Escenario Sísmico ($a/g = 0.12$). Variables con correlación $\rho = +0.50$ | 378 |
| Figura 12.80: Escenario Sísmico ($a/g = 0.12$). Variables con correlación $\rho = +0.75$ | 379 |
| Figura 12.81: Escenario Sísmico ($a/g = 0.12$). Variables con correlación $\rho = -0.25$ | 379 |
| Figura 12.82: Escenario Sísmico ($a/g = 0.12$). Variables con correlación $\rho = -0.50$ | 380 |
| Figura 12.83: Escenario Sísmico ($a/g = 0.12$). Variables con correlación $\rho = -0.75$ | 380 |
| Figura 12.84: Escenario Sísmico ($a/g = 0.12$). Probabilidades condicionales con correlación..... | 381 |
| Figura 12.85: Escenario Sísmico ($a/g = 0.24$). Variables con correlación $\rho = +0.25$ | 382 |

| | |
|---|-----|
| Figura 12.86: Escenario Sísmico ($a/g = 0.24$). Variables con correlación $\rho = +0.50$ | 382 |
| Figura 12.87: Escenario Sísmico ($a/g = 0.24$). Variables con correlación $\rho = +0.75$ | 383 |
| Figura 12.88: Escenario Sísmico ($a/g = 0.24$). Variables con correlación $\rho = -0.25$ | 383 |
| Figura 12.89: Escenario Sísmico ($a/g = 0.24$). Variables con correlación $\rho = -0.50$ | 384 |
| Figura 12.90: Escenario Sísmico ($a/g = 0.24$). Variables con correlación $\rho = -0.75$ | 384 |
| Figura 12.91: Escenario Sísmico ($a/g = 0.24$). Probabilidades condicionales con correlación..... | 385 |
| Figura 12.92: Escenario Sísmico ($a/g = 0.48$). Variables con correlación $\rho = +0.25$ | 386 |
| Figura 12.93: Escenario Sísmico ($a/g = 0.48$). Variables con correlación $\rho = +0.50$ | 386 |
| Figura 12.94: Escenario Sísmico ($a/g = 0.48$). Variables con correlación $\rho = +0.75$ | 387 |
| Figura 12.95: Escenario Sísmico ($a/g = 0.48$). Variables con correlación $\rho = -0.25$ | 387 |
| Figura 12.96: Escenario Sísmico ($a/g = 0.48$). Variables con correlación $\rho = -0.50$ | 388 |
| Figura 12.97: Escenario Sísmico ($a/g = 0.48$). Variables con correlación $\rho = -0.75$ | 388 |
| Figura 12.98: Escenario Sísmico ($a/g = 0.48$). Probabilidades condicionales con correlación..... | 389 |
| Figura 12.99: Datos de parámetros de resistencia al corte en contactos hormigón-cimiento sobre rocas sedimentarias. Correlación positiva $\rho = +0.37$ (Fuente: Elaboración propia a partir de datos de Link [80])..... | 390 |
| Figura 12.100: Datos de parámetros de resistencia al corte en contactos hormigón-cimiento sobre rocas sedimentarias. Datos cribados correspondientes a valores de pico. Correlación nula (Fuente: Elaboración propia a partir de datos de Link [80])..... | 391 |
| | |
| Figura 13.1: Coeficiente de seguridad global y curvas límite en el espacio (ϕ, c)..... | 398 |
| Figura 13.2: Distribución de tensiones en la base con el modelo elástico y con el modelo de equilibrio límite para un nivel de embalse de 268 m.s.n.m. y una σ_{ti} de 9×10^5 Pa..... | 400 |
| Figura 13.3: Distribución de tensiones en la base con el modelo elástico y con el modelo de equilibrio límite para un nivel de embalse de 300 m.s.n.m. y una σ_{ti} de 9×10^5 Pa..... | 401 |
| Figura 13.4: Distribución de tensiones en la base con el modelo elástico y con el modelo de equilibrio límite para un nivel de embalse de 313 m.s.n.m. y una σ_{ti} de 9×10^5 Pa..... | 401 |
| Figura 13.5: Distribución de tensiones en la base con el modelo elástico y con el modelo de equilibrio límite para un nivel de embalse de 320 m.s.n.m. y una σ_{ti} de 9×10^5 Pa..... | 403 |
| Figura 13.6: Distribución de tensiones en la base con el modelo elástico y con el modelo de equilibrio límite para un nivel de embalse de 322.50 m.s.n.m. y una σ_{ti} de 9×10^5 Pa..... | 403 |
| Figura 13.7: Distribución de tensiones en la base con el modelo elástico y con el modelo de equilibrio límite para un nivel de embalse de 326 m.s.n.m. y una σ_{ti} de 9×10^5 Pa..... | 404 |
| Figura 13.8: Distribución de tensiones en la base con el modelo elástico y con el modelo de equilibrio límite para un nivel de embalse de 331.70 m.s.n.m. y una σ_{ti} de 9×10^5 Pa..... | 404 |
| Figura 13.9: Coeficientes de seguridad en función del nivel de embalse con modelo de equilibrio límite y con modelo de sólido elástico..... | 406 |
| Figura 13.10: Longitud fisurada en tanto por uno frente a la resistencia a tracción en el contacto. Modelo de sólido elástico..... | 407 |
| Figura 13.11: Coeficiente de seguridad frente a la resistencia a tracción en el contacto. Modelo de sólido elástico..... | 408 |
| Figura 13.12: Módulo de elasticidad “saturado” del cemento (GPa). Densidad de probabilidad..... | 410 |
| Figura 13.13: Coeficiente de seguridad frente a la rigidez relativa presa-cimiento. Modelo de sólido elástico..... | 411 |
| Figura 13.14: Coeficiente de seguridad global en el espacio (ϕ, c) para nivel de 268 m.s.n.m..... | 412 |
| Figura 13.15: Coeficiente de seguridad global en el espacio (ϕ, c) para nivel de 300 m.s.n.m..... | 412 |
| Figura 13.16: Coeficiente de seguridad global en el espacio (ϕ, c) para nivel de 313 m.s.n.m..... | 413 |
| Figura 13.17: Coeficiente de seguridad global en el espacio (ϕ, c) para nivel de 320 m.s.n.m..... | 413 |
| Figura 13.18: Coeficiente de seguridad global en el espacio (ϕ, c) para nivel de 322.5 m.s.n.m..... | 414 |
| Figura 13.19: Coeficiente de seguridad global en el espacio (ϕ, c) nivel de 326 m.s.n.m. y superiores..... | 414 |
| Figura 13.20: Trayectorias para obtención de puntos sobre curva límite para 2 variables aleatorias..... | 418 |
| Figura 13.21: Puntos límite con modelo de sólido elástico. Nivel 313.00 m.s.n.m..... | 421 |
| Figura 13.22: Puntos límite con modelo de sólido elástico sobre curva límite del modelo de equilibrio límite. Nivel 313.00 m.s.n.m..... | 421 |
| Figura 13.23: Ajuste de curva límite $tg(\phi)$ -c con modelo de sólido elástico. Nivel 313.00 m.s.n.m..... | 422 |
| Figura 13.24: Ajuste de curva límite ϕ -c con modelo de sólido elástico. Nivel 313.00 m.s.n.m..... | 422 |
| Figura 13.25: Curva límite ϕ -c con modelo de sólido elástico e intervalos de confianza. Nivel 313.00 m.s.n.m..... | 423 |
| Figura 13.26: Nube de puntos. Variables sin correlación. Nivel 313.00 m.s.n.m..... | 423 |
| Figura 13.27: Puntos límite con modelo de sólido elástico. Nivel 320.00 m.s.n.m..... | 424 |

| | |
|---|-----|
| Figura 13.28: Puntos límite con modelo de sólido elástico sobre curva límite del modelo de equilibrio límite. Nivel 320.00 m.s.n.m..... | 424 |
| Figura 13.29: Ajuste de curva límite $tg(\varphi)$ -c con modelo de sólido elástico. Nivel 320.00 m.s.n.m..... | 425 |
| Figura 13.30: Ajuste de curva límite φ -c con modelo de sólido elástico. Nivel 320.00 m.s.n.m..... | 425 |
| Figura 13.31: Curva límite φ -c con modelo de sólido elástico e intervalos de confianza. Nivel 320.00 m.s.n.m..... | 426 |
| Figura 13.32: Nube de puntos. Variables sin correlación. Nivel 320.00 m.s.n.m..... | 426 |
| Figura 13.33: Puntos límite con modelo de sólido elástico. Nivel 322.50 m.s.n.m..... | 427 |
| Figura 13.34: Puntos límite con modelo de sólido elástico sobre curva límite del modelo de equilibrio límite. Nivel 322.50 m.s.n.m..... | 427 |
| Figura 13.35: Ajuste de curva límite $tg(\varphi)$ -c con modelo de sólido elástico. Nivel 322.50 m.s.n.m..... | 428 |
| Figura 13.36: Ajuste de curva límite φ -c con modelo de sólido elástico. Nivel 322.50 m.s.n.m..... | 428 |
| Figura 13.37: Curva límite φ -c con modelo de sólido elástico e intervalos de confianza. Nivel 322.50 m.s.n.m..... | 429 |
| Figura 13.38: Nube de puntos. Variables sin correlación. Nivel 322.50 m.s.n.m..... | 429 |
| Figura 13.39: Método de Monte Carlo. Probabilidad de fallo con 2 variables aleatorias con curvas límite. Comparación de resultados con modelo de sólido elástico y modelo de equilibrio límite..... | 431 |
| Figura 13.40: Método de Monte Carlo. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias utilizando las curvas límite con el modelo de sólido elástico. Comparación con los métodos de Nivel 2..... | 431 |
| Figura 13.41: Escenario Sísmico. Método de Monte Carlo. Probabilidad de fallo con 2 variables aleatorias con curvas límite. Resultados con modelo de sólido elástico..... | 442 |
| Figura 13.42: Escenario Sísmico $a/g = 0.01$. Método de Monte Carlo. Comparación de las probabilidades de fallo obtenidas con el modelo de sólido elástico y con el modelo de equilibrio límite..... | 442 |
| Figura 13.43: Escenario Sísmico $a/g = 0.03$. Método de Monte Carlo. Comparación de las probabilidades de fallo obtenidas con el modelo de sólido elástico y con el modelo de equilibrio límite..... | 443 |
| Figura 13.44: Escenario Sísmico $a/g = 0.06$. Método de Monte Carlo. Comparación de las probabilidades de fallo obtenidas con el modelo de sólido elástico y con el modelo de equilibrio límite..... | 443 |
| Figura 13.45: Escenario Sísmico $a/g = 0.12$. Método de Monte Carlo. Comparación de las probabilidades de fallo obtenidas con el modelo de sólido elástico y con el modelo de equilibrio límite..... | 444 |
| Figura 13.46: Escenario Sísmico $a/g = 0.24$. Método de Monte Carlo. Comparación de las probabilidades de fallo obtenidas con el modelo de sólido elástico y con el modelo de equilibrio límite..... | 444 |
| Figura 13.47: Escenario Sísmico $a/g = 0.48$. Método de Monte Carlo. Comparación de las probabilidades de fallo obtenidas con el modelo de sólido elástico y con el modelo de equilibrio límite..... | 445 |
| Figura 13.48: Escenario Hidrológico. Probabilidades condicionales con correlación..... | 446 |
| Figura 13.49: Desplazamientos horizontales máximos. Escenario Hidrológico..... | 447 |
| Figura 13.50: Desplazamientos horizontales máximos. Escenario Sísmico..... | 448 |
| | |
| Figura 14.1: Estructura general empleada en la estimación de consecuencias (Fuente: Triana [129])..... | 450 |
| Figura 14.2: Curva general de daños manejada en la estimación de consecuencias (Fuente: PATRICOVA)..... | 452 |
| Figura 14.3: Metodología para la estimación del perjuicio económico sobre el sistema de recursos hídricos (Fuente: Triana [129])..... | 453 |
| Figura 14.4: Software iPresas. Diagrama de Influencia para el Escenario Hidrológico (Fuente: Serrano et al [118])..... | 455 |
| Figura 14.5: Software iPresas. Diagrama de Influencia para el Escenario Sísmico (Fuente: Serrano et al [118])..... | 455 |
| Figura 14.6: Software iPresas. Escenario hidrológico. Modelo de archivo con el vector de probabilidad condicional de fallo en función del nivel de embalse (fuente: Serrano et al [118])..... | 456 |
| Figura 14.7: Software iPresas. Escenario sísmico. Modelo de archivo con la matriz de probabilidad condicional de fallo en función del nivel de embalse y de la aceleración sísmica (Fuente: Serrano et al [118])..... | 456 |
| Figura 14.8: Probabilidades condicionales de fallo a deslizamiento en el contacto presa-cimiento. Escenario hidrológico, sin correlación..... | 457 |
| Figura 14.9: Probabilidades condicionales de fallo a deslizamiento en el contacto presa-cimiento. Escenario hidrológico, con correlación..... | 458 |
| Figura 14.10: Probabilidades condicionales de fallo a deslizamiento en el contacto presa-cimiento. Escenario sísmico, sin correlación..... | 459 |
| Figura 14.11: Probabilidades condicionales de fallo a deslizamiento en el contacto presa-cimiento. Escenario sísmico, con correlación $\rho = -0.75$ | 460 |
| Figura 14.12: Probabilidades condicionales de fallo a deslizamiento en el contacto presa-cimiento. Escenario sísmico, con correlación $\rho = -0.50$ | 461 |
| Figura 14.13: Probabilidades condicionales de fallo a deslizamiento en el contacto presa-cimiento. Escenario sísmico, con correlación $\rho = -0.25$ | 462 |

| | |
|--|-----|
| Figura 14.14: Probabilidades condicionales de fallo a deslizamiento en el contacto presa-cimiento. Escenario sísmico, con correlación $\rho = +0.25$ | 463 |
| Figura 14.15: Probabilidades condicionales de fallo a deslizamiento en el contacto presa-cimiento. Escenario sísmico, con correlación $\rho = +0.50$ | 464 |
| Figura 14.16: Probabilidades condicionales de fallo a deslizamiento en el contacto presa-cimiento. Escenario sísmico, con correlación $\rho = +0.75$ | 465 |
| Figura 14.17: Probabilidad anual total de fallo. Escenario hidrológico. Sin correlación entre variables.... | 470 |
| Figura 14.18: Riesgo en términos de vidas/año. Escenario hidrológico. Sin correlación entre variables.... | 470 |
| Figura 14.19: Riesgo en términos de pérdidas económicas/año. Escenario hidrológico. Sin correlación entre variables..... | 471 |
| Figura 14.20: Probabilidad anual total de rotura en función del nivel de correlación entre cohesión y ángulo de rozamiento. Escenario hidrológico..... | 471 |
| Figura 14.21: Riesgo en vidas humanas/año en función del nivel de correlación entre cohesión y ángulo de rozamiento. Escenario hidrológico..... | 472 |
| Figura 14.22: Riesgo en pérdidas económicas/año en función del nivel de correlación entre cohesión y ángulo de rozamiento. Escenario hidrológico..... | 472 |
| Figura 14.23: Probabilidad anual total de fallo. Escenario sísmico. Sin correlación entre variables..... | 476 |
| Figura 14.24: Riesgo en términos de vidas/año. Escenario sísmico. Sin correlación entre variables..... | 477 |
| Figura 14.25: Riesgo en términos de pérdidas económicas/año. Escenario sísmico. Sin correlación entre variables..... | 477 |
| Figura 14.26: Probabilidad anual total de rotura en función del nivel de correlación entre cohesión y ángulo de rozamiento. Escenario sísmico..... | 478 |
| Figura 14.27: Riesgo en vidas humanas/año en función del nivel de correlación entre cohesión y ángulo de rozamiento. Escenario sísmico..... | 478 |
| Figura 14.28: Riesgo en pérdidas económicas/año en función del nivel de correlación entre cohesión y ángulo de rozamiento. Escenario sísmico..... | 479 |
| Figura 14.29: Evaluación del Riesgo en la gráfica f-N. Influencia del método de análisis empleado en el modo de fallo por deslizamiento en el contacto presa-cimiento sobre la probabilidad anual de rotura de la presa..... | 480 |
| | |
| Figura A1.1: Parámetros geométricos para el cálculo de estabilidad de la presa de estudio..... | 496 |
| Figura A1.2: Parámetros de acciones y materiales para el cálculo de estabilidad de la presa de estudio.... | 497 |
| Figura A1.3: Cálculo de estabilidad de la presa de estudio. Peso propio..... | 498 |
| Figura A1.4: Cálculo de estabilidad de la presa de estudio. Empujes hidrostáticos..... | 499 |
| Figura A1.5: Cálculo de estabilidad de la presa de estudio. Subpresión..... | 500 |
| Figura A1.6: Cálculo de estabilidad de la presa de estudio. Empuje de sedimentos..... | 501 |
| Figura A1.7: Cálculo de estabilidad de la presa de estudio. Empuje sísmico inercial sobre la presa..... | 502 |
| Figura A1.8: Cálculo de estabilidad de la presa de estudio. Empuje sísmico del embalse sobre la presa.... | 503 |
| Figura A1.9: Cálculo de estabilidad de la presa de estudio. Análisis de formación de grieta sin considerar el sismo..... | 504 |
| Figura A1.10: Cálculo de estabilidad de la presa de estudio. Cálculo de la zona comprimida y tensiones para el escenario sísmico..... | 505 |
| Figura A1.11: Cálculo de estabilidad de la presa de estudio. Análisis del deslizamiento y cálculo del coeficiente de seguridad..... | 506 |
| | |
| Figura A2.1: Cálculo de la probabilidad condicional de fallo por métodos de Nivel 2. Método de Taylor para 10 variables aleatorias..... | 510 |
| Figura A2.2: Cálculo de la probabilidad condicional de fallo por métodos de Nivel 2. Método de Taylor para 3 variables aleatorias..... | 511 |
| Figura A2.3: Cálculo de la probabilidad condicional de fallo por métodos de Nivel 2. Método de Taylor para 2 variables aleatorias..... | 512 |
| Figura A2.4: Cálculo de la probabilidad condicional de fallo por métodos de Nivel 2. Método de Estimación Puntual para 3 variables aleatorias. Distribución puntual de probabilidad de las variables.... | 513 |
| Figura A2.5: Cálculo de la probabilidad condicional de fallo por métodos de Nivel 2. Método de Estimación Puntual para 3 variables aleatorias. Cálculo de la probabilidad..... | 514 |
| Figura A2.6: Cálculo de la probabilidad condicional de fallo por métodos de Nivel 2. Método de Estimación Puntual para 2 variables aleatorias. Distribución puntual de probabilidad de las variables.... | 515 |
| Figura A2.7: Cálculo de la probabilidad condicional de fallo por métodos de Nivel 2. Método de Estimación Puntual para 2 variables aleatorias. Cálculo de la probabilidad..... | 516 |

| | |
|--|-----|
| Figura A2.8: Cálculo de la probabilidad condicional de fallo por métodos de Nivel 2. Método de Hasofer-Lind para 3 variables aleatorias..... | 517 |
| Figura A2.9: Cálculo de la probabilidad condicional de fallo por métodos de Nivel 2. Método de Hasofer-Lind para 2 variables aleatorias..... | 518 |
| Figura A3.1: Cálculo de la probabilidad condicional de fallo por métodos de Nivel 3. Método de Monte Carlo para 2 variables aleatorias..... | 520 |
| Figura A4.1: Geometría presa analizada (Fuente: Jefferson [72])..... | 524 |
| Figura A4.2: Hipótesis de carga n°2 (Fuente: Jefferson [72])..... | 525 |
| Figura A4.3: Hipótesis de carga n°3 (Fuente: Jefferson [72])..... | 526 |
| Figura A4.4: Malla tipo de cálculo (Fuente: Jefferson [72])..... | 526 |
| Figura A4.5: FRAC-DAM. Hipótesis de carga n°3. Malla deformada (Fuente: Linsbauer [81])..... | 527 |
| Figura A4.6: FRAC-DAM. Desplazamientos en coronación (Fuente: Jefferson [72])..... | 528 |
| Figura A4.7: FRAC-DAM. Tensiones en contacto presa-cimiento (Fuente: Jefferson [72])..... | 529 |
| Figura A4.8: LUSAS. Hipótesis de carga n°1. Malla deformada (Fuente: Jefferson [72])..... | 530 |
| Figura A4.9: LUSAS. Fisuración para la hipótesis de carga n°1 (Fuente: Jefferson [72])..... | 531 |
| Figura A4.10: LUSAS. Fisuración para la hipótesis de carga n°2 (Fuente: Jefferson [72])..... | 531 |
| Figura A4.11: LUSAS. Fisuración para la hipótesis de carga n°3 (Fuente: Jefferson [72])..... | 531 |
| Figura A4.12: LUSAS. Desplazamientos en coronación (Fuente: Jefferson [72])..... | 532 |
| Figura A4.13: LUSAS. Tensiones en contacto presa-cimiento (Fuente: Jefferson [72])..... | 533 |
| Figura A4.14: DIANA. Hipótesis de carga n°2. Malla deformada (Fuente: Jefferson [72])..... | 534 |
| Figura A4.15: DIANA. Desplazamientos en coronación (Fuente: Jefferson [72])..... | 535 |
| Figura A4.16: DIANA. Tensiones en contacto presa-cimiento (Fuente: Jefferson [72])..... | 536 |
| Figura A4.17: FLAC. Malla de cálculo..... | 537 |
| Figura A4.18: Código FLAC. Idealización de la interfaz presa-cimiento (fuente: Itasca)..... | 538 |
| Figura A4.19: Código FLAC. Interfaz presa-cimiento..... | 539 |
| Figura A4.20: FLAC. Malla deformada para la hipótesis de carga n°2..... | 540 |
| Figura A4.21: FLAC. Fisuración para la hipótesis de carga n°1. Nivel de 100 m..... | 540 |
| Figura A4.22: FLAC. Fisuración para la hipótesis de carga n°1. Nivel de 110 m..... | 541 |
| Figura A4.23: FLAC. Fisuración para la hipótesis de carga n°2. Nivel 95 m..... | 541 |
| Figura A4.24: FLAC. Fisuración para la hipótesis de carga n°3. Nivel 81.3 m..... | 541 |
| Figura A4.25: FLAC. Desplazamientos en coronación..... | 542 |
| Figura A4.26: FLAC. Tensiones en contacto presa-cimiento..... | 543 |
| Figura A4.27: IFF . Comparativa entre modelos..... | 544 |
| Figura A4.28: Niveles de embalse vs. desplazamiento de coronación. Comparativa entre modelos..... | 545 |
| Figura A4.29: FLAC. Estado de la interfaz entre presa y cimiento..... | 546 |
| Figura A4.30: IFF . Comparativa entre modelos. FLAC con zona comprimida estable..... | 547 |
| Figura A4.31: Tensiones en la base. Comparativa entre modelos en hipótesis de carga n°1..... | 549 |
| Figura A4.32: Tensiones en la base. Comparativa entre modelos en hipótesis de carga n°2..... | 549 |
| Figura A4.33: Tensiones en la base. Comparativa entre modelos en hipótesis de carga n°3..... | 550 |
| Figura A5.1: Dimensiones de la presa de estudio..... | 589 |
| Figura A5.2: Malla con zonas de 1.00 m de longitud en la interfaz (64 zonas en la base)..... | 591 |
| Figura A5.3: Malla con zonas de 3.556 m de longitud en la interfaz (18 zonas en la base)..... | 592 |
| Figura A5.4: Malla con zonas de 8.00 m de longitud en la interfaz (8 zonas en la base)..... | 592 |
| Figura A5.5: Distribución de tensiones en la base para la hipótesis de carga n°1..... | 593 |
| Figura A5.6: Distribución de tensiones en la base para la hipótesis de carga n°2..... | 594 |
| Figura A5.7: Distribución de tensiones en la base para la hipótesis de carga n°3..... | 594 |

Índice de Cuadros

| | |
|---|-----|
| Cuadro 2.1: Fenómenos relacionados con la evaluación de la seguridad de presas de hormigón, elementos modelados e indicadores (Fuente: ICOLD [66])..... | 19 |
| Cuadro 3.1: Niveles de análisis deterministas de complejidad creciente para el estudio de fenómenos estructurales y de flujo, tanto estáticos como dinámicos..... | 51 |
| Cuadro 3.2: Niveles y metodologías de análisis sísmico (Fuente: Ghrib [51])..... | 53 |
| Cuadro 3.3: Definición del Índice de fiabilidad de los modelos de cálculo (ICOLD [66])..... | 54 |
| Cuadro 3.4: Índices de Fiabilidad de los modelos de cálculo de presas de gravedad (ICOLD [66])..... | 54 |
| Cuadro 4.1: Clasificación de modelos constitutivos del continuo..... | 60 |
| Cuadro 6.1: Niveles de análisis sísmico. Guía Técnica nº2..... | 116 |
| Cuadro 6.2: Niveles y metodologías de análisis sísmico..... | 116 |
| Cuadro 7.1: ABAQUS. Características principales..... | 135 |
| Cuadro 7.2: ANSYS. Características principales..... | 136 |
| Cuadro 7.3: COMET. Características principales..... | 137 |
| Cuadro 7.4: DIANA. Características principales..... | 138 |
| Cuadro 7.5: FEFAP. Características principales..... | 139 |
| Cuadro 7.6: FRAC-DAM. Características principales..... | 139 |
| Cuadro 7.7: FRANC2D. Características principales..... | 140 |
| Cuadro 7.8: LUSAS. Características principales..... | 141 |
| Cuadro 7.9: MERLIN. Características principales..... | 142 |
| Cuadro 7.10: SOLVIA. Características principales..... | 143 |
| Cuadro 7.11: <i>FLAC</i> . Características principales..... | 151 |
| Cuadro 8.1: Niveles de medidas de fiabilidad estructural..... | 156 |
| Cuadro 8.2: Probabilidades de fallo por el método de integración..... | 176 |
| Cuadro 8.3: Probabilidades de fallo para distintos rangos de variación..... | 177 |
| Cuadro 8.4: Estimación de la probabilidad de fallo mediante Monte Carlo puro..... | 181 |
| Cuadro 8.5: Estimación de la probabilidad de fallo mediante Monte Carlo con técnicas de hipercubo latino..... | 181 |
| Cuadro 8.6: Estadísticos muestrales de g^* . Muestreo mediante Monte Carlo puro..... | 182 |
| Cuadro 8.7: Estadísticos muestrales de g^* . Muestreo mediante Hipercubo Latino..... | 182 |
| Cuadro 8.8: Ajuste de funciones de probabilidad a g^* . Muestreo mediante Monte Carlo puro..... | 184 |
| Cuadro 8.9: Ajuste de funciones de probabilidad a g^* . Muestreo mediante Hipercubo Latino puro..... | 185 |
| Cuadro 9.1: Fenómenos relacionados con la evaluación de la seguridad de presas de hormigón, elementos modelados e indicadores (Fuente: ICOLD [66])..... | 190 |
| Cuadro 9.2: Desarrollo de la metodología..... | 199 |

| | |
|--|-----|
| Cuadro 10.1: Resumen de características geométricas del cauce aguas abajo de la presa. (Fuente: Membrillera [92])..... | 205 |
| Cuadro 11.1: Áreas de la sección por el aliviadero en distintos modelos geométricos 2D..... | 243 |
| Cuadro 11.2: Densidad del hormigón. Características..... | 244 |
| Cuadro 11.3: Niveles de embalse (n_1) para la validación del modelo simplificado..... | 218 |
| Cuadro 11.4: Niveles de embalse (n_1) para el Modelo de Riesgo..... | 248 |
| Cuadro 11.5: Niveles aguas abajo (n_2) para la validación del modelo simplificado..... | 248 |
| Cuadro 11.6: Niveles de embalse (n_2) para el Modelo de Riesgo..... | 248 |
| Cuadro 11.7: Parámetros que definen la ley de subpresiones bajo la presa..... | 253 |
| Cuadro 11.8: Coeficiente de incremento de subpresión. Características..... | 256 |
| Cuadro 11.9: Niveles piezométricos medidos para nivel de embalse 311.92 m.s.n.m..... | 257 |
| Cuadro 11.10: Coeficiente de ineficiencia de drenes. Características..... | 259 |
| Cuadro 11.11: Cuantiles para la distribución de probabilidad adoptada para K..... | 259 |
| Cuadro 11.12: Peso específico de los sedimentos. Características..... | 262 |
| Cuadro 11.13: Altura de los sedimentos. Características..... | 263 |
| Cuadro 11.14: Coeficiente de empuje. Características..... | 265 |
| Cuadro 11.15: Resistencia a compresión estática del hormigón. Características..... | 274 |
| Cuadro 11.16: Resistencia a tracción estática del hormigón. Características..... | 276 |
| Cuadro 11.17: Resistencia a tracción en las juntas del hormigón. Características..... | 278 |
| Cuadro 11.18: Modelo de Hoek-Brown del macizo rocoso..... | 288 |
| Cuadro 11.19: Resistencia a tracción en el contacto presa-cimiento. Características..... | 290 |
| Cuadro 11.20: Resistencia al corte en el contacto presa-cimiento en calizas (Stone & Webster [124])..... | 291 |
| Cuadro 11.21: Ángulo de fricción pico en el contacto presa-cimiento. Características..... | 294 |
| Cuadro 11.22: Cohesión pico en el contacto presa-cimiento. Características..... | 295 |
| Cuadro 12.1.- Tabla de Escenarios - Niveles de Análisis – Modelos..... | 300 |
| Cuadro 12.2: Niveles de embalse (n_1) para el Modelo de Riesgo..... | 301 |
| Cuadro 12.3: Niveles de contraembalse (n_2) para el Modelo de Riesgo..... | 301 |
| Cuadro 12.4: Variables consideradas en el análisis..... | 302 |
| Cuadro 12.5. Resultados Escenario hidrológico. Modelo A0. Nivel 1 ($\sigma_{ti} = 9 \times 10^5$ Pa)..... | 303 |
| Cuadro 12.6. Resultados Escenario hidrológico. Modelo A0. Nivel 1 ($\sigma_{ti} = 1.8 \times 10^5$ Pa)..... | 303 |
| Cuadro 12.7. Resultados Escenario hidrológico. Modelo A0. Nivel 1 ($\sigma_{ti} = 0$ Pa)..... | 303 |
| Cuadro 12.8.- Variables aleatorias consideradas..... | 307 |
| Cuadro 12.9. Probabilidades condicionales de fallo..... | 308 |
| Cuadro 12.10.- 3 variables aleatorias consideradas tras filtrado con Taylor. Método de Taylor 10 variables aleatorias..... | 309 |
| Cuadro 12.11. Probabilidades condicionales de fallo. Método de Taylor 3 variables aleatorias..... | 310 |
| Cuadro 12.12.- 2 variables aleatorias consideradas..... | 310 |
| Cuadro 12.13. Probabilidades condicionales de fallo..... | 311 |
| Cuadro 12.14.- Variables aleatorias consideradas. Método de Taylor 2 variables aleatorias..... | 313 |
| Cuadro 12.15. Probabilidades condicionales de fallo. Método de Estimación Puntual con 3 variables aleatorias..... | 314 |
| Cuadro 12.16. Probabilidades condicionales de fallo. Método de Estimación Puntual con 2 variables aleatorias..... | 315 |
| Cuadro 12.17. Probabilidades condicionales de fallo. Método de Hasofer-Lind con 3 variables aleatorias..... | 318 |
| Cuadro 12.18. Probabilidades condicionales de fallo. Método de Hasofer-Lind con 2 variables aleatorias..... | 319 |
| Cuadro 12.19. Probabilidades condicionales de fallo. Método de Monte Carlo 10 variables aleatorias..... | 324 |
| Cuadro 12.20. Probabilidades condicionales de fallo. Método de Monte Carlo 3 variables aleatorias..... | 326 |
| Cuadro 12.21. Probabilidades condicionales de fallo. Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias. Método de Monte Carlo – Curvas límite con 2 variables aleatorias..... | 327 |
| Cuadro 12.22. Probabilidades condicionales de fallo..... | 330 |
| Cuadro 12.23. Método de Monte Carlo con 2 variables aleatorias. Parámetros de las curvas límite..... | 331 |
| Cuadro 12.24: Niveles de embalse (n_1) para el Análisis Sísmico..... | 332 |
| Cuadro 12.25: Niveles de contraembalse (n_2) para el Análisis Sísmico..... | 332 |
| Cuadro 12.26: Aceleraciones sísmicas de cálculo para el Análisis Sísmico..... | 332 |
| Cuadro 12.27: Variables consideradas en el análisis..... | 334 |
| Cuadro 12.28. Resultados Escenario sísmico ($a/g = 0.01$). Modelo A0. Nivel 1 ($\sigma_{ti} = 9 \times 10^5$ Pa)..... | 334 |

| | |
|---|-----|
| Cuadro 12.29. Resultados Escenario sísmico ($a/g = 0.03$). Modelo A0. Nivel 1 ($\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa)..... | 334 |
| Cuadro 12.30. Resultados Escenario sísmico ($a/g = 0.06$). Modelo A0. Nivel 1 ($\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa)..... | 335 |
| Cuadro 12.31. Resultados Escenario sísmico ($a/g = 0.12$) Modelo A0. Nivel 1 ($\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa)..... | 335 |
| Cuadro 12.32. Resultados Escenario sísmico ($a/g = 0.24$) Modelo A0. Nivel 1 ($\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa)..... | 335 |
| Cuadro 12.33. Resultados Escenario sísmico ($a/g = 0.48$) Modelo A0. Nivel 1 ($\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa)..... | 335 |
| Cuadro 12.34.- Variables aleatorias consideradas..... | 338 |
| Cuadro 12.35. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.01$) Método de Taylor 2 variables aleatorias..... | 339 |
| Cuadro 12.36. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.03$). Método de Taylor 2 variables aleatorias..... | 339 |
| Cuadro 12.37. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.06$). Método de Taylor 2 variables aleatorias..... | 339 |
| Cuadro 12.38. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.12$). Método de Taylor 2 variables aleatorias..... | 340 |
| Cuadro 12.39. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.24$). Método de Taylor 2 variables aleatorias..... | 340 |
| Cuadro 12.40. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.48$). Método de Taylor 2 variables aleatorias..... | 341 |
| Cuadro 12.41. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.01$). Método de Estimación Puntual con 2 variables aleatorias..... | 342 |
| Cuadro 12.42. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.03$). Método de Estimación Puntual con 2 variables aleatorias..... | 342 |
| Cuadro 12.43. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.06$). Método de Estimación Puntual con 2 variables aleatorias..... | 342 |
| Cuadro 12.44. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.12$). Método de Estimación Puntual con 2 variables aleatorias..... | 342 |
| Cuadro 12.45. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.24$). Método de Estimación Puntual con 2 variables aleatorias..... | 343 |
| Cuadro 12.46. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.48$). Método de Estimación Puntual con 2 variables aleatorias..... | 343 |
| Cuadro 12.47. Niveles de embalse mínimos (m.s.n.m.) con probabilidad de fallo no nula..... | 344 |
| Cuadro 12.48. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.01$). Método de Hasofer-Lind con 2 variables aleatorias..... | 345 |
| Cuadro 12.49. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.03$). Método de Hasofer-Lind con 2 variables aleatorias..... | 345 |
| Cuadro 12.50. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.06$).Método de Hasofer-Lind con 2 variables aleatorias..... | 345 |
| Cuadro 12.51. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.12$). Método de Hasofer-Lind con 2 variables aleatorias..... | 346 |
| Cuadro 12.52. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.24$). Método de Hasofer-Lind con 2 variables aleatorias..... | 346 |
| Cuadro 12.53. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.48$). Método de Hasofer-Lind con 2 variables aleatorias..... | 346 |
| Cuadro 12.54. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.01$). Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias..... | 348 |
| Cuadro 12.55. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.03$). Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias..... | 348 |
| Cuadro 12.56. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.06$). Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias..... | 348 |
| Cuadro 12.57. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.12$). Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias..... | 349 |
| Cuadro 12.58. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.24$). Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias..... | 349 |
| Cuadro 12.59. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.48$). Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias..... | 349 |
| Cuadro 12.60. Método de Monte Carlo con 2 variables aleatorias. Parámetros de las curvas límite. Sismo $a/g = 0.01$ | 350 |
| Cuadro 12.61. Método de Monte Carlo con 2 variables aleatorias. Parámetros de las curvas límite. Sismo $a/g = 0.03$ | 351 |
| Cuadro 12.62. Método de Monte Carlo con 2 variables aleatorias. Parámetros de las curvas límite. Sismo $a/g = 0.06$ | 352 |
| Cuadro 12.63. Método de Monte Carlo con 2 variables aleatorias. Parámetros de las curvas límite. Sismo $a/g = 0.12$ | 353 |

| | |
|--|-----|
| Cuadro 12.64. Método de Monte Carlo con 2 variables aleatorias. Parámetros de las curvas límite. Sismo $a/g = 0.24$ | 354 |
| Cuadro 12.65. Método de Monte Carlo con 2 variables aleatorias. Parámetros de las curvas límite. Sismo $a/g = 0.48$ | 355 |
| Cuadro 12.66. Hipótesis de correlación entre el ángulo de fricción y la cohesión en el contacto presa-cimiento..... | 361 |
| Cuadro 12.67. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario Hidrológico. Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias con correlación..... | 365 |
| Cuadro 12.68. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario Sísmico ($a/g = 0.01$). Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias con correlación..... | 369 |
| Cuadro 12.69. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario Sísmico ($a/g = 0.03$). Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias con correlación..... | 373 |
| Cuadro 12.70. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario Sísmico ($a/g = 0.06$). Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias con correlación..... | 377 |
| Cuadro 12.71. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario Sísmico ($a/g = 0.12$). Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias con correlación..... | 381 |
| Cuadro 12.72. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario Sísmico ($a/g = 0.24$). Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias con correlación..... | 385 |
| Cuadro 12.73. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario Sísmico ($a/g = 0.48$). Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias con correlación..... | 289 |
| | |
| Cuadro 13.1.- Tabla de Escenarios - Niveles de Análisis – Modelos..... | 394 |
| Cuadro 13.2: Niveles de embalse (n_1) para el Modelo de Riesgo..... | 396 |
| Cuadro 13.3: Niveles de embalse (n_2) para el Modelo de Riesgo..... | 396 |
| Cuadro 13.4: Presa. Variables consideradas en el modelo de sólido deformable elástico. Nivel 1..... | 397 |
| Cuadro 13.5: Cimiento. Variables consideradas en el modelo de sólido deformable elástico. Nivel 1..... | 397 |
| Cuadro 13.6: Contacto presa-cimiento. Variables consideradas en el modelo. Nivel 1..... | 397 |
| Cuadro 13.7: Acciones consideradas en el modelo de sólido deformable elástico para Nivel 1..... | 397 |
| Cuadro 13.8. Resultados Escenario hidrológico. Modelo A1. Nivel 1 ($\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa)..... | 399 |
| Cuadro 13.9. Resultados Escenario hidrológico. Comparativa de modelos ($\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa)..... | 405 |
| Cuadro 13.10. Longitud fisurada en tanto por uno. Modelo de sólido elástico..... | 407 |
| Cuadro 13.11. Coeficiente de seguridad. Modelo de sólido elástico..... | 407 |
| Cuadro 13.12. Puntos de inicio para búsqueda de puntos sobre curva límite..... | 418 |
| Cuadro 13.13. Modelo de sólido elástico. Puntos sobre curvas límite. ($\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa)..... | 420 |
| Cuadro 13.14. Ajuste de curvas límite del modelo de sólido deformable por regresión lineal. ($\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa)..... | 420 |
| Cuadro 13.15. Probabilidades condicionales de fallo. Modelo de sólido elástico. Método de Monte Carlo-Curvas límite con 2 variables aleatorias..... | 430 |
| Cuadro 13.16: Presa. Variables consideradas en el modelo numérico de sólido deformable elástico. Nivel 1..... | 432 |
| Cuadro 13.17: Cimiento. Variables consideradas en el modelo numérico de sólido deformable elástico. Nivel 1..... | 432 |
| Cuadro 13.18: Contacto presa-cimiento. Variables consideradas en el modelo. Nivel 1..... | 432 |
| Cuadro 13.19: Acciones consideradas en el modelo de sólido deformable elástico para Nivel 1..... | 432 |
| Cuadro 13.20. Resultados Escenario sísmico. Modelo elástico. Nivel 1 ($\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa)..... | 433 |
| Cuadro 13.21. Comparativa de resultados Escenario sísmico ($a/g = 0.01$). Nivel 1 ($\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa)..... | 434 |
| Cuadro 13.22. Comparativa de resultados Escenario sísmico ($a/g = 0.03$). Nivel 1 ($\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa)..... | 434 |
| Cuadro 13.23. Comparativa de resultados Escenario sísmico ($a/g = 0.06$). Nivel 1 ($\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa)..... | 434 |
| Cuadro 13.24. Comparativa de resultados Escenario sísmico ($a/g = 0.12$). Nivel 1 ($\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa)..... | 434 |
| Cuadro 13.25. Comparativa de resultados Escenario sísmico ($a/g = 0.24$). Nivel 1 ($\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa)..... | 435 |
| Cuadro 13.26. Comparativa de resultados Escenario sísmico ($a/g = 0.48$). Nivel 1 ($\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa)..... | 435 |
| Cuadro 13.27. Casos a analizar mediante curvas límite en Escenario sísmico..... | 436 |
| Cuadro 13.28. Modelo de sólido elástico. Puntos sobre curvas límite. $a/g = 0.01$ | 437 |
| Cuadro 13.29. Modelo de sólido elástico. Puntos sobre curvas límite. $a/g = 0.03$ | 437 |
| Cuadro 13.30. Modelo de sólido elástico. Puntos sobre curvas límite. $a/g = 0.06$ | 437 |
| Cuadro 13.31. Modelo de sólido elástico. Puntos sobre curvas límite. $a/g = 0.12$ | 437 |
| Cuadro 13.32. Modelo de sólido elástico. Puntos sobre curvas límite. $a/g = 0.24$ | 438 |
| Cuadro 13.33. Modelo de sólido elástico. Puntos sobre curvas límite. $a/g = 0.48$ | 438 |
| Cuadro 13.34. Ajuste de curvas límite del modelo de sólido deformable. $a/g = 0.01$ | 438 |
| Cuadro 13.35. Ajuste de curvas límite del modelo de sólido deformable. $a/g = 0.03$ | 438 |
| Cuadro 13.36. Ajuste de curvas límite del modelo de sólido deformable. $a/g = 0.06$ | 439 |

| | |
|--|-----|
| Cuadro 13.37. Ajuste de curvas límite del modelo de sólido deformable. $a/g = 0.12$ | 439 |
| Cuadro 13.38. Ajuste de curvas límite del modelo de sólido deformable. $a/g = 0.24$ | 439 |
| Cuadro 13.39. Ajuste de curvas límite del modelo de sólido deformable. $a/g = 0.48$ | 439 |
| Cuadro 13.40. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario sísmico $a/g = 0.01$. Modelo de sólido elástico. Método de Monte Carlo – Curvas límite con 2 variables aleatorias..... | 440 |
| Cuadro 13.41. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario sísmico $a/g = 0.03$. Modelo de sólido elástico. Método de Monte Carlo – Curvas límite con 2 variables aleatorias..... | 440 |
| Cuadro 13.42. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario sísmico $a/g = 0.06$. Modelo de sólido elástico. Método de Monte Carlo – Curvas límite con 2 variables aleatorias..... | 440 |
| Cuadro 13.43. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario sísmico $a/g = 0.12$. Modelo de sólido elástico. Método de Monte Carlo – Curvas límite con 2 variables aleatorias..... | 440 |
| Cuadro 13.44. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario sísmico $a/g = 0.24$. Modelo de sólido elástico. Método de Monte Carlo – Curvas límite con 2 variables aleatorias..... | 441 |
| Cuadro 13.45. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario sísmico $a/g = 0.48$. Modelo de sólido elástico. Método de Monte Carlo – Curvas límite con 2 variables aleatorias..... | 441 |
| Cuadro 13.46: Probabilidades condicionales de fallo. Escenario Hidrológico. Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias con correlación..... | 446 |
| | |
| Cuadro 14.1: Escenario hidrológico. Sin correlación entre variables..... | 466 |
| Cuadro 14.2: Escenario hidrológico. Con correlación entre variables $\rho = - 0.75$ | 466 |
| Cuadro 14.3: Escenario hidrológico. Con correlación entre variables $\rho = - 0.50$ | 467 |
| Cuadro 14.4: Escenario hidrológico. Con correlación entre variables $\rho = - 0.25$ | 467 |
| Cuadro 14.5: Escenario hidrológico. Con correlación entre variables $\rho = + 0.25$ | 468 |
| Cuadro 14.6: Escenario hidrológico. Con correlación entre variables $\rho = + 0.50$ | 468 |
| Cuadro 14.7: Escenario hidrológico. Con correlación entre variables $\rho = + 0.75$ | 469 |
| Cuadro 14.8: Escenario sísmico. Sin correlación entre variables..... | 473 |
| Cuadro 14.9: Escenario sísmico. Con correlación entre variables $\rho = - 0.75$ | 473 |
| Cuadro 14.10: Escenario sísmico. Con correlación entre variables $\rho = - 0.50$ | 474 |
| Cuadro 14.11: Escenario sísmico. Con correlación entre variables $\rho = - 0.25$ | 474 |
| Cuadro 14.12: Escenario sísmico. Con correlación entre variables $\rho = + 0.25$ | 475 |
| Cuadro 14.13: Escenario sísmico. Con correlación entre variables $\rho = + 0.50$ | 475 |
| Cuadro 14.14: Escenario sísmico. Con correlación entre variables $\rho = + 0.75$ | 476 |
| | |
| Cuadro A4.1. Propiedades del hormigón y de la roca de cimentación..... | 524 |
| Cuadro A4.2. Propiedades de la interfaz presa-cimiento..... | 524 |
| Cuadro A4.3: Niveles máximos antes de rotura con el modelo FRAC-DAM(Fuente: Jefferson [72])..... | 528 |
| Cuadro A4.4: Niveles máximos antes de rotura con el modelo LUSAS(Fuente:Jefferson[72])..... | 532 |
| Cuadro A4.5: Niveles máximos antes de rotura con el modelo DIANA(Fuente:Jefferson[72])..... | 535 |
| Cuadro A4.6: Niveles máximos antes de rotura con el modelo FLAC..... | 542 |
| Cuadro A4.7: Niveles máximos antes de rotura. Comparativa entre modelos..... | 544 |
| Cuadro A4.8: Niveles últimos con toda la zona comprimida estable tanto local como globalmente..... | 547 |
| | |
| Cuadro A5.1. Propiedades del hormigón y de la roca de cimentación..... | 590 |
| Cuadro A5.2. Propiedades de la interfaz presa-cimiento..... | 590 |
| Cuadro A5.3. Longitudes de zona fisurada (m)..... | 593 |
| Cuadro A5.4. Desplazamientos en coronación..... | 593 |

Parte I
Introducción

Capítulo 1

Introducción

1.1.- La seguridad de presas

1.1.1.- Importancia de las presas

En los inicios del siglo XXI se puede afirmar que las presas desempeñan un papel clave en el desarrollo de las sociedades. Gracias a estas estructuras se posibilita la existencia de asentamientos urbanos estables de gran extensión, al permitir el acceso a un servicio básico como es el suministro de agua, mediante la regulación de los ríos. Asentamientos que inicialmente se apoyan en el desarrollo agrícola, que es posible gracias al suministro de agua para riego a partir de presas y azudes. No hay que olvidar que las pequeñas presas de derivación son, probablemente, las primeras obras de ingeniería civil que se construyen (Smith [120]).

Además de estas dos misiones esenciales, las presas desempeñan un papel protector de las poblaciones situadas aguas abajo en las proximidades de los ríos, al permitir la reducción de la magnitud de las avenidas naturales catastróficas que con cierta recurrencia tienen lugar, reduciendo no sólo la mortandad directa por las inundaciones sino la indirecta por epidemias, además de limitar drásticamente las pérdidas de bienes y activos económicos.

Este ha sido el escenario hasta principios del siglo XX, en el que el desarrollo de la energía eléctrica asigna a las presas una nueva función, como es la producción de energía renovable de tipo hidroeléctrico aprovechando el desnivel provocado por el embalse o permitiendo la derivación de caudales hacia un salto hidroeléctrico. Es a partir de la segunda mitad del siglo XX, sobre todo, cuando los embalses desempeñan además un papel como recurso de ocio.

Las sociedades han aprendido a convivir con las presas y se han servido de ellas para conseguir un nivel de crecimiento, desarrollo y prosperidad no conocido hasta la fecha.

1.1.2.- Las presas en España

En la actualidad hay en España unas 1,300 grandes presas, 1,000 de las cuales fueron construidas entre 1950 y 2000 (con una edad media de 35 años). Esto supone que España es el país de Europa con mayor número de presas, y es el cuarto país a nivel mundial tras China, Estados Unidos e India. El 20% de las grandes presas existentes en España supera los 50 años. Por tipologías, las presas de gravedad son predominantes en España (50% con unas 700 realizaciones), frente las presas de tierras y escollera (43%), presas arco-bóveda (6%) y otras tipologías, que incluyen a las de contrafuertes (1%). Si se compara estos datos con los del resto del mundo, se tiene que las presas de gravedad constituyen casi el 20% (1 de cada 5) del total de presas inventariadas en el mundo. En el caso de Europa este porcentaje es superior al 30%.

1.1.3.- Roturas y accidentes en presas

Históricamente la rotura de presas ha sido un fenómeno esporádico, pero con graves consecuencias sobre la vida humana y la economía. Las avenidas producidas por la rotura de una presa se caracterizan por su gran intensidad y poca duración, y por ocasionar impactos de gran magnitud, en la medida en que la rotura se produce de forma repentina y con poco tiempo de aviso a la población situada aguas abajo. Además de los daños directos sobre personas y propiedades, hay efectos colaterales como los daños medioambientales, el riesgo de epidemias y las afecciones al patrimonio histórico, entre otras. De acuerdo con los datos del Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD [65]), el porcentaje de roturas por tipologías de presa es aproximadamente igual al porcentaje de presas existentes de esa tipología. En el caso de las presas de gravedad, el porcentaje de presas existentes de este tipo (20% sobre el total de presas existentes), es superior al porcentaje de presas de gravedad rotas sobre el total de presas rotas (un 12%).

En cualquier caso, las roturas de presas nos indican, que, independientemente del nivel de seguridad involucrado en su concepción, proyecto, ejecución y explotación, existe un cierto riesgo residual no despreciable que es preciso considerar.

1.1.4.- Las metodologías de evaluación de seguridad de presas

La evaluación de la seguridad de presas se ha realizado durante el pasado siglo a partir de técnicas de análisis clásico, basadas en hipótesis de carga pseudo-probabilísticas y en verificaciones de coeficientes parciales de seguridad. Este enfoque ha proporcionado resultados satisfactorios hasta la fecha y actualmente sigue constituyendo la base fundamental para la gestión. Si bien las avenidas y los sismos incorporan aspectos probabilísticos asociados al período de retorno, la probabilidad de ocurrencia de dicha situación de carga queda enmascarada al suponerse un nivel previo de embalse fijo (normalmente el máximo de la explotación normal). A su vez, los coeficientes parciales de seguridad no pueden correlacionarse con probabilidades de fallo y sólo permiten de forma directa criterios de aceptación o rechazo.

De este modo, en un lado nos encontramos con una demanda de necesidad de mantenimiento de las presas, mejora de la explotación y aumento de la capacidad de regulación (para lo que resulta de especial importancia la estimación de riesgos relativos a la propia seguridad de la estructura, así como identificar los niveles de riesgo aceptables), y, por el otro, con métodos de análisis clásicos de seguridad de presas basados en coeficientes parciales de seguridad, insuficientes para dar respuesta a los interrogantes planteados.

Hay que indicar, además, que en otros campos como la industria nuclear, la química o la aeronáutica, se ha venido desarrollando un esfuerzo para superar las limitaciones de los métodos clásicos y avanzar en la dirección de la cuantificación de los riesgos.

1.1.5.- La incertidumbre en la evaluación de seguridad de presas. El Análisis de Riesgos

De todas las estructuras de obra civil cuyo fallo puede producir consecuencias catastróficas, las presas se encuentran entre aquellas cuyo comportamiento se conoce con mayor grado de incertidumbre (Kreuzer [78]). Algunas razones de esta incertidumbre son:

- El comportamiento de la presa está condicionado por la cimentación, y el conocimiento que de ésta se tiene siempre es muy limitado y sujeto a incertidumbre.
- Los eventos de sollicitación a los que tiene que hacer frente una presa son tal magnitud que en su determinación siempre hay asociado un alto nivel de incertidumbre (avenidas y terremotos de alto periodo de retorno, estimados con información muy limitada, sobre todo en el caso de los segundos).
- Cada presa, como otras obras civiles, es un prototipo único e irrepetible.

Asumiendo esta realidad, a mediados de la década de los 90, a partir de las publicaciones del Dr. David Bowles (UTAH State University), distintos organismos de seguridad de presas constituyen grupos de trabajo para el desarrollo de metodologías que permitan evaluar riesgos y tomar decisiones de inversión en seguridad de presas basadas en la aceptabilidad o no de los mismos. En particular, los investigadores se localizan fundamentalmente en Australia (University of New South Wales, ANCOLD, etc.), Canadá (BC Hydro, etc.) y Estados Unidos (UTAH State University, Bureau of Reclamation, etc.).

Estos trabajos han conducido al planteamiento de metodologías como el Análisis de Riesgos, que constituyen herramientas útiles para la consecución de objetivos como:

- Dar respuesta a la exigencia social de mayores niveles de seguridad para la población, los bienes y activos económicos, y los espacios medioambientales susceptibles de daño en caso de fallo o rotura de presas
- Racionalizar las inversiones en materia de seguridad de presas, teniendo en cuenta el extenso parque de presas existente y los problemas derivados del inevitable envejecimiento del mismo
- Establecer criterios de eficiencia para las inversiones en seguridad de presas, al tiempo que de dotar de transparencia a la toma de decisiones.

1.2.- Motivación de la investigación

La entrada en vigor en España del Nuevo Reglamento Técnico de Seguridad de Presas y Embalses (NRTSPE, 1996) ha dado lugar a la Clasificación en función de su riesgo potencial de las presas de titularidad pública y privada, así como a la redacción de Planes de Emergencia, Normas de Explotación y Estudios de la Seguridad, fundamentalmente en presas de titularidad pública.

Durante la ejecución de estos trabajos han surgido numerosos debates sobre la fijación de los niveles de seguridad razonablemente exigibles a estas estructuras, habiéndose editado al respecto una serie de Guías Técnicas como documentos de consulta.

Muchas de estas discusiones se han ido plasmando en Congresos y Jornadas Técnicas que han tenido lugar en los últimos años (Valencia, 1996; Barcelona, 1998; Málaga, 1999; Zaragoza, 2002; Madrid, 2002; Valencia 2005). Este proceso ha conducido a la aprobación en España del Real Decreto 9/2008, de 11 de enero, por el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, en el que se introduce un apartado específico sobre la seguridad de presas, embalses y balsas, y en el que la gestión del riesgo es el hilo conductor.

Por otro lado, la necesidad de desarrollar una técnica de análisis de riesgos a partir de la cual racionalizar las inversiones en seguridad de presas surge en la década de los noventa en los países más desarrollados del mundo. Los pioneros en este tipo de análisis se localizan fundamentalmente en Australia (University of SouthWales, Ancold), Canadá (BC Hydro) y Estados Unidos (Bureau of Reclamation), donde se han formado grupos de trabajo para el desarrollo de metodologías que permiten, con mayor o menor profundidad, evaluar riesgos y tomar decisiones de inversión en seguridad de presas basadas en la aceptabilidad de los mismos.

La razón principal de la investigación planteada es la necesidad de racionalizar las inversiones en Seguridad de Presas y Embalses, en un contexto de envejecimiento generalizado de dichas estructuras, de dificultad en la construcción de nuevas presas y de necesidad de mejora de la conservación, mantenimiento y gestión de las mismas. En este contexto se ha impulsado por parte de la Administración diversos Proyectos de Investigación:

- “ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DE LA DISMINUCIÓN DE RIESGOS DE ROTURA DE PRESAS SOBRE EL INCREMENTO DE LOS RIESGOS DE INSATISFACCIÓN DE LAS DEMANDAS EN SISTEMAS DE RECURSOS HÍDRICOS” (REF. BIA-2003-08327; Plan Nacional de I+D. 2003-2006; Investigador Responsable: Dr. D. Ignacio Escuder Bueno).
- “APLICACIÓN DEL ANÁLISIS DE RIESGOS A LOS PROGRAMAS DE CONSERVACIÓN, MANTENIMIENTO, REHABILITACIÓN Y GESTIÓN DE LA SEGURIDAD DE PRESAS Y EMBALSES” (REF. BIA-2006-08948; Plan Nacional de I+D. 2004-2007; Investigador Responsable: Dr. D. Ignacio Escuder Bueno).

En estos proyectos se plantea la necesidad de estimar en qué medida la toma de ciertas decisiones y la realización de determinadas actuaciones se traduce en una disminución efectiva del riesgo de estas estructuras, con los criterios actuales de seguridad. Además, se plantea las repercusiones que dichas decisiones y actuaciones suponen sobre el riesgo de insatisfacción de las demandas en los sistemas de recursos hídricos, y cómo establecer criterios racionales de prioridades de asignación de recursos a la conservación de presas.

El desarrollo de los trabajos de investigación derivados de dicho proyecto ha cristalizado en el desarrollo de diversos trabajos de investigación con enfoques complementarios, que abarcan aspectos como la aplicabilidad de la técnica de Análisis de Riesgos en las presas españolas (Membrillera [91,92]), el desarrollo de la estimación de las consecuencias derivadas de la adopción de ciertas restricciones o del propio fallo de la presa (Triana [128,129]), y la mejora en la estimación de la probabilidad de fallo de presas (Altarejos [1] y Serrano [117]), siendo este último el campo en el que se centra la presente tesis doctoral.

En efecto, hay una fase del proceso de Análisis de Riesgos en el que se realiza la asignación de probabilidades de fallo. En concreto, dado un determinado escenario de solicitud (hidrológico, sísmico), hay que realizar la estimación de la probabilidad condicional de fallo asociada a un determinado modo de fallo (deslizamiento, tensional, etc.). Para estimar estas probabilidades condicionales de fallo existen diversas metodologías de análisis, como el empleo de datos históricos, el juicio de experto, y, finalmente, el análisis probabilístico. El interés por conseguir la mejor estimación posible de esta probabilidad condicional de fallo surge ya desde los inicios del Análisis de Riesgos como ha sido puesto de manifiesto por diversos autores (Kreuzer [77]). Por otro lado, la desconfianza hacia el Análisis de Riesgos puesta de manifiesto por diversos agentes y personas implicados en la seguridad de presas, obedece no tanto a que se cuestione la bondad de la estructura general del método, sino, entre otros motivos, a la forma en la que se asignan las diferentes probabilidades de fallo (Hartford y Baecher [57]). Por tanto, la mejora en la estimación de estas probabilidades es un punto al que se dirige parte de los esfuerzos investigadores en el ámbito del Análisis de Riesgos.

1.3.- Propósito y alcance de esta tesis

En este contexto de necesidad de avanzar en la robustez de la asignación de probabilidades de fallo en el Análisis de Riesgos, la presente tesis doctoral se marca los siguientes objetivos específicos:

1. Realizar una revisión de los métodos de evaluación de la seguridad de presas existentes en la actualidad, incluyendo el Análisis de Riesgos.
2. Realizar una revisión exhaustiva de los modelos deterministas de análisis existentes para evaluar el comportamiento de presas de hormigón de gravedad frente a distintos fenómenos, incluyendo la revisión de aspectos concretos de los modelos de comportamiento puestos a disposición del ingeniero, como los modelos constitutivos de la mecánica del continuo y los modelos para las discontinuidades.
3. Revisar los métodos de análisis dinámico con aplicación en presas de gravedad para evaluación de la seguridad en escenario sísmico, así como las herramientas de análisis numérico disponibles para la evaluación de la seguridad de presas.
4. Realizar una revisión extensa de los métodos de análisis probabilístico desarrollados en el campo de la fiabilidad estructural y evaluar su potencial aplicación al campo de las presas.
5. Proponer una metodología de asignación de probabilidades en el marco del Análisis de Riesgos y desarrollar una técnica que permita la aplicación de métodos numéricos de análisis del comportamiento de presas a la asignación de probabilidades condicionales de fallo.
6. Aplicar la metodología a un caso de estudio, que permita verificar la viabilidad y utilidad de la misma, así como sus posibles limitaciones.
7. Evaluar la repercusión que sobre los resultados del Análisis de Riesgos presenta una mejor estimación de la probabilidad de fallo, justificando su necesidad.
8. Extraer, en consecuencia, conclusiones sobre las necesidades de investigación en este campo.

Para situar el alcance de la tesis en el contexto del Análisis de Riesgos, es preciso establecer los tres elementos que integran el concepto de riesgo:

- Escenarios de sollicitación
- Probabilidad condicional de rotura (dado un escenario de sollicitación determinado)
- Consecuencias (dado un fallo o rotura de la presa)

De este modo, la presente tesis se centra en el segundo de ellos, es decir, en la obtención de probabilidades condicionales de rotura, dado un determinado escenario de sollicitaciones.

No es objetivo de esta tesis la mejora en la estimación de la probabilidad de ocurrencia de los escenarios de sollicitación, lo que entra de lleno en el campo de la hidrología (caso de avenidas) y en el campo de la sismología y de la ingeniería sísmica (caso de los terremotos).

Tampoco es objetivo de esta tesis el análisis de las consecuencias de la hipotética rotura sobre la vida humana, el sistema socioeconómico o el medioambiente.

1.4.- Planteamiento metodológico

Para alcanzar los objetivos mencionados, la primera parte del trabajo ha consistido en la revisión del estado del conocimiento, que se ha planteado en dos direcciones principales, representando cada una de ellas un breve resumen de campos de conocimiento que presentan una vasta extensión:

- Modelos de comportamiento de presas
- Modelos de fiabilidad estructural

Una vez realizada la revisión del estado del conocimiento, se presenta la metodología que se propone para aplicar conjuntamente modelos de comportamiento avanzados junto con diversos modelos de fiabilidad estructural, para así obtener las probabilidades de fallo buscadas con las que alimentar el proceso del Análisis de Riesgos.

La comprobación de la metodología debe realizarse mediante la aplicación a un caso práctico de estudio. En este caso, la aplicación de la metodología propuesta se realiza sobre una presa de gravedad existente de titularidad estatal. Para llevar a cabo esta aplicación se requiere el uso de herramientas numéricas de simulación de medios continuos, así como herramientas de análisis estadístico avanzado.

La justificación y utilidad de la metodología reside también en la comprobación de que es relevante, desde el punto de vista del Análisis de Riesgos, la mejora en la precisión de las estimaciones realizadas.

1.5.- Estructura del documento

La tesis doctoral se ha estructurado en cinco partes, donde se recoge los trabajos realizados en el ámbito de la investigación que se presenta.

En la parte **I.- Introducción**, se apunta aspectos relacionados con la seguridad de presas de gravedad, la motivación de la investigación, los objetivos del trabajo y el planteamiento metodológico seguido.

En la parte **II.- Estado del Conocimiento**, se revisan en primer lugar los métodos existentes para la evaluación de la seguridad de presas y se introducen los conceptos básicos del Análisis de Riesgos (Capítulo 2).

A continuación se exponen los fundamentos de la modelación determinista de presas (Capítulo 3), que da inicio a un bloque de tres capítulos (Capítulos 4, 5 y 6) en los que se revisan cuestiones esenciales de los modelos como son los modelos constitutivos, los modelos para las discontinuidades y los análisis dinámicos. Los modelos de comportamiento más avanzados han de ser tratados mediante herramientas de simulación numérica (Capítulo 7), exponiendo los fundamentos y características más relevantes de las mismas. Esta parte finaliza con una revisión de los métodos de análisis probabilísticos o de fiabilidad estructural con posible utilización en presas de gravedad (Capítulo 8), desarrollando algunos ejemplos ilustrativos de su aplicación.

En la parte **III.- Planteamiento de la investigación**, se realiza la descripción y justificación de la metodología de análisis propuesta para acometer la estimación de la probabilidad condicional de fallo que servirá para alimentar al Modelo General de Riesgo (Capítulo 9).

A continuación, en la parte **IV.- Aplicación a la presa de estudio**, se realiza una aplicación práctica de la metodología expuesta al caso del modo de fallo por deslizamiento de una presa de gravedad real, de titularidad estatal. Incluye la descripción del Modelo General de Riesgo y de los modelos de comportamiento seleccionados (Capítulo 10), la revisión exhaustiva de todas las variables que intervienen (Capítulo 11), la aplicación de las técnicas de fiabilidad sobre un modelo base de equilibrio límite (Capítulo 12) y la aplicación de las técnicas de fiabilidad sobre un modelo numérico avanzado de sólido deformable (Capítulo 13). En estos dos capítulos se incorpora además el análisis de la influencia de diversos factores de índole geotécnica, estadística y propios de la modelación sobre la estimación de probabilidades. La aplicación al caso de estudio se cierra con el análisis de la repercusión que las distintas probabilidades condicionales de fallo obtenidas tienen sobre los resultados globales del Modelo General de Riesgo (Capítulo 14).

Finalmente, en la parte **V.- Conclusiones**, se expone las aportaciones y conclusiones más relevantes del trabajo, apuntando posibles líneas futuras de investigación en este campo (Capítulo 15).

El documento se completa con 6 apéndices de cálculo, donde se expone el modelo matemático de equilibrio límite utilizado (Apéndice 1), los esquemas de cálculos de fiabilidad de nivel 2 y de nivel 3, aplicados sobre el modelo anterior (Apéndice 2 y Apéndice 3, respectivamente), la validación del modelo numérico empleado (Apéndice 4), el análisis de los tamaños de malla idóneos para el modelo numérico (Apéndice 5) y las rutinas originales de cálculo programadas para el modelo numérico (Apéndice 6).

Parte II
Estado del Arte

Capítulo 2

La evaluación de la seguridad de presas de gravedad

En este capítulo se exponen los conceptos asociados a la evaluación de seguridad de presas de gravedad. Las definiciones generales de seguridad, aunque se particularizan para el caso de las presas de gravedad, son aplicables a presas de otra tipología y, en general, a cualquier obra de ingeniería. Se presentan las características principales de las presas de gravedad y se enumeran los principales fenómenos que son analizados en relación con la seguridad. A continuación se presentan las metodologías de análisis determinista clásicas y se introducen las nuevas metodologías basadas en el análisis de riesgos. Se finaliza el capítulo con unas consideraciones sobre el estado de la evaluación de seguridad de presas en España.

2.1.- El concepto de seguridad

Una cuestión clave es que el concepto de seguridad no responde a una magnitud física de la naturaleza, susceptible de medición, sino que es un concepto abstracto creado por el hombre, y que engloba aspectos tanto socio-económicos como técnicos, sujetos ambos a una evolución temporal (ICOLD [65]). Un ejemplo de esta dinámica es la evolución de los requisitos establecidos por las normativas de seguridad de presas en distintos países y en diferentes momentos.

Es preciso, en primer lugar, establecer unas definiciones generales:

Nivel de seguridad: se puede definir el nivel de seguridad como el margen que separa las condiciones reales de la presa y su embalse de aquellas que provocarían su fallo.

Fallo: se entiende por situación de fallo aquella en la que la presa deja de cumplir de forma satisfactoria con alguno de los requisitos para los que ha sido concebida.

Estado límite: la zona de frontera que separa la región de seguridad de la región de fallo se denomina estado límite.

Dependiendo de la definición más precisa y matizada que se haga del fallo, encontramos diferentes estados límites posibles (Mínguez [94]): parada operativa, servicio, daño o último.

Se entiende por parada operativa la situación en la que, por algún motivo, y de forma transitoria, la utilización segura de una infraestructura queda mermada. Una vez cesa la causa que ha originado la parada, la infraestructura puede volver a utilizarse con toda seguridad. Un ejemplo es la situación que se puede dar durante la sustitución de los equipos hidromecánicos de una presa.

Un estado límite de servicio corresponde a una interrupción del uso normal, producida por deformaciones excesivas, vibraciones, filtraciones, etc. Un ejemplo es la deformación excesiva registrada en un bloque de una presa de gravedad, que determina una restricción al nivel de embalse máximo que se puede admitir.

Un estado límite de daño corresponde a una situación en la que la infraestructura experimenta niveles de deformaciones, fisuraciones, etc., que hace necesaria una reparación importante para evitar el colapso de la misma. Un caso posible sería el de una presa que ha experimentado un evento sísmico de importancia, que ha provocado apertura de juntas permanentes o roturas localizadas en el cuerpo de presa.

Un estado límite último corresponde a la situación en la que se produce el colapso de toda o parte de la infraestructura. En el caso de las presas, esta situación va acompañada, cuando sucede, de consecuencias catastróficas para las comunidades situadas aguas abajo de la presa, incluyendo pérdidas de vidas humanas y cuantiosos daños económicos y medioambientales.

Una característica de las obras de infraestructura en general, y de las presas en particular, es que la situación de fallo puede tener lugar a través de diferentes mecanismos o procesos, que pueden no ser independientes entre sí. Se habla así de diferentes modos de fallo, que es preciso identificar de forma exhaustiva. Por ejemplo, en el caso de una presa de gravedad, se pueden dar, entre otros, los siguientes modos de fallo: deslizamiento en el contacto presa-cimiento, deslizamiento profundo en el cimiento, deslizamiento de parte del cuerpo de presa a través de una junta horizontal, fisuración en el cuerpo de presa, rotura tensional en la presa, rotura tensional en el cimiento, erosión en el pie de aguas abajo, rotura por colapso de equipos hidromecánicos, etc.

El estudio de estos modos de fallo se realiza a menudo mediante modelos matemáticos parciales, esto es, modelos que analizan uno sólo de estos fenómenos, considerado como aislado e independiente de los demás. Mediante estos modelos, se puede obtener información sobre la seguridad de la presa, relativa al modo o modos de fallo analizados, pero de forma independiente del resto. Un ejemplo lo constituye la comprobación a deslizamiento en el contacto presa-cimiento de una presa de gravedad mediante un modelo matemático de equilibrio de fuerzas en el plano de contacto. Un modelo de este tipo no evalúa los niveles tensionales en la presa y en el cimiento, que deben ser estudiados mediante otro modelo diferente. En la realidad se producen interacciones entre distintos fenómenos (mecánicos, térmicos, químicos) que determinan la respuesta de la presa en un determinado sentido, y que no coinciden con la superposición de estos fenómenos por separado, introduciendo una no linealidad en el problema.

Es posible formular modelos que recojan estas interacciones entre diversos fenómenos, a costa de incrementar la complejidad y de dificultar la interpretación de los resultados. Estos modelos más complejos necesitan datos muy precisos para ser de utilidad. Por tanto, es una práctica habitual el estudiar la seguridad de una forma fraccionada, obteniendo diversos indicadores de seguridad para los distintos modos de fallo analizados. Un elemento adicional a tener en cuenta es que la verificación de los requisitos por parte de la presa debe satisfacerse durante toda su vida útil.

2.2.- Caracterización del comportamiento de presas de hormigón de gravedad

2.2.1.- Introducción

En primer lugar, se va a realizar un repaso de los principales puntos de interés en cuanto al comportamiento de las presas de hormigón de gravedad. Para ello se describe de forma genérica esta tipología, se realiza una revisión de las acciones a considerar en el análisis de una presa de gravedad y se identifican los fenómenos más relevantes y sus indicadores asociados, finalizando con unas consideraciones sobre el comportamiento bidimensional o tridimensional de estas estructuras.

2.2.2.- Descripción tipológica

Una presa de gravedad (Figura 2.1) resiste principalmente por su peso, siendo cada sección de la misma autoestable. Su funcionamiento es, pues, preferentemente bidimensional.

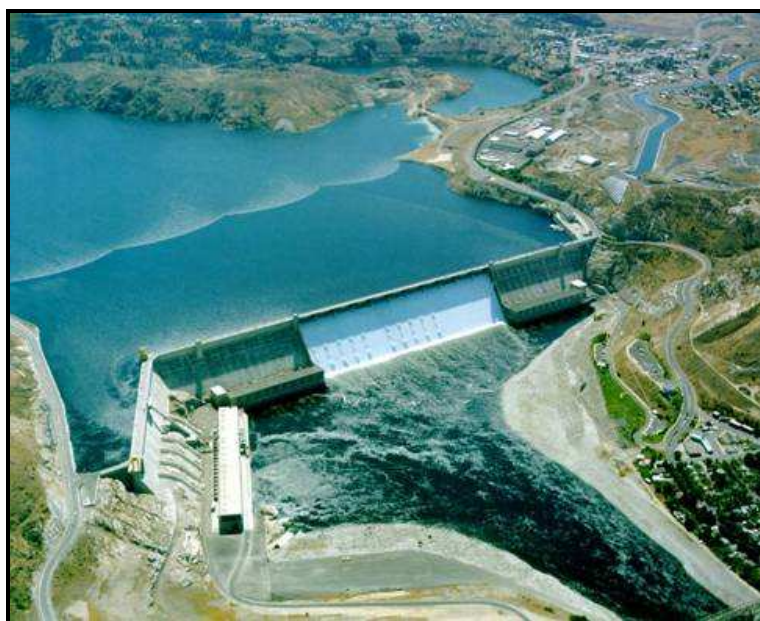


Figura 2.1: Presa de gravedad de Grand Coulee (Fuente: US Bureau of Reclamation)

Una presa de gravedad maciza (no aligerada) presenta una sección transversal con perfil triangular, donde la suma de taludes varía entre 0.75 y 0.95 (horizontal/vertical), con la adición de un trapecio para paso sobre coronación. El talud del paramento aguas arriba suele tener un valor de 0 a 0.10 (H/V). El talud del paramento aguas abajo suele variar entre 0.70 y 0.80 (H/V).

Las presas de gravedad presentan normalmente una planta recta. En algunos casos pueden presentar una directriz ligeramente curvada, que provoca una cierta transmisión de cargas a los estribos por el “efecto arco”.

El material empleado en su construcción es hormigón en masa, de muy baja permeabilidad. Normalmente se trata de presas vertedero, por cuanto el aliviadero se sitúa sobre el mismo cuerpo de presa. La presa está constituida por bloques independientes separados por juntas verticales, donde se pueden producir movimientos relativos entre bloques.

En el análisis de una presa de gravedad consideramos tres regiones: cuerpo de presa, cimiento y embalse, así como la zona de contacto entre ellas (interfaces). En cuanto a la cimentación, las presas de gravedad requieren la presencia de roca sana a una profundidad razonable, capaz de resistir las cargas transmitidas.

Para el análisis de este tipo de obras se precisa el conocimiento de las acciones externas, que mediante una serie de mecanismos y procesos dan lugar una respuesta, que se caracteriza mediante diversos parámetros descriptores del comportamiento.

2.2.3.- Acciones a considerar sobre una presa de gravedad

De acuerdo con la Guía Técnica nº2 “Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas” del Comité Nacional Español de Grandes Presas (2003), en adelante GT-2, las solicitaciones que pueden afectar a una presa son (véase CNEGP [34]):

- Peso propio.
- Empuje hidráulico.
- Presión intersticial. Subpresión.
- Efecto sísmico.
- Variación térmica.
- Empuje de los sedimentos.
- Acción del oleaje.
- Acción del hielo.
- Otras solicitaciones (retracción, hinchamiento, etc.)

Estas acciones pueden presentar un valor único (por ejemplo, el peso propio) o presentar una cierta variabilidad en función de su probabilidad de presentación (es el caso del empuje hidráulico y la acción sísmica), o adoptar valores correspondientes a dos situaciones de referencia (subpresión con drenes eficaces o con drenes ineficaces).

Se definen a continuación los conceptos de nivel máximo normal (N.M.N.), nivel para la avenida de proyecto (N.A.P.) y nivel para la avenida extrema (N.A.E.), de acuerdo con el Reglamento Técnico de Seguridad de Presas y Embalses de 1996, vigente en la actualidad (véase Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Medio Ambiente [97]).

Nivel máximo normal (N.M.N.): es el máximo nivel que puede alcanzar el agua del embalse en un régimen normal de explotación.

Nivel para la avenida de proyecto (N.A.P.): es el máximo nivel que se alcanza en el embalse, considerando su acción laminadora, cuando recibe la avenida de proyecto.

Nivel para la avenida extrema (N.A.E.): es el máximo nivel que se alcanza en el embalse si se produce la avenida extrema, habida cuenta la acción laminadora del mismo.

En la misma normativa se definen los conceptos de avenida de proyecto y avenida extrema:

Avenida de proyecto: máxima avenida que debe tenerse en cuenta para el dimensionado del aliviadero, los órganos de desagüe y las estructuras de disipación de energía, de forma que funcionen correctamente.

Avenida extrema: es la mayor avenida que la presa puede soportar. Supone un escenario límite al cual puede estar sometida la presa sin que se produzca su rotura si bien admitiendo márgenes de seguridad más reducidos.

Las acciones elementales se combinan entre sí dando lugar a escenarios o situaciones que en la norma se clasifican como normales, accidentales y extremas.

Situaciones Normales: se combinan entre sí peso propio, empuje hidráulico con embalse a su nivel máximo normal (N.M.N.) y subpresión con drenes operativos.

Situaciones Accidentales: se consideran por separado el empuje hidráulico con embalse a nivel de la avenida de proyecto (N.A.P.) y el efecto sísmico considerando el terremoto de proyecto (T.P.), éste último con el embalse a nivel máximo normal (N.M.N.). En ambos casos se combinan con la subpresión con drenes eficaces. Por otro lado se considera la situación de fallo del sistema de drenaje, sin sismo y con el embalse a nivel máximo normal (N.M.N.). También se considera la acción sísmica a embalse vacío.

Situaciones Extremas: se consideran por separado el empuje hidráulico con embalse a nivel de la avenida extrema (N.A.E.) y el efecto sísmico considerando el terremoto extremo (T.E.), este último combinado con el empuje hidráulico con embalse a nivel máximo normal (N.M.N.). En ambos casos se combinan con la subpresión con drenes eficaces. También se considera la acción sísmica a embalse vacío.

En todas las situaciones anteriores es preciso tener en cuenta, además:

- posibles variaciones térmicas
- empuje de sedimentos
- acción del oleaje por viento
- acción de la ola sísmica (correspondiente al T.P. o al T.E., según corresponda)

En las situaciones de sismo no se considera el oleaje por viento. En caso de considerar la acción del hielo no se considera ningún tipo de oleaje.

Según la GT-2 se consideran 3 casos para las situaciones normales, 4 casos para las situaciones accidentales y 3 casos para las situaciones extremas, dando lugar a 10 casos posibles en total.

2.2.4.- Fenómenos relacionados con la seguridad

Bajo la acción de las diferentes sollicitaciones enumeradas el conjunto presa-cimiento debe ser resistente, y para ello las tensiones deben ser admisibles tanto en la presa como en el cimiento, y cada porción del conjunto debe ser estable.

Esta estabilidad se traduce en las siguientes condiciones, de acuerdo con la GT-2 (véase CNEGP [34]):

- Estabilidad al deslizamiento sobre cualquier posible superficie de rotura cinemáticamente compatible.
- La estructura debe, para condiciones normales de carga, trabajar en compresión en todos sus puntos, para evitar el agrietamiento y aparición de presiones intersticiales.
- Las tensiones transmitidas al cimiento deben ser compatibles con las características resistentes del terreno, no provocando roturas ni deformaciones excesivas.

Una visión más amplia de la evaluación de la seguridad de presas de gravedad incluye el análisis de diversos fenómenos. En primera instancia, se puede establecer la siguiente clasificación tipológica:

- fenómenos estructurales
- fenómenos de degradación de los materiales
- fenómenos hidráulicos

Entre los fenómenos estructurales se consideran los siguientes:

- Deslizamiento y vuelco
- Inestabilidad de laderas o bloques en el terreno
- Estado tenso-deformacional
- Estabilidad local y global relacionada con la fisuración

Los fenómenos de degradación de los materiales son:

- Envejecimiento del hormigón
- Reacciones álcali-árido en el hormigón
- Disolución del cimiento por filtración

Finalmente, los fenómenos hidráulicos relacionados con la seguridad pueden ser:

- Sedimentación
- Filtraciones
- Erosiones al pie de presa
- Erosiones en el aliviadero
- Erosión en los desagües
- Cavitación en los desagües

Cada uno de estos fenómenos puede afectar a uno o a varios de los elementos que conforman el sistema analizado (conjunto de presa-órganos de desagüe-cimiento-embalse).

El análisis de estos fenómenos requiere a menudo el uso de modelos, y el establecimiento de una serie de indicadores o parámetros descriptores del comportamiento, como pueden ser equilibrios de fuerzas, desplazamientos, deformaciones, tensiones, movimientos de juntas, fisuración (apertura, longitud, velocidad de propagación, etc.), variaciones en las propiedades mecánicas, transporte de sólidos, parámetros de flujo (presiones, velocidades, caudales), etc.

En el cuadro 2.1 se recoge una síntesis de los aspectos enumerados, adaptado de ICOLD [66].

Cuadro 2.1: Fenómenos relacionados con la evaluación de la seguridad de presas de hormigón, elementos modelados e indicadores (Fuente: ICOLD [66])

| TIPO | FENÓMENO | ELEMENTOS MODELADOS | INDICADOR |
|--------------------|--|----------------------------|---|
| ESTRUCTURAL | Deslizamiento y vuelco | Presa | Equilibrio de sólido rígido |
| | Inestabilidad de laderas o bloques | Cimiento Embalse | Equilibrio de sólido rígido |
| | Estado tenso-deformacional | Presa Cimiento | Desplazamientos Deformaciones Tensiones Movimiento de juntas |
| | Estabilidad local y global relacionada con la fisuración | Presa Cimiento | Apertura Longitud Potencial de propagación Profundidad |
| DEGRADACIÓN | Envejecimiento, reacciones árido-álcali | Presa | Variaciones de propiedades mecánicas |
| | Disolución por filtración | Cimiento | Variaciones de propiedades mecánicas |
| HIDRÁULICO | Sedimentación | Presa Desagües | Transporte de sólidos |
| | Filtraciones | Cimiento Embalse | Presiones Velocidades Caudales |
| | Erosión al pie de presa | Presa Cimiento | Caudales Energía cinética |
| | Erosiones en aliviadero | Aliviadero | Presiones |
| | Erosiones | Desagües | Velocidades Contenido de material sólido |
| | Cavitación | Desagües | Presión |

2.3. Métodos de evaluación de seguridad de presas

Los métodos de evaluación de seguridad de presas pueden clasificarse como (véase ICOLD [66]):

- Deterministas (o clásicos)
- Estadísticos
- Adaptativos
- Probabilísticas

Las principales características de cada uno de ellos se resumen a continuación.

Métodos deterministas: están basados en leyes físicas y principios generales de la mecánica (resistencia de materiales, mecánica de suelos y rocas) y de la hidráulica, hidrología e hidrogeología. Utilizan modelos matemáticos y para su resolución se emplean técnicas numéricas como los elementos finitos y las diferencias finitas, entre otras. Se pueden aplicar al análisis de presas nuevas y existentes.

Métodos estadísticos: están basados en el proceso de los datos disponibles de comportamiento de la presa mediante modelos matemáticos estadísticos. Su uso está restringido a presas existentes de las que se disponga de un número suficiente de registros procedentes de la auscultación.

Métodos adaptativos: están basados en técnicas de inteligencia artificial. Las dos familias de modelos principales son los sistemas expertos y las redes neuronales. Resuelven problemas mediante técnicas de aprendizaje a partir de ejemplos previos similares. Su empleo en ingeniería civil está poco extendido.

Métodos probabilísticos: introducen la incertidumbre en la formulación de los problemas para obtener la probabilidad de que un sistema no cumpla los requisitos de diseño. Utilizan técnicas de fiabilidad estructural, de estimación de probabilidades y de análisis de riesgos. Se pueden aplicar al análisis de presas nuevas y existentes.

A continuación se exponen los conceptos básicos relacionados con los métodos deterministas clásicos y con los métodos probabilísticos. Los métodos estadísticos han sido utilizados en presas existentes donde se dispone de un gran número de datos (entre 5 y 10 años) y no pueden ser empleados en otro caso (véase Serrano [117]). Los modelos adaptativos quedan fuera del ámbito de estudio.

2.4. Métodos clásicos de evaluación de seguridad de presas

2.4.1. Coeficiente de seguridad global

Es el método clásico utilizado para la evaluación de la seguridad en infraestructuras. Si consideramos las distintas variables que intervienen en un problema dado (variables geométricas, de características de los materiales, de acciones,...), como un vector de un espacio n-dimensional (X_1, X_2, \dots, X_n) , y definimos una función de resistencia $r(x_1, x_2, \dots, x_n)$ que favorece la seguridad y una función de sollicitación $s(x_1, x_2, \dots, x_n)$ que favorece el fallo, se puede definir una función adimensional $g(x_1, x_2, \dots, x_n)$ a partir de las anteriores (2.1).

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) = \frac{r(x_1, x_2, \dots, x_n)}{s(x_1, x_2, \dots, x_n)} \quad (2.1)$$

Un determinado punto del espacio n-dimensional definido está en la región segura si se verifica la condición:

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) > 1 \quad (2.2)$$

Por otro lado, un punto de este espacio queda en la región de fallo si se verifica (2.3). La frontera entre estas dos regiones, o estado límite, corresponde a la situación definida por el hiperplano n-dimensional (2.4).

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 1 \quad (2.3)$$

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 1 \quad (2.4)$$

Para el caso bidimensional, la región segura, la región de fallo y el estado límite se pueden representar mediante la Figura 2.2.

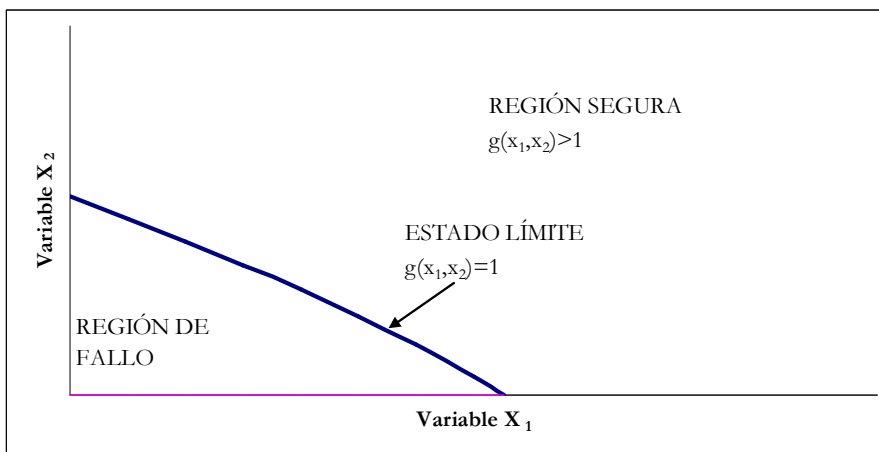


Figura 2.2: Región segura, de fallo y estado límite para un caso bidimensional.

Se define el coeficiente de seguridad global como una magnitud F ($F > 1$), de acuerdo con (2.5), aunque de forma más habitual se utiliza la notación (2.6).

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) - F > 0 \quad (2.5)$$

$$\frac{r(x_1, x_2, \dots, x_n)}{s(x_1, x_2, \dots, x_n)} > F \quad (2.6)$$

La representación gráfica del coeficiente de seguridad se recoge en la Figura 2.3. La utilización de esta metodología supone adoptar para las variables (X_1, X_2, \dots, X_n) consideradas, unos valores fijos que se denominan valores representativos.

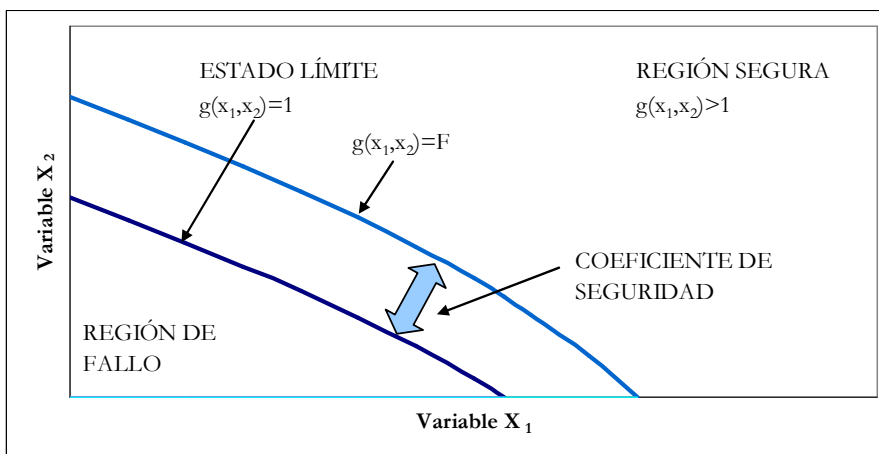


Figura 2.3: Incremento del margen de seguridad mediante el coeficiente de seguridad.

Ejemplo 2.1.- Coeficiente de seguridad global (respecto de un modo de fallo).

Sea por ejemplo la presa de la Figura 2.4, de perfil triangular de 100 m de altura, talud aguas arriba vertical y talud aguas abajo 0.75H:1V, la densidad del hormigón es de 2300 kg/m^3 , la densidad del agua es de 1000 kg/m^3 , el plano de contacto presa-cimiento es horizontal y la altura de agua en el embalse, correspondiente al Nivel Máximo Normal (N.M.N) es 90 m y el nivel aguas abajo de la presa es nulo. La subpresión es triangular con un valor en el pie de aguas arriba de 90 m y nulo en el pie de aguas abajo. El ángulo de rozamiento en el contacto presa-cimiento es de $\varphi = 45^\circ$ y la cohesión es de $c = 5.00 \times 10^5 \text{ N/m}^2$.

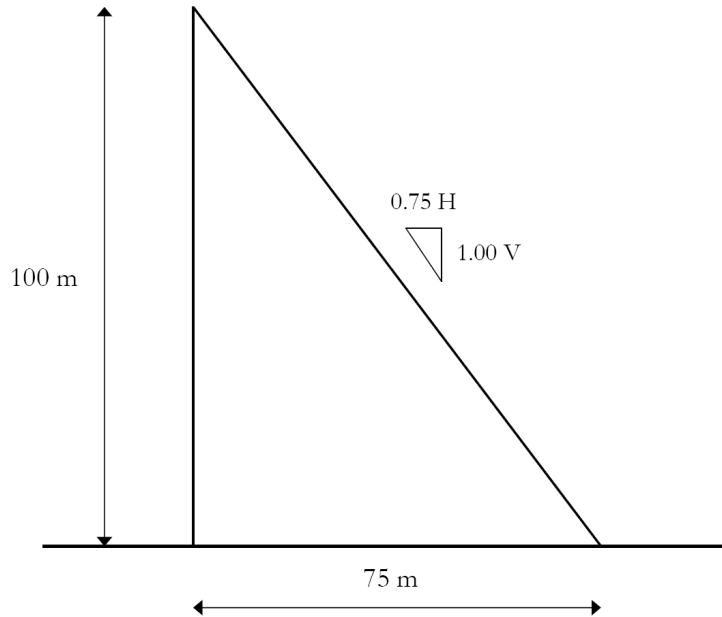


Figura 2.4: Sección tipo triangular

El análisis bidimensional de la estabilidad estática frente al deslizamiento en el plano de contacto presa-cimiento puede realizarse a través del cálculo del coeficiente de seguridad global. Las variables que intervienen se pueden agrupar de distintas maneras. En este caso se consideran las siguientes ocho variables, siendo sus valores representativos los siguientes:

- A (sección de la presa) = 3750 m^2
- ρ_c (densidad del hormigón) = 2300 kg/m^3
- ρ_w (densidad del agua) = 1000 kg/m^3
- g (aceleración de la gravedad) = 10 m/s^2
- h (altura de agua en el embalse) = 90 m
- B (base de la presa) = $75 \text{ m}^2/\text{m}$
- φ (ángulo de rozamiento en el contacto) = 45°
- c (cohesión en el contacto) = $5.00 \times 10^5 \text{ N/m}^2$

Por comodidad, podemos definir una variable nueva, denominada subpresión, U , a partir de las variables de densidad del agua, altura de agua en el embalse y base de la presa:

$$U = 0.5 \cdot \rho_w \cdot g \cdot B \cdot h = 0.5 \times 1000 \times 10 \times 75 \times 90 = 3.375 \times 10^7 \text{ N/m} \quad (2.7)$$

La función de la resistencia al deslizamiento es en este caso:

$$\begin{aligned} r &= (A \cdot \rho_c g - U) \operatorname{tg} \phi + B \cdot c = \\ &= (3750 \times 2300 \times 10 - 3.375 \times 10^7) \operatorname{tg} 45 + (75 \times 5.00 \times 10^5) = 9.00 \times 10^7 \text{ N/m} \end{aligned} \quad (2.8)$$

y la función de la sollicitación es:

$$s = 0.5 \cdot \rho_w g \cdot h^2 = 0.5 \times 1000 \times 10 \times 90^2 = 4.05 \times 10^7 \text{ N/m} \quad (2.9)$$

Por tanto, de acuerdo con la ecuación (2.6), se tiene que $F=2.22$.

Hay que hacer notar que el coeficiente de seguridad global obtenido, lo es con respecto a un único escenario de sollicitación concreto, y respecto a un modo de fallo determinado, que es el deslizamiento en el plano de contacto presa-cimiento, pero no nos dice nada sobre la seguridad respecto a otros modos de fallo no considerados en el análisis. Podemos plantear otros modos de fallo, y obtener a su vez el coeficiente de seguridad global respecto de los mismo. En el ejemplo siguiente se obtiene otro coeficiente de seguridad global para otro modo de fallo diferente, pero para el mismo escenario de sollicitación.

Ejemplo 2.2 Coeficientes de seguridad globales respecto de más de un modo de fallo

Sea la presa del ejemplo 2.1. El modo de fallo que se considera ahora es la rotura por tensiones de compresión excesivas en el cimiento. El método de análisis será un simple equilibrio de fuerzas y momentos, obteniendo las tensiones correspondientes suponiendo rigidez infinita tanto en la presa como en el cimiento.

La función de resistencia, en este caso, viene dada por:

$$r = \sigma_R \quad (2.10)$$

donde σ_R es la tensión de compresión admisible en el cimiento. En este caso se supondrá de 20 kg/cm^2 ($2.00 \times 10^6 \text{ N/m}^2$).

La función de sollicitación se define por:

$$s = \sigma' = \frac{(N - U)}{B} + \frac{6M}{B^2} \quad (2.11)$$

donde:

σ' : tensión efectiva máxima en el pie de aguas abajo

N : resultante de fuerzas normales a la base de apoyo

U : subpresión en la base apoyo

B : dimensión de la base de la presa

M : resultante de los momentos evaluados en el centro de la base de apoyo

Las fuerzas normales a la base corresponden, en este caso, únicamente al peso propio de la presa:

$$N = A \cdot \rho_c g = 3750 \times 2300 \times 10 = 8.625 \times 10^7 \text{ N/m} \quad (2.12)$$

La subpresión, evaluada mediante (2.7), vale $U = 3.375 \times 10^7 \text{ N/m}$. La base mide $B = 75 \text{ m}$. Los momentos respecto al centro de la base son los debidos al peso propio de la presa (M_1), al empuje hidrostático del embalse (M_2) y a la subpresión (M_3):

$$\begin{aligned} M_1 &= -8.625 \times 10^7 \times \left(\frac{75}{2} - \frac{75}{3} \right) = -1.078 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{m/m} \\ M_2 &= 4.05 \times 10^7 \times \left(\frac{90}{3} \right) = 1.215 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{m/m} \\ M_3 &= 3.375 \times 10^7 \times \left(\frac{75}{2} - \frac{75}{3} \right) = 4.219 \times 10^8 \text{ N} \cdot \text{m/m} \end{aligned} \quad (2.13)$$

Nótese que el momento debido al peso propio de la presa aparece con signo negativo puesto que favorece la descompresión del pie de aguas abajo de la presa.

La suma de los momentos M_1 , M_2 y M_3 resulta ser de $M = 5.589 \times 10^8 \text{ N} \cdot \text{m/m}$, con signo positivo, lo que indica que la tensión es de compresión. Sustituyendo en (2.11) se obtiene:

$$\begin{aligned} s &= \sigma' = \frac{(8.625 \times 10^7 - 3.375 \times 10^7)}{75} + \frac{6 \times 5.589 \times 10^8}{75^2} = \\ &= 7.00 \times 10^5 + 5.96 \times 10^5 = 1.296 \times 10^6 \text{ N/m}^2 \end{aligned} \quad (2.14)$$

Aplicando (2.6) se obtiene $F = 1.543$. Como se observa, este valor es menor que el obtenido respecto del modo de fallo por deslizamiento, que resultaba ser $F = 2.22$.

2.4.2. Coeficientes de seguridad parciales

En esta metodología se introducen unos coeficientes de seguridad que se asocian a algunas de las variables de cálculo. Su uso está extendido dentro del campo de las estructuras de hormigón armado y de las estructuras metálicas. Se definen unos coeficientes γ_i ($\gamma_i < 1$) que se asocian a las resistencias, R_i , y unos coeficientes λ_j ($\lambda_j > 1$) que se asocian a las solicitaciones, S_j , de modo que la ecuación de comprobación de la seguridad (2.6) se plantea del siguiente modo:

$$\sum_i \gamma_i R_i > \sum_j \lambda_j S_j \quad (2.15)$$

Esta metodología permite ponderar las variables que intervienen de diversa forma, introduciendo correcciones en función de la incertidumbre asociada a los valores representativos de las variables. Los coeficientes asociados a las resistencias suponen una minoración de las mismas, mientras que los coeficientes asociados a las solicitaciones suponen una mayoración con respecto a los valores representativos.

Ejemplo 2.3.- Coeficientes de seguridad parciales

Sea la presa del ejemplo 2.1. Podemos evaluar la seguridad frente al deslizamiento utilizando coeficientes de seguridad parciales, tal y como se recoge en las recomendaciones españolas para cálculo de presas (Guía Técnica nº2 Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas). Se establecen coeficientes parciales de seguridad de minoración de las resistencias asociadas al rozamiento y a la cohesión en el plano de contacto. El valor de estos coeficientes es distinto en función de que se trate de una comprobación para una situación normal, accidental o extrema. También varía en función de la categoría de la presa. A efectos de este ejemplo se considera una situación accidental, lo que es consistente con la hipótesis de subpresión realizada, sin ningún tipo de reducción por efecto del sistema de drenaje de la presa. Se supone que la presa del ejemplo presenta una categoría A. Las resistencias asociadas al rozamiento, R_1 , a la cohesión, R_2 , y la única sollicitación, S_1 , se pueden expresar como:

$$R_1 = (A \cdot \rho_c g - U) \operatorname{tg} \phi = (3750 \times 2300 \times 10 - 3.375 \times 10^7) \operatorname{tg} 45 = 5.25 \times 10^7 \text{ N/m} \quad (2.16)$$

$$R_2 = B \cdot c = 75 \times 5.00 \times 10^5 = 3.75 \times 10^7 \text{ N/m} \quad (2.17)$$

$$S_1 = 0.5 \cdot \rho_w g \cdot h^2 = 0.5 \times 1000 \times 10 \times 90^2 = 4.05 \times 10^7 \text{ N/m} \quad (2.18)$$

y la ecuación (2.15) queda del siguiente modo:

$$\gamma_1 R_1 + \gamma_2 R_2 > \lambda_1 S_1 \quad (2.19)$$

Los coeficientes parciales de seguridad asociados son, para situación accidental y presa de categoría A, los siguientes: para el rozamiento, $\gamma_1 = 1/1.2 = 0.833$, y para la cohesión, $\gamma_2 = 1/4 = 0.25$. Obsérvese la mayor penalización que se otorga a la cohesión. Las recomendaciones no contemplan una mayoración de las sollicitaciones, por lo que en este caso $\lambda = 1$. Sustituyendo en (2.19) se comprueba que se verifica la condición de seguridad al deslizamiento:

$$0.833 \times 5.25 \times 10^7 + 0.25 \times 3.75 \times 10^7 = 5.31 \times 10^7 > 1 \times 4.05 \times 10^7 \quad (2.20)$$

En el caso de la comprobación tensional del ejemplo 2.2, al tener una única resistencia y no ponderar las sollicitaciones, el coeficiente de seguridad parcial coincide con el global. En este caso tendríamos como R_1 la tensión admisible y como S_1 la tensión transmitida por la presa. La Guía Técnica nº2 proporciona el valor del coeficiente de seguridad aplicable a las tensiones, que para situación accidental y presa de categoría A, vale $\gamma_1 = 1/2 = 0.50$. Por tanto la ecuación (2.15) se puede escribir como:

$$\gamma_1 R_1 > \lambda_1 S_1 \quad (2.21)$$

y sustituyendo valores:

$$0.5 \times 2 \times 10^6 = 10^6 < 1 \times 1.296 \times 10^6 \quad (2.22)$$

Se comprueba que, en este caso, no se verifica el criterio de seguridad, siendo insuficiente el margen de seguridad disponible para las tensiones, respecto del exigido por las recomendaciones.

Como se ha visto, no se dispone de una única medida para la seguridad global, que integre todos los modos de fallo, sino que se estudian los efectos por separado, pudiendo obtener distintas medidas de la seguridad, referidas a cada uno de los modos de fallo estudiados.

2.4.3. Introducción parcial de la probabilidad en las acciones

Hasta aquí se ha planteado la evaluación de la seguridad sin tener en cuenta ningún concepto probabilístico acerca de las solicitaciones y de las resistencias. En lo que a estas últimas se refiere, tradicionalmente se han adoptado valores que no van acompañados de ninguna información sobre su probabilidad de ocurrencia. Es el ingeniero el que, usando las herramientas a su disposición (experiencia de casos similares, valores obtenidos de campañas de toma de datos de campo, resultados de ensayos de laboratorio y pruebas, recomendaciones disponibles en la literatura y juicio ingenieril), decide qué valores representativos de las resistencias va a escoger en cada caso para realizar la comprobación de seguridad de la presa. Se asume, además, que los valores escogidos van a ser válidos durante toda la vida útil de la infraestructura.

El caso de las solicitaciones es algo distinto, por cuanto al estar ligadas las principales acciones a fenómenos de la naturaleza, históricamente ha sido posible caracterizar los mismos mediante su probabilidad de ocurrencia. Es el caso de las avenidas y los sismos, que constituyen, en general, las solicitaciones de mayor envergadura a las que puede estar sometida una presa.

Es habitual realizar la comprobación de seguridad frente a eventos extremos de estos fenómenos, que se caracterizan por su gran magnitud y por su baja probabilidad de ocurrencia. La medida de esta probabilidad se introduce habitualmente mediante el concepto de periodo de retorno, que fue introducido por Gumbel en la década de los 40 del siglo XX (véase Gumbel [54]), basándose en la teoría estadística de los valores extremos desarrollada por él mismo, con relación al estudio de las avenidas. A partir de 1960 comenzó a utilizarse además en ingeniería sísmica (véase Barbat y Canet [7]).

Se entiende por periodo de retorno de un proceso al tiempo medio que transcurre entre dos sucesos estadísticamente independientes (proceso de Poisson). El desarrollo de la formulación matemática del mismo puede verse en Mínguez [94].

Habitualmente se entiende por suceso la superación de un umbral en la magnitud del fenómeno estudiado. En el caso de un sismo puede ser, por ejemplo, una aceleración horizontal, y en el caso de un avenida la superación de un caudal determinado. En ambos casos, tanto la aceleración sísmica horizontal como el caudal son considerados variables aleatorias.

Dos cuestiones importantes a observar acerca del periodo de retorno son, en primer lugar, que su definición depende de la escala de tiempo utilizada (el intervalo normalmente es el anual), y, en segundo lugar, que se ignora la probabilidad de ocurrencia de más de un evento en un mismo intervalo. Esta aproximación es válida, por tanto, para eventos con muy baja frecuencia de presentación.

Si denominamos $T(x)$ al periodo de retorno asociado a la superación de un umbral determinado, x , de una variable aleatoria, X , entonces, la probabilidad de que en el intervalo de tiempo considerado (normalmente un año) se presente un evento de mayor magnitud (probabilidad de superación) es:

$$P(X > x ; 1 \text{ año}) = \frac{1}{T(x)} \quad (2.23)$$

y la probabilidad de no superación, en ese intervalo de tiempo es:

$$P(X \leq x; 1 \text{ año}) = 1 - \frac{1}{T(x)} \quad (2.24)$$

Si consideramos una vida útil de la presa de n años, puesto que se trata de sucesos independientes, la probabilidad de no superación en toda la vida útil será igual al producto de las probabilidades de no superación anuales extendido a lo largo de todo el periodo considerado:

$$P(X \leq x; n \text{ años}) = \left(1 - \frac{1}{T(x)}\right)^n \quad (2.25)$$

El proceso habitual que se sigue en la práctica es ajustar una función de distribución de probabilidad a los datos muestrales de la población. Las funciones de distribución utilizadas son las adecuadas para caracterizar fenómenos extremos, como la General Extreme Value (G.E.V.), la Extreme Value-I (E.V.-I, también conocida como distribución de Gumbel), Extreme Value-II (E.V.-II o distribución de Fréchet), Extreme Value-III (E.V.-III o distribución de Weibull) y la Two-Component Extreme Value (T.C.E.V., utilizada para análisis de precipitaciones extremas), entre otras. Una vez realizado el ajuste y elegida la función de distribución, $F_X(x)$, que mejor reproduce las propiedades estadísticas de la muestra, la relación entre la probabilidad y el periodo de retorno se puede expresar mediante:

$$F_X(x) = P(X \leq x; 1 \text{ año}) = 1 - \frac{1}{T(x)} \quad (2.26)$$

Una vez obtenido el valor de la sollicitación asociado a un determinado periodo de retorno, para el que se desea evaluar la seguridad de la presa, se aborda el problema desde un punto de vista determinista, mediante el método de los coeficientes de seguridad.

Ejemplo 2.4.- Periodo de retorno y probabilidad de superación

Si tenemos una aceleración sísmica horizontal de magnitud 0.08g asociada a un periodo de retorno de 500 años, la probabilidad de que en un año cualquiera tenga lugar un evento sísmico de magnitud superior es, aplicando (2.23) la siguiente.

$$P(a_H > 0.08g; 1 \text{ año}) = \frac{1}{T(0.08g)} = \frac{1}{500} = 0.002 \quad (2.27)$$

y la probabilidad de no superación, en un año, resulta, por tanto (2.28):

$$P(a_H \leq 0.08g; 1 \text{ año}) = 1 - \frac{1}{T(0.08g)} = 1 - \frac{1}{500} = 0.998 \quad (2.28)$$

Si la vida útil de la presa se establece en 100 años, la probabilidad de no superación del sismo de 500 años de periodo de retorno durante la vida útil es (2.25):

$$P(a_H \leq 0.08g; 100 \text{ años}) = \left(1 - \frac{1}{T(0.08g)}\right)^{100} = \left(1 - \frac{1}{500}\right)^{100} = 0.8185 \quad (2.29)$$

y la probabilidad de que a lo largo de la vida útil de la presa tenga lugar un evento sísmico cuya intensidad supere el valor de 0.08g es:

$$P(a_H > 0.08g ; 100 \text{ años}) = 1 - 0.8185 = 0.1814 \quad (2.30)$$

Es decir, una probabilidad ligeramente superior al 18%.

Si además resulta que del ajuste realizado para los datos de aceleraciones sísmicas registrados a lo largo de un periodo de tiempo, la función de distribución de probabilidad es una E.V.-I:

$$F_X(x) = \exp[-\lambda \cdot \exp(-\theta \cdot x)] \quad (2.31)$$

con parámetros $\lambda = 2.025$ y $\theta = 8.816$, podemos obtener los valores de las aceleraciones correspondientes a distintos periodos de retorno.

Despejando la variable aleatoria, x , en (2.31) se obtiene:

$$x = \left(-\frac{1}{\theta}\right) \cdot \text{Ln} \left[\left(-\frac{1}{\lambda}\right) \cdot \text{Ln}(F_X(x)) \right] \quad (2.32)$$

combinando esta ecuación con (2.26) podemos determinar la aceleración sísmica horizontal correspondiente a cualquier periodo de retorno.

Por ejemplo, si deseamos conocer la aceleración correspondiente a los periodos de retorno de 5,000 y 10,000 años, debemos obtener, en primer lugar, la probabilidad de no superación anual mediante (2.24):

$$F_X(x) = 1 - \left(\frac{1}{5000}\right) = 0.9998 \quad (2.33)$$

$$F_X(x) = 1 - \left(\frac{1}{10000}\right) = 0.9999$$

y, a continuación, los valores de la aceleración correspondientes se obtienen mediante (2.32):

$$x = \left(-\frac{1}{8.816}\right) \cdot \text{Ln} \left[\left(-\frac{1}{2.025}\right) \cdot \text{Ln}(0.9998) \right] = 1.046 = 0.107g \text{ m/s}^2$$

$$x = \left(-\frac{1}{8.816}\right) \cdot \text{Ln} \left[\left(-\frac{1}{2.025}\right) \cdot \text{Ln}(0.9999) \right] = 1.125 = 0.115g \text{ m/s}^2 \quad (2.34)$$

2.4.4. Análisis de eventos extremos

Esta metodología tiene como objetivo verificar que la presa, llevada a unas condiciones límite de sollicitación, es capaz de hacer frente a las cargas que actúan sobre ella, aunque agotando los márgenes de seguridad (es decir, con coeficientes de seguridad muy próximos a la unidad). Las condiciones límites de sollicitación más habituales son las avenidas extremas y los terremotos extremos.

Estas solicitaciones extremas no se definen en términos de probabilidad de ocurrencia (periodos de retorno muy altos), sino que expresan un límite físico a la magnitud de la avenida o el terremoto que es capaz de desencadenarse en la naturaleza.

Surge así el concepto de Avenida Máxima Probable, denominada también PMF por sus siglas en inglés (Probable Maximum Flood), que se puede definir como (véase Boillat y Dubois [15]):

Avenida Máxima Probable: La máxima avenida esperada como consecuencia de la combinación más severa de las condiciones meteorológicas e hidrológicas razonablemente posibles en una región dada.

Análogamente, se maneja el concepto de Terremoto Máximo Probable, denominado también MCE por siglas en inglés (Maximum Credible Earthquake), definido como (véase Wieland et al [142]):

Terremoto Máximo Probable: Es el máximo terremoto que puede esperarse en un determinado emplazamiento en términos absolutos. En este sentido, si una presa es capaz de resistir el MCE, será capaz de resistir cualquier terremoto que se presente a lo largo de su vida útil. Su determinación es básicamente determinista.

Puesto que se plantea un escenario límite para la presa, los modelos de cálculo empleados deben poder tener en consideración la aparición de no linealidades. El uso de modelos lineales más sencillos con solicitaciones límite, puede dar lugar a resultados que sitúan a la presa en la región de fallo, al estar basados en fuertes simplificaciones para quedar del lado de la seguridad. Por otro lado, el uso de modelos complejos en el contexto del MCE presenta una gran incertidumbre puesto que se está llevando la estructura a límites en los que es difícil interpretar los resultados obtenidos. Estos modelos complejos, además, se elaboran normalmente en base a parámetros cuya determinación es de dudosa fiabilidad.

2.5.- Nuevos métodos de evaluación de seguridad de presas. El análisis de riesgos

2.5.1 Introducción

“No importa lo bien que una presa haya sido proyectada, construida, conservada y explotada: siempre hay un riesgo asociado con el almacenamiento de agua en un embalse”. La frase figura entre las conclusiones del boletín E02 de la ICOLD del año 2001 (véase ICOLD [65]) sobre medidas no estructurales de reducción de riesgo en presas y sitúa perfectamente la naturaleza de uno de los retos a los que se enfrenta la moderna ingeniería de seguridad de presas.

En efecto, la forma en la que se ha cuantificado el grado de seguridad de las presas ha evolucionado notablemente con el devenir de los años. Actualmente, puede afirmarse que la sociedad exige transparencia en la toma de decisiones relacionadas con la seguridad y los niveles de riesgo asociados a las presas (y a cualquier otro tipo de infraestructura civil). Además, es un hecho aceptado que todas las acciones y variables controladas por los ingenieros para el diseño y explotación de estas obras se pueden considerar aleatorias.

Como consecuencia de lo anterior, han surgido metodologías probabilísticas para tratar de evaluar el grado de seguridad de las presas, como complemento al enfoque determinístico tradicional.

Entre estas metodologías probabilísticas se encuentra el denominado “Análisis de Riesgos”, desarrollado a partir de los trabajos llevados a cabo por diferentes universidades e instituciones de Estados Unidos (U.S. Bureau of Reclamation, U.S. Army Corps of Engineers, UTAH State University, FERC), Canadá (BC Hydro) y Australia (University of New South Wales) y Gran Bretaña (Health and Safety Executive), principalmente.

La gestión de la seguridad de presas mediante la aproximación basada en el riesgo es un hito reciente en el campo de las presas y se encuentra en una fase preliminar si se compara con otro tipo de industrias como la aeronáutica o la nuclear.

Hasta la fecha las aplicaciones prácticas llevadas a cabo en diversos países han estado centradas en los siguientes aspectos:

- Estimación de la seguridad estructural.
- Estudios coste-beneficio para determinar inversiones en seguridad de presas.
- Clasificación de presas.
- Elaboración de Planes de Emergencia y normativa diversa.
- Implementación de las fases iniciales para una gestión de la seguridad basada en el riesgo

El tratamiento tradicional de la seguridad de presas ha constituido una cuestión esencialmente técnica fundamentada en el cumplimiento de estándares o códigos ingenieriles de buena práctica. En lugar de considerar la seguridad desde una perspectiva integral que incluyera aspectos medioambientales, económicos, sociales o empresariales, la evolución del enfoque clásico, en muchos casos, se ha centrado en dilemas particulares y aislados de otros sectores en los que se gestiona actividades que implican “graves consecuencias potenciales con baja probabilidad” sobre la seguridad pública.

En este apartado, tras abordar el estado del análisis de riesgos en el contexto internacional, se introduce los conceptos básicos relacionados con esta metodología, enlazando a continuación con las cuestiones fundamentales de probabilidad condicional de rotura y probabilidad anual de rotura.

2.5.2 El análisis de riesgos en el contexto internacional

Desde la rotura de la presa de Teton en el año 1976, la gestión de la seguridad en presas y embalses ha sufrido una lenta evolución en búsqueda de una herramienta que, de una manera sistemática, revise todas las formas y modos por los que una presa puede dejar de cumplir sus funciones dentro de un sistema de recursos hídricos, de un sistema económico-empresarial o generar una suelta de caudales procedentes del embalse capaz de generar daños sobre la población, el medio ambiente o el capital.

En Estados Unidos, el Dr. McCann, de la Universidad de Stanford, realizó en 1985 un primer intento cualitativo para clasificar las presas en función de su riesgo.

Más adelante, el U.S. Bureau of Reclamation llevó a cabo su primera labor relacionada con el Análisis de Riesgos en 1996, y tras evolucionar su particular metodología, continúa aplicándola a todas las presas que explota (véase Bureau of Reclamation [26, 27, 28, 29]). Hace diez años se constituyó un grupo denominado CADRE con el objetivo de implementar una metodología que permitiese tomar decisiones de inversión en seguridad de presas basadas en “riesgo”.

Por su parte, el U.S. Army Corps of Engineers desarrolló en 1999 un procedimiento de evaluación preliminar para priorizar las actividades de mantenimiento y reparación y, hoy en día, está implementando por fases un programa detallado para la gestión de la seguridad que, sin olvidar el enfoque tradicional, emplea el análisis de riesgos de manera sistemática. Desde el año 2005 está implantando la metodología para el análisis de modos de rotura potenciales. También está llevando a cabo el análisis de riesgos detallado para presas concretas. Durante el año 2009 se prevé finalizar la formación de todo el personal para aplicar la metodología de forma sistemática.

Algo similar puede apuntarse para el otro gran regulador de presas norteamericano, la FERC (véase Federal Energy Regulatory Commission [45, 46, 47]). Desde 2003 está implantado un programa de seguridad con el objetivo de optimizar y aprovechar la información obtenida de las revisiones de seguridad y auscultación, que incluía el análisis de modos de rotura potenciales como elemento clave.

La FEMA, agencia estatal de protección civil, inició sus investigaciones en 1985 y en 1998 publicó una Guía de Seguridad de Presas que recoge los resultados de las mismas (véase Federal Emergency Management Agency [44], Bowles [16], DEFRA [37] y Hartford et al [57]).

En Australia la primera edición de una guía sobre Declaración de Riesgo en presas ve la luz en 1994, con actualizaciones en 1998 y 2003 (véase Australian National Committee on Large Dams [3, 4, 5]). Es el país puntero a nivel mundial en la aplicación generalizada del análisis de riesgo en la seguridad de presas.

Durante los últimos lustros, el ámbito académico ha continuado estudiando y proporcionando la base formal sobre la que cimentar los avances prácticos, especialmente por medio del Dr. Robin Fell y sus colaboradores en la University of New South Wales australiana y, sobre todo, por el Dr. David S. Bowles en la Utah State University norteamericana.

En Canadá la compañía British Columbia Hydro and Power Authority fue pionera en la aplicación de técnicas de análisis de riesgo a sus presas desde hace más de 15 años y, a pesar de que no continúa utilizándolas de forma sistemática, sí que recurre de forma puntual a herramientas específicas relacionadas con la metodología del análisis de riesgos.

En el Reino Unido los trabajos sobre el tema se remontan a 1990, habiéndose publicado en 2002 un documento que recoge un sistema integrado basado en la Declaración de Riesgo cuantitativa (DEFRA [37]). De forma general, la Health and Safety Executive publica recomendaciones relacionadas con el riesgo impuesto por diversas actividades económicas determinando los criterios sociales de tolerabilidad.

En la República de Sudáfrica también se han realizado experiencias de aplicación de la metodología del análisis de riesgos para priorizar inversiones en seguridad de presas (véase Oosthuizen et al [98]).

En Holanda la universidad de Delft constituye el centro de investigación principal respecto a la aplicación de técnicas de análisis de riesgos, aplicadas sobre el sistema de diques de contención existentes en el país. En Portugal se elaboró en 1993 un criterio preliminar de Evaluación de Riesgo utilizado para la inspección de presas, habiendo proseguido con diversas investigaciones y trabajos orientados a la Gestión del Riesgo (véase Betâmio de Almeida [11]). En Noruega (Åmdal [2] y Broch [18]), Finlandia (Slunga [119]), y, más tímidamente, en Alemania (Rettemeier [103, 104]), se ha desarrollado en el ámbito de la investigación diversos análisis de riesgos aplicados a la gestión de seguridad de presas. En Austria el investigador A. Vogel ha desarrollado un ingente trabajo de recopilación de información relativa a estudios espacio-temporales de roturas de presas, recopilación de incidentes y clasificación de presas en función de sus modos de rotura, orientado a su uso en el marco del análisis de riesgos (véase Vogel [138, 139, 140]).

En España los primeros trabajos relativos a la aplicación del análisis de riesgos en el ámbito de las presas son los llevados a cabo por el grupo de investigación iPresas de la Universidad Politécnica de Valencia (véase Escuder [40]), que hasta la fecha se han traducido en la elaboración de trabajos de investigación (Altarejos [1], Membrillera [91, 92], Serrano [117] y Triana [128, 129]) y en la aplicación piloto de la metodología desarrollada a un grupo de presas de la Demarcación Hidrográfica del Duero en los años 2007 y 2008.

2.5.3 Conceptos básicos del análisis de riesgos

Tres conceptos previos importantes para comprender esta metodología son los de riesgo, riesgo tolerable e incertidumbre (véase Membrillera et al. [93]):

Riesgo: se puede definir como la medida de la probabilidad y severidad de un evento que tiene efectos adversos sobre la vida humana, la salud, la propiedad o el medio ambiente. En el caso general, se estima mediante la combinación de escenario, probabilidad de ocurrencia del fallo y consecuencias asociadas al mismo (2.35).

$$\text{Riesgo} = \int P(\text{escenario}) \times P(\text{respuesta} \mid \text{escenario}) \times C(\text{solicitud}, \text{respuesta}) \quad (2.35)$$

donde P es probabilidad, C la magnitud de las consecuencias y el símbolo “|” representa probabilidad condicional.

Riesgo tolerable: es el situado dentro de un determinado rango, con el que la sociedad puede convivir de manera que, en contrapartida, se obtenga ciertos beneficios sociales netos. Es un rango de riesgo no considerado como despreciable o ignorable por la sociedad, sino que se mantiene en permanente revisión y es reducido, siempre que sea posible, con los medios dispuestos al alcance de la sociedad.

Incetidumbre: es un concepto amplio que incluye la variabilidad, y se aplica a cualquier situación o hecho del cual no se posee certeza, esté o no descrito por una función de probabilidad.

En un caso particular, un valor medio del riesgo (average risk) se obtiene como la esperanza matemática de las consecuencias de un evento adverso, esto es, como el producto de la probabilidad de ocurrencia y las consecuencias, combinado para todos los escenarios. Esta distinción entre la definición general de riesgo y el concepto de riesgo medio (average risk) es relevante, puesto que en la gestión del riesgo en el campo de la seguridad de presas, donde las consecuencias adversas son de gran magnitud, éstas no deben ser contempladas en la práctica en términos de valores medios estimados.

Se entiende por sollicitación las acciones que pueden actuar sobre la presa, su cimiento y los equipos hidromecánicos. Estas sollicitaciones se deben a la ocurrencia de eventos, que pueden ir desde la operación normal del embalse, al clásico evento hidrológico o sísmico y, en general, a cualquier fenómeno natural o especial que pueda incidir sobre la presa y su embalse. Entre los fenómenos naturales se puede citar las heladas, la deposición de sedimentos, los deslizamientos de ladera en el vaso, etc.

Otros fenómenos especiales que hay que tener en cuenta son los derivados de los procesos de operación de la presa (respuesta de equipos, errores humanos, etc.), los derivados de procesos de tipo interno (reacciones álcali-árido, corrosión, fatiga, sifonamiento, erosión interna, etc.) y los derivados de acciones sociales (actos de vandalismo, atentados terroristas, acciones de guerra, etc.).

Una vez identificados y seleccionados los eventos de sollicitación, es preciso caracterizarlos en términos de su probabilidad anual de excedencia, definiendo así un dominio de sollicitaciones.

Las consecuencias se pueden expresar, de forma tangible, en términos de pérdidas de vidas humanas y pérdidas económicas sobre la comunidad o la sociedad. Además, la rotura de una presa tiene otras consecuencias de más difícil cuantificación, como las que se pueden producir sobre la salud pública o el medio ambiente, los traumas psicológicos sobre familiares de víctimas, pérdidas de patrimonio arqueológico o cultural, etc.

Se trata de identificar las consecuencias potenciales y estimar su magnitud mediante una descripción probabilística (si es posible) y teniendo en cuenta la evolución temporal en las características del área potencialmente inundable. La estimación de daños debe llevarse a cabo a partir de estudios que determinan cómo puede romper la presa (véase Charlwood [31]) teniendo en cuenta las variables espacial y temporal, estimando cómo evoluciona la propagación de ondas de avenida, estableciendo unos criterios de resistencia para las edificaciones e infraestructuras situadas en el área inundable y empleando unos patrones de movilidad y transporte para la población involucrada. Hasta el momento, los trabajos desarrollados por el USBR (véase Bureau of Reclamation [28, 29]) han sido adoptados y utilizados alrededor del mundo en muchos estudios, empleando simulaciones de Monte Carlo para determinar con una base probabilística las pérdidas esperadas por la rotura en diferentes escenarios. Sin embargo, hoy en día comienza a cuestionarse la robustez y representatividad de los mismos.

A continuación se exponen los conceptos clave de análisis de riesgo (Risk Analysis), estimación de riesgo (Risk Estimation), evaluación de riesgo (Risk Evaluation), declaración de riesgo (Risk Assesment) y gestión de riesgo (Risk Management), en el marco de la seguridad de presas y embalses (véase Membrillera et al [93]).

Análisis de riesgos (Risk Analysis): es la utilización de la información disponible para estimar el riesgo que sobre personas, propiedades o medio ambiente puede tener cualquier evento con un potencial para causar daños. Implica una serie de pasos sistemáticos como la definición del alcance del análisis, la identificación de eventos o escenarios susceptibles de provocar daños y la estimación del riesgo. Básicamente se trata de averiguar: ¿qué puede ocurrir?, ¿qué probabilidad hay de que ocurra?, y, supuesto que ocurra, ¿cuáles son las consecuencias?.

Estimación de riesgos (Risk Estimation): es el proceso por el que se cuantifica las componentes del riesgo, esto es, la probabilidad de fallo y las consecuencias asociadas al mismo.

Evaluación del riesgo (Risk Evaluation): es el proceso encaminado a examinar y juzgar la importancia del riesgo estimado a la luz de la normativa vigente.

Declaración de riesgos (Risk Assessment): es el proceso mediante el que se decide, por un lado, si los riesgos existentes son tolerables y, por otro, si las medidas de control resultan adecuadas. En este último caso, se puede llegar a determinar si son justificables medidas de control alternativas.

Gestión del riesgo o la seguridad (Risk Management): se puede definir como la aplicación sistemática de políticas, procedimientos y acciones encaminados a identificar, analizar, declarar, controlar y medir el riesgo.

De forma esquemática, puede mostrarse la relación entre los conceptos mencionados e intuirse el proceso que la aplicación de la gestión basada en riesgo implica (véase la Figura 2.5). En este sentido, la base fundamental que sustenta toda la metodología y que, en buena medida, condiciona su éxito, es el estudio de los modos de rotura o fallo potenciales, que se encuentra dentro del Análisis de Riesgo.

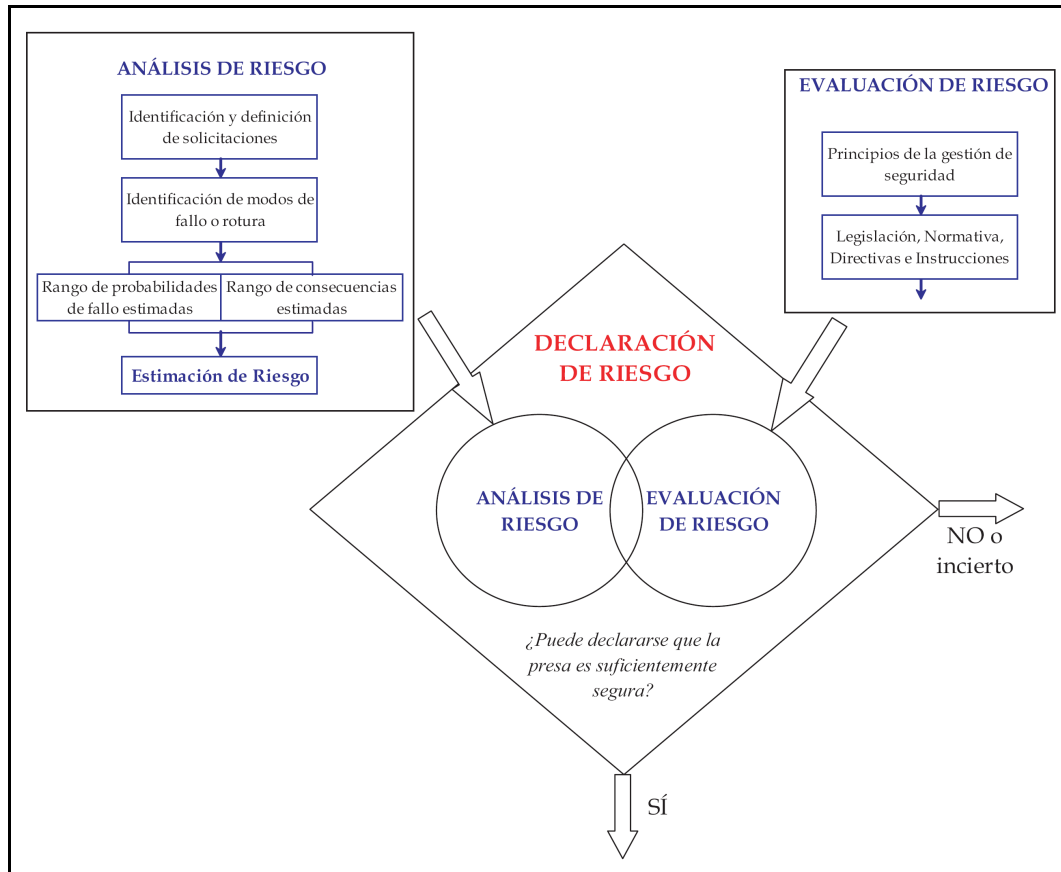


Figura 2.5: Esquema general para la gestión de la seguridad basada en el riesgo (Fuente: Adaptado de Kreuzer en Membrillera [92])

Una forma de representación habitual de los riesgos es en forma de gráfico “f-N” (véase la Figura 2.6), utilizada por el U.S. Bureau of Reclamation, donde en abcisas se representa el número potencial de pérdida de vidas humanas equivalentes (N) y en ordenadas la probabilidad anual de fallo asociada a un determinado modo de fallo (f). El riesgo así definido corresponde a un riesgo social, y se expresa en términos de pérdida de vidas/año. El espacio de riesgo queda dividido en tres regiones mediante dos líneas inclinadas a 45° que representan puntos de igual riesgo. La línea superior une los puntos con un riesgo igual a 0.01 vidas/año, y la línea inferior une los puntos con un riesgo igual a 0.001 vidas/año.

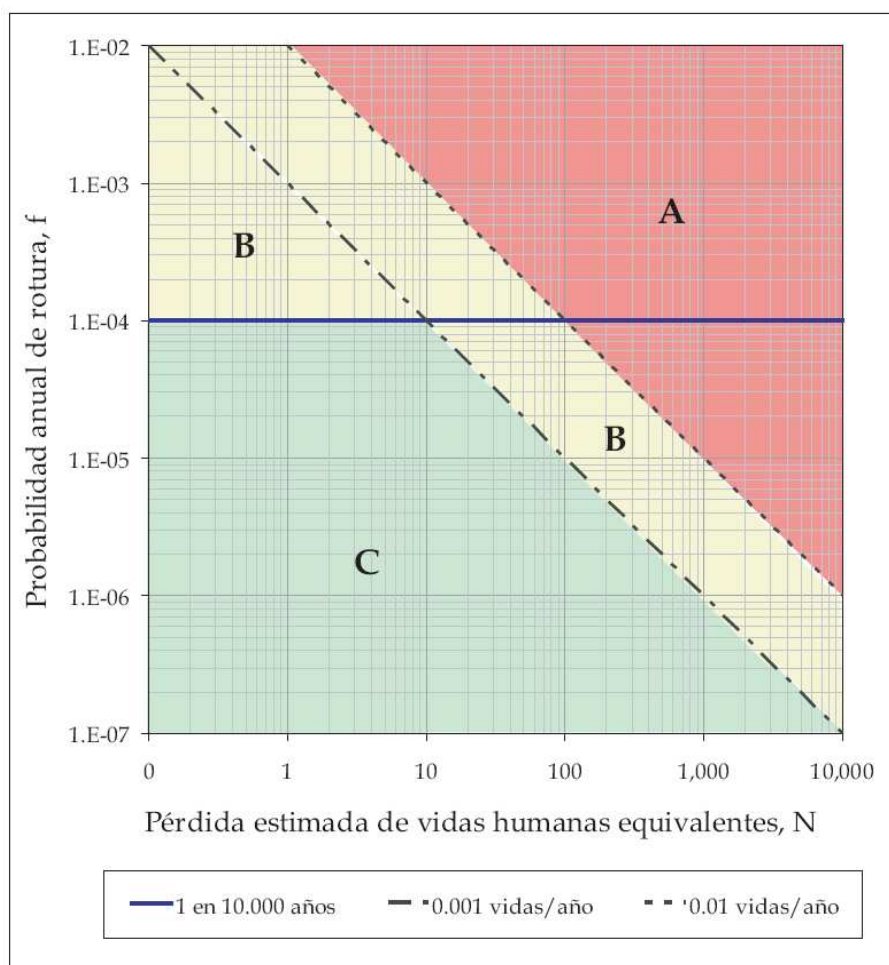


Figura 2.6: Recomendación general para la tolerabilidad de riesgos sobre la población según el US Bureau of Reclamation. Gráfico f-N (Fuente: Adaptado de USBR en Membrillera [92])

Un modo de fallo con un nivel de riesgo inferior a 0.001 vidas/año se considera tolerable (zona segura, correspondiente a la parte inferior izquierda del gráfico). Un modo de fallo con un nivel de riesgo superior 0.01 vidas/año se considera inaceptable, y precisa de la adopción de medidas inmediatas para reducir el riesgo (zona insegura, correspondiente a la parte superior derecha del gráfico). La zona comprendida entre las dos líneas, con riesgo entre 0.01 y 0.001 vidas/año, supone un estado intermedio donde hay que adoptar medidas de reducción del riesgo, pero con un cierto margen temporal para llevarlas a cabo. Hay que resaltar que esta forma de evaluar el riesgo tolerable, evaluando las consecuencias en términos de pérdida de vidas estimada por año, no se considera la más adecuada por parte de la comunidad ingenieril.

A partir de los puntos obtenidos en el gráfico “f-N”, se puede representar un gráfico “F-N” (véase la Figura 2.7), utilizado por el Comité Nacional Australiano de Grandes Presas (ANCOLD), y que es la manera más rigurosa para mostrar el riesgo estimado, donde se representa en abscisas la pérdida potencial de vidas humanas (N) y, en ordenadas, la probabilidad anual de fallo acumulada (F) correspondiente a un número de pérdidas igual o superior a N. El resultado de integrar todos los modos de fallo es la curva de riesgo correspondiente a la presa estudiada.

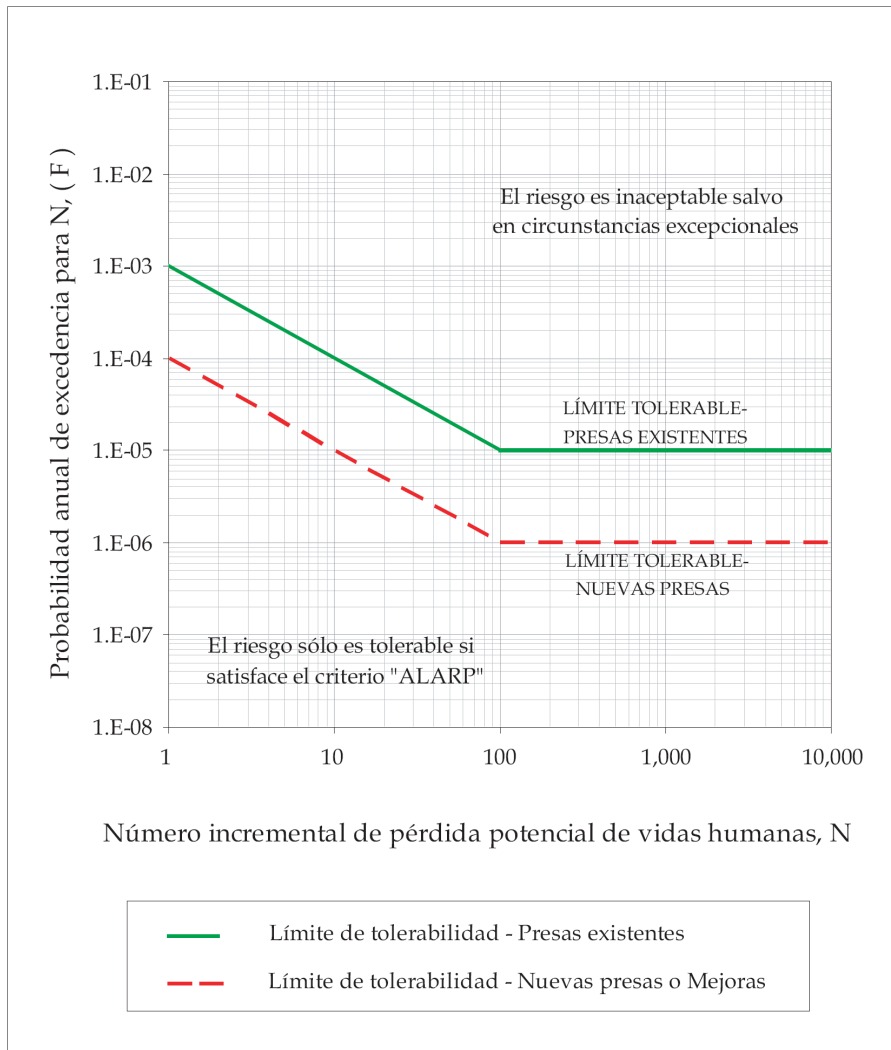


Figura 2.7: Recomendación general para la tolerabilidad de riesgos sobre la población según el Comité Australiano de Grandes Presas (ANCOLD). Gráfico F-N (Fuente: Adaptado de ANCOLD en Membrillera [92]).

En este caso, el espacio de riesgo está dividido en dos regiones, de riesgo tolerable y de riesgo inaceptable, mediante una línea quebrada. Esta línea es distinta en función de que el análisis se realice para una presa existente (menos exigente) o para una presa nueva o existente sometida a cambios sustanciales (más exigente). La zona situada por encima de la línea quebrada corresponde a niveles de riesgo inaceptables, mientras que la zona situada por debajo corresponde a niveles de riesgo tolerables, siempre que, además, se satisfaga el criterio ALARP, que se define a continuación.

ALARP (As Low As Reasonably Practicable): es el principio, utilizado como criterio social de aceptación, por el que los riesgos menores que un umbral máximo de tolerabilidad se asumen únicamente si su reducción resulta impracticable o si el coste necesario para ello es desproporcionado en comparación con la mejora de la seguridad alcanzada.

2.5.4 Probabilidad condicional de rotura.

La definición del riesgo dada en (2.35) implica la evaluación de tres probabilidades: la de los eventos de sollicitación, la probabilidad condicional de la respuesta del sistema y la probabilidad condicional de las consecuencias asociadas. En este apartado nos centramos en la segunda de ellas.

Dado un evento de sollicitación de una magnitud determinada, esta probabilidad condicional expresa la respuesta de la presa en términos probabilísticos. Para conocer esta respuesta es preciso (véase Hartford y Baecher [57]):

- Desarrollar un modelo adecuado a los requerimientos del estudio y determinar la información necesaria para emplearlo.
- Hacer funcionar el modelo para los diversos escenarios de carga establecidos.
- Descomponer, en la medida de lo posible, el mecanismo de rotura en elementos singulares o, en su caso, desarrollar un modelo global y complejo del sistema.

Existen tres metodologías generales que permiten obtener la respuesta de la presa en términos probabilísticos (véase Fell, Bowles, Anderson y Bell [48], DEFRA [37], ANCOLD [5], USBR [29] y Kottegoda y Rosso [75]): comportamiento histórico, emisión de probabilidades y análisis.

Referencias históricas: deduce la probabilidad de fallo a partir de los datos de fallos registrados respecto de la población mundial de presas. Incluye la realización de ajustes en función de la edad de la presa y constituye una herramienta muy valiosa en estudios preliminares para establecer órdenes de magnitud.

Emisión de probabilidades: es la opinión sobre la verosimilitud de un evento emitida por un individuo entrenado para ello y en condiciones controladas y específicas. Siempre satisface los axiomas de la probabilidad y habitualmente incluye los descriptores verbales de la probabilidad (véase Bedford [10]).

Análisis: obtiene la probabilidad de fallo mediante técnicas estadísticas que incluyen la simulación mediante modelos elaborados a partir de la comprensión detallada del proceso de rotura. Utiliza esquemas lógicos como los árboles de eventos o árboles de fallo. Es el método más preciso y adecuado y, en el mejor de los casos, proporciona una función estadística de densidad de probabilidad de la respuesta de la presa.

Estas metodologías se ven complementadas con otras dos, que si bien no permiten obtener la respuesta de la presa en términos probabilísticos, constituyen una herramienta adicional muy útil a lo largo del proceso. Estas metodologías son el análisis determinista clásico y el juicio ingenieril.

2.5.5 Probabilidad total de rotura

Se ha visto en el apartado 2.2 cómo las medidas deterministas de evaluación de la seguridad de presas incorporan la incertidumbre mediante el uso de coeficientes de seguridad, y cómo se introduce parcialmente la probabilidad en las sollicitaciones mediante el uso del periodo de retorno, resolviendo en última instancia un problema determinista.

Como se ha visto en la definición de riesgo dada en (2.35) es necesario obtener la respuesta de la presa en términos de probabilidad, que no puede ser proporcionada mediante las medidas clásicas. Para poder obtener la respuesta en términos probabilistas, es preciso formular el problema utilizando las funciones de densidad de probabilidad de las variables en lugar de valores fijos determinados de las mismas.

De una forma general, la incertidumbre de cualquier variable, X , que intervenga en el problema, se puede definir mediante su función de densidad de probabilidad $f(x)$, que se supone continua y no negativa, de modo que:

$$P(X = x) = f_X(x) \quad (2.36)$$

El valor obtenido corresponde a una probabilidad puntual, correspondiente al valor x considerado. Por la propia definición de función de densidad de probabilidad:

$$P(x \in A) = \int_A f_X(x) dx \quad (2.37)$$

A partir de la función de densidad de probabilidad se puede definir la probabilidad acumulada, utilizando la función de distribución de probabilidad, $F_X(x)$:

$$P(X \leq x) = F_X(x) = \int_{-\infty}^x f_X(x) dx \quad (2.38)$$

En la Figura 2.8 se representan gráficamente la función de densidad de probabilidad y la función de distribución de probabilidad.

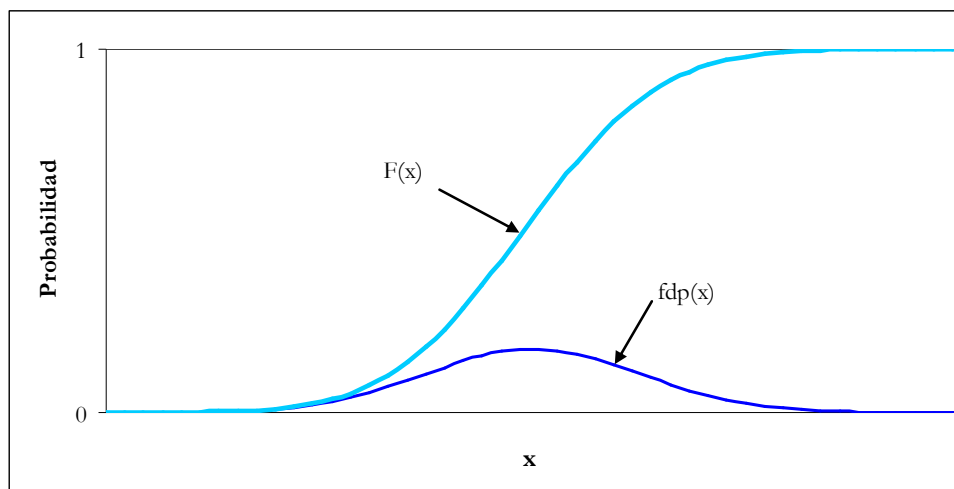


Figura 2.8: Funciones de densidad de probabilidad (fdp) y función de distribución (F).

La definición anterior corresponde al caso de una variable aleatoria definida en el intervalo dado por $-\infty < x < \infty$. Si la variable está acotada en un intervalo $[a, b]$, tal que:

$$\int_a^b f_X(x) dx = 1 \quad (2.39)$$

entonces, la expresión (2.38) se define como:

$$P(X \leq x) = F_X(x) = \int_a^x f_X(x) dx \quad (2.40)$$

En la Figura 2.8 se ilustran estos conceptos.

Este planteamiento es válido para cualquier tipo de variable que intervenga en el problema, ya sea geométrica, resistente, de sollicitación, etc. Esta función de densidad de probabilidad puede variar o no a lo largo del tiempo. Es habitual realizar la hipótesis de que las funciones de densidad de probabilidad son invariantes a lo largo del tiempo.

Si las variables de proyecto (X_1, X_2, \dots, X_n) se consideran aleatorias, se puede definir la función de las resistencias $r(x_1, x_2, \dots, x_n)$ y la de las sollicitaciones $s(x_1, x_2, \dots, x_n)$ y plantear una ecuación como la (2.1). A partir de ésta se puede definir la ecuación de estado límite siguiente:

$$g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) = g(x_1, x_2, \dots, x_n) - 1 = \frac{r(x_1, x_2, \dots, x_n)}{s(x_1, x_2, \dots, x_n)} - 1 = 0 \quad (2.41)$$

De acuerdo con esta definición, el dominio de fallo del espacio n-dimensional se define como el conjunto de valores (x_1, x_2, \dots, x_n) que verifican la condición:

$$g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 0 \quad (2.42)$$

y el dominio de seguridad corresponderá al conjunto de valores (x_1, x_2, \dots, x_n) que verifican la siguiente condición:

$$g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) > 0 \quad (2.43)$$

Por la propia definición de función de densidad, la probabilidad de que un punto del espacio n-dimensional (x_1, x_2, \dots, x_n) se encuentre el dominio de fallo definido por $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$, se calcula como la integral de la función de densidad de probabilidad conjunta de todas las variables aleatorias, extendida al dominio de fallo, es decir:

$$P_f [g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 0] = \int_{g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 0} f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad (2.44)$$

Mediante (2.44) se obtiene un valor puntual de la probabilidad, que, en la medida en que sea posible definir con precisión tanto la función de densidad conjunta como el dominio de integración, y sea posible obtener el valor de la integral, es una probabilidad matemáticamente exacta, válida para el modo de fallo analizado. Esta expresión se puede generalizar a todos los modos de fallo del sistema, a falta de analizar independencias entre los mismos.

Ejemplo 2.5.- Probabilidad de fallo a deslizamiento de una presa de gravedad.

Sea la presa del ejemplo 2.1. Por simplicidad se reducirá el planteamiento a dos únicas variables aleatorias, supuestas conocidas, que son la resistencia y la sollicitación a deslizamiento.

La resistencia la expresamos mediante una variable aleatoria cuya función de densidad es una lognormal. La sollicitación la expresamos igualmente mediante una variable aleatoria con función de densidad lognormal.

Se supone, además, que ambas variables son independientes.

$$\begin{aligned} \log r &\rightarrow N(\mu_r, \sigma_r^2) \\ \log s &\rightarrow N(\mu_s, \sigma_s^2) \end{aligned}$$

Para los valores medios de las variables utilizaremos los resultados de sollicitaciones y resistencias obtenidos en el ejemplo 2.1.

Para la dispersión utilizaremos un valor mayor para las resistencias (más incertidumbre en el valor de los parámetros que gobiernan la misma) y se empleará un valor más reducido para la dispersión de la sollicitación.

Las medias y desviaciones estándar de las distribuciones son:

- para la resistencia, media $\mu_r = \log(9.00e7) = 7.9542$ y desviación estándar $\sigma_r = 0.113954$
- para la sollicitación, media $\mu_s = \log(4.05e7) = 7.6075$ y desviación estándar $\sigma_s = 0.046722$

En la Figura 2.9 se recoge la forma de las funciones de densidad de probabilidad lognormales de r y s, y en la Figura 2.10 la forma de las funciones de densidad de probabilidad normales correspondientes a 'log r' y a 'log s'.

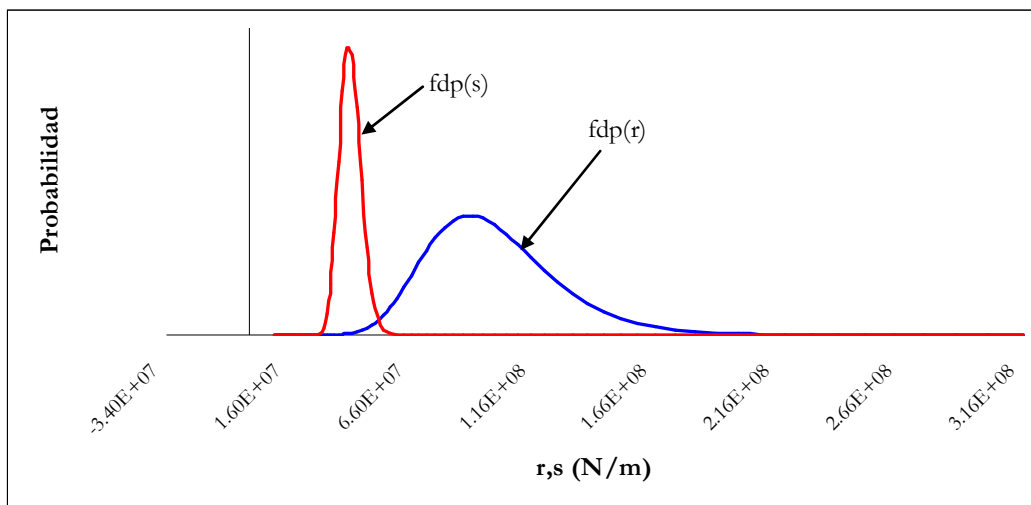


Figura 2.9: Funciones de densidad de probabilidad de r y s.

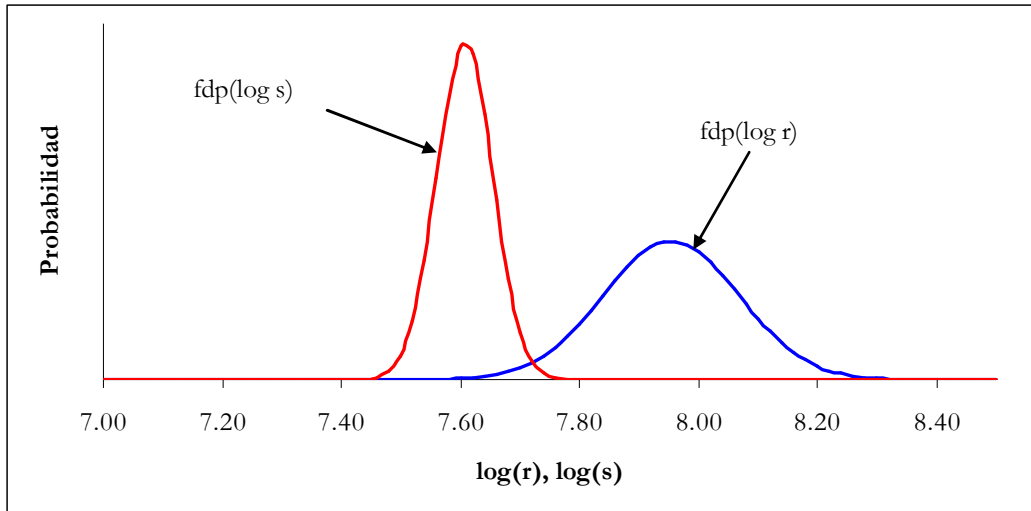


Figura 2.10: Funciones de densidad de probabilidad de $\log r$ y $\log s$.

El estado límite, de acuerdo con la ecuación (2.41), corresponde a:

$$g^* = g - 1 = \frac{r}{s} - 1 = 0 \quad (2.45)$$

y la probabilidad de fallo es:

$$P_f [g^* \leq 0] = P_f [g - 1 \leq 0] = P_f [g \leq 1] = P_f \left[\frac{r}{s} \leq 1 \right] = P_f [\log r - \log s \leq 0] \quad (2.46)$$

donde las variables aleatorias $\log r$ y $\log s$ se distribuyen normalmente.

La diferencia de dos variables aleatorias normalmente distribuidas es otra variable aleatoria normal, de modo que:

$$\log r - \log s \rightarrow N(\mu_r - \mu_s, \sigma_r^2 + \sigma_s^2) \quad (2.47)$$

Por la definición de función de distribución dada en (2.40) y teniendo en cuenta la definición de la distribución normal estándar $N(0, 1)$:

$$P_f [\log r - \log s \leq 0] = F_N(0) = \Phi \left(\frac{0 - (\mu_r - \mu_s)}{\sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_s^2}} \right) \quad (2.48)$$

donde Φ es la función de distribución de la normal estándar $N(0, 1)$. Sustituyendo valores en (2.48) se obtiene:

$$P_f = \Phi \left(\frac{0 - (\mu_r - \mu_s)}{\sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_s^2}} \right) = \Phi \left(\frac{0 - (7.9542 - 7.6075)}{\sqrt{0.113954^2 + 0.046722^2}} \right) = \Phi(-2.81503) = 0.002439 \quad (2.49)$$

Es decir, una probabilidad de fallo de 1 entre 410. La probabilidad obtenida, asumiendo que las variables aleatorias se definen mediante las funciones de densidad utilizadas, es matemáticamente exacta. Comparando estos resultados con los obtenidos en los ejemplos 2.1 y 2.3 se observa que, a pesar de obtener un coeficiente de seguridad global de $F=2.2$, y verificar los coeficientes parciales de seguridad, existe una cierta probabilidad de fallo, que no es despreciable.

2.5.5 La incertidumbre en el análisis de riesgos

El proceso del análisis de riesgos incorpora una serie de incertidumbres que afectan de forma muy importante a la comprensión e interpretación de los resultados de probabilidad obtenidos. El término incertidumbre engloba principalmente dos conceptos de naturaleza distinta: variabilidad natural e incertidumbre epistémico, como se observa en la Figura 2.11.

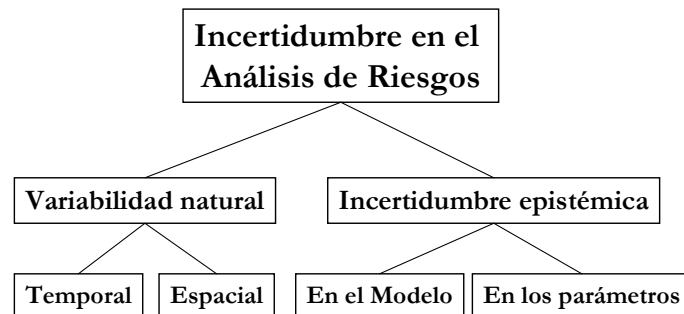


Figura 2.11: Taxonomía de la incertidumbre en el Análisis de Riesgos (adaptado de Hartford y Baecher [57])

Se entiende por variabilidad natural a la aleatoriedad inherente a los procesos naturales, que se manifiesta como la variabilidad a lo largo del tiempo de fenómenos que tienen lugar en un punto concreto del espacio (variabilidad temporal) o como la variabilidad a lo largo del espacio de fenómenos que tienen lugar en distintos puntos pero de forma simultánea. Un ejemplo clásico de variabilidad temporal lo constituye la magnitud de la avenida de un río en una sección concreta o la intensidad de un evento sísmico en un emplazamiento. La variabilidad natural se trata mediante modelos matemáticos que se ajustan de forma que puedan reproducir, de manera más o menos aproximada, el fenómeno analizado. De cuantos más datos se disponga, mejor será el ajuste realizado, pero la variabilidad inherente al fenómeno no se puede reducir.

La incertidumbre epistémica es la derivada de la falta de conocimiento, bien sea por escasez o por ausencia total de datos, o por ignorancia en la capacidad de comprensión de los mecanismos que operan sobre un determinado fenómeno. Esta incertidumbre se puede reducir mediante la recopilación de más información, más datos y mediante ampliación del conocimiento. Por el contrario, esta incertidumbre es muy difícil de cuantificar. La incertidumbre epistémica se puede dividir en dos categorías: incertidumbre en el modelo e incertidumbre en los parámetros. La incertidumbre en el modelo se refiere a la ignorancia sobre la medida en la que un modelo reproduce fielmente la realidad. Refleja la incapacidad de representar la realidad o de identificar el mejor modelo. La incertidumbre en los parámetros se deriva de la limitada capacidad para estimar de forma adecuada los mismos a partir de un número limitado de datos procedentes de ensayos o de calibración, y de las limitaciones inherentes a las técnicas estadísticas empleadas en su estimación.

En la práctica, se suele modelar parte de la incertidumbre epistémica como si fuera variabilidad natural, y así se hace en la presente Tesis. Un caso típico son los parámetros geotécnicos o de los materiales. Se modelan como si presentaran variabilidad natural (se tratan como variables aleatorias) cuando en realidad podrían ser conocidos empleando los suficientes recursos para ello (tiempo y recursos económicos). De este modo, se pueden aplicar potentes herramientas estadísticas, lo que introduce notables ventajas en el proceso. La idea clave es que al obrar de este modo, la incertidumbre total no se reduce, simplemente se transfiere de una categoría (epistémica) a la otra (variabilidad natural).

2.6 La evaluación de seguridad de presas en España

La gestión de la seguridad de presas en España se inicia con la elaboración de la “Instrucción para los Proyectos de los Pantanos”, en 1905. La rotura de la presa de Ribadello (río Tera) en 1959 motivó, entre otras actuaciones, la elaboración de una nueva normativa: la “Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas”, aprobada en 1967.

La rotura de la presa de Tous 15 años después, en 1982, puso de manifiesto la necesidad de actualizar la normativa. En 1995 entra en vigor la Directriz de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones y un año después, en 1996, se aprueba el Reglamento Técnico de Seguridad de Presas y Embalses.

Las aportaciones del Reglamento de 1996 respecto de la Instrucción de 1967 consisten, de forma muy resumida, en la recomendación de incrementar la magnitud de avenidas y sismos, y en obligar a la realización de inspecciones, a realizar de forma sistemática el seguimiento del comportamiento de la presa, así como a efectuar revisiones periódicas de seguridad basadas en el enfoque tradicional.

Con la aplicación del Reglamento de 1996 no se realiza ninguna evaluación de riesgos de rotura de presas. La estimación del riesgo se limita a estimar daños potenciales.

En 2008 se aprueba el Real Decreto 9/2008 de 11 de enero por el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, aprobado por el Real Decreto 849/1986 de 11 de abril. Esta modificación, en su exposición de motivos indica textualmente:

“La gestión del riesgo, uno de los aspectos fundamentales que debe abordar un país moderno, es el hilo común de esta modificación (...).”

La modificación comprende aspectos como la clasificación de presas y embalses (art. 358), la definición de las fases de la vida de la presa (art. 359), las competencias en materia de seguridad (art. 360), la creación de una Comisión Técnica de Seguridad de Presas (art. 361), las actividades relativas al control de la seguridad de la presa y embalse (art. 362) y el establecimiento de un Registro de Seguridad de Presas y Embalses (art. 363).

Mención especial merece el apartado destinado a las Normas Técnicas de Seguridad de Presas y Embalses (art. 364), donde se establece que el criterio básico para determinar las exigencias de seguridad será el riesgo potencial que pueda derivarse de la rotura o el funcionamiento incorrecto de la presa. Finalmente, se establece la figura de las Entidades Colaboradoras en materia de control de la seguridad de presas y embalses (art. 365), los sujetos obligados en materia de seguridad de presas y embalse (art. 366), las obligaciones del titular (art. 367) y el régimen sancionador (art. 368).

Capítulo 3

Modelación determinista para la evaluación de seguridad de presas. Generalidades

En el Capítulo 2 se han visto los conceptos generales relacionados con la evaluación de seguridad de presas, en particular en lo referido a presas de hormigón de gravedad. Se ha señalado los fenómenos de interés desde el punto de vista de la seguridad, y que son objeto de estudio mediante la modelación matemática. Los métodos de análisis se han dividido entre deterministas (o clásicos) y probabilistas. En el presente capítulo se introducen las características generales de los modelos de tipo determinista, cuyos aspectos concretos se desarrollan en los capítulos 4, 5, 6 y 7. Se realiza en primer lugar unas consideraciones sobre las diferencias entre modelación de presas nuevas y presas existentes, y entre modelos lineales y no lineales. A continuación se establecen unos niveles de análisis determinista en función de la introducción progresiva en los modelos de distintos aspectos que incrementan la complejidad (análisis 2D/3D, mecánica de fractura, fenómenos hidráulicos y su acoplamiento con el comportamiento mecánico, modelos constitutivos no lineales, aspectos dinámicos, etc.). Se propone una clasificación en 8 niveles de análisis (desde el más sencillo, A, hasta el más complejo, H) que combinada con la clasificación de análisis dinámico de cuatro niveles de Ghrib (desde el más sencillo, I, hasta el más complejo, IV), cubre la práctica totalidad de tipologías de análisis determinístico en presas de gravedad. Se finaliza el capítulo con una aproximación a la capacidad que los modelos existentes hoy en día presentan para estudiar los diversos fenómenos analizados.

3.1.- Modelación de presas nuevas

En el campo de la modelación de presas es útil plantear la distinción entre modelación de presas nuevas o existentes, por el distinto enfoque que requiere el problema a resolver.

La característica principal de la modelación de una presa nueva es que ésta se espera que se comporte de acuerdo con los modelos clásicos para la mayor parte de las combinaciones de acciones. De este modo, lo habitual es realizar análisis 2D ó 3D con modelos elásticos y lineales. Estos modelos se emplean actualmente incluso en análisis en los que intervienen sollicitaciones extremas.

Cuando en el estudio intervienen solicitaciones de tipo extremo (avenida o sismos extremos), se pueden utilizar modelos no lineales, pero siempre tras haber situado el problema primero con un modelo elástico y lineal, puesto que los resultados de los modelos no lineales resultan a menudo difíciles de interpretar correctamente.

3.2.- Modelación de presas existentes

En cuanto a las presas existentes, la principal cualidad diferencial es que se puede disponer de datos sobre el comportamiento registrado a lo largo del tiempo, lo que permite establecer una distinción entre (ICOLD [66]):

- Presas con comportamiento esperado (normal).
- Presas con comportamiento no esperado o anómalo.

Para las presas existentes que han registrado un comportamiento normal, los modelos nos permiten:

- Comparar los datos obtenidos de la auscultación con los valores teóricos obtenidos de los modelos, y así detectar lo antes posible comportamientos anómalos.
- En el caso de presas en las que las condiciones hidrológicas y/o sísmicas hayan variado con respecto a las consideradas en su diseño original, los modelos ayudan a predecir la estabilidad estructural y a identificar posibles modos de fallo.

Para las presas existentes que han registrado un comportamiento anómalo, los modelos permiten:

- Interpretar los datos de la auscultación, explicar los fenómenos observados, y contribuir a la investigación de mecanismos de fallo.
- Ayudar en el diseño de las medidas correctoras y de rehabilitación.

Una característica esencial de la modelación de presas existentes, y que la diferencia de la modelación de presas nuevas, es que es posible calibrar el modelo sobre la base de los datos de comportamiento obtenidos mediante la auscultación, comparando dichos valores con los obtenidos del modelo. Hay que considerar que el uso de modelos complejos supone una mejor aproximación a la realidad física representada, pero sin perder de vista el hecho de que incluso el modelo más complejo es diferente de la realidad, y el precio que hay que pagar por esta complejidad es que el modelo resulta menos evidente e intuitivo, y la interpretación de los resultados más difícil.

3.3.- Modelos lineales y no lineales

La mayoría de los fenómenos que controlan el comportamiento de una presa de hormigón de gravedad son la consecuencia de procesos físicos de naturaleza no lineal. Por ello, los modelos no lineales proporcionarán, en general, una mejor representación de los mismos. No obstante, hay que tener en cuenta que la interpretación de los resultados de un modelo no lineal es compleja, por lo es aconsejable realizar en primer lugar una evaluación del problema con un modelo lineal, más sencillo y más intuitivo. Los modelos no lineales deben ser validados con casos reales.

La principal característica de un modelo de comportamiento no lineal es que, alcanzado un determinado nivel de resistencia en alguna parte de la estructura como respuesta a una sollicitación determinada, si no se alcanza el equilibrio, tiene lugar un proceso de transferencia que permite movilizar mecanismos resistentes adicionales en otras zonas de la misma. Los principales problemas que se han identificado hasta la fecha con este tipo de modelos se derivan normalmente de la reproducción de este proceso de transferencia.

Un primer problema tiene su origen en el hecho de que al encontrarse una zona de la región en estudio cerca de la rotura, inestabilidades de origen numérico pueden ser confundidas con inestabilidades de origen físico, que realmente pueden no estar teniendo lugar. Un segundo problema es que, en función de cómo se produzca la transferencia de tensiones, el mecanismo de colapso reproducido puede apartarse del real que se pretende modelar.

En modelos no lineales, la secuencia de la aplicación de cargas es muy importante. Normalmente la secuencia de construcción, puesta en carga y explotación es compleja y las simplificaciones necesarias para poder tratarlas requieren un juicio ingenieril experto.

Finalmente, otro problema es que el comportamiento último de una estructura puede estar considerablemente influenciado por debilidades locales de los materiales, tal vez desconocidas, normalmente imposibles de modelar, que desvirtúan la transferencia de mecanismos resistentes que proporciona el modelo.

3.4.- Niveles de análisis deterministas

3.4.1.- Fenómenos analizados. Criterios de clasificación

Se pretende establecer una clasificación general de los diferentes niveles de análisis determinista que se pueden llevar a cabo, en una secuencia de complejidad creciente. Se considera únicamente el análisis de los fenómenos de tipo estructural, que de acuerdo con el Cuadro 3.4 hacen referencia a:

- Deslizamiento y vuelco
- Estabilidad tenso-deformacional
- Estabilidad local y global relacionada con la fisuración

Los fenómenos de inestabilidad de laderas o bloques, aunque pueden recibir un tratamiento análogo, son objeto de análisis mediante técnicas de mecánica de rocas o de mecánica de suelos, que presentan sus propias características particulares (véase González de Vallejo et al [52], Jiménez Salas [73] y Hoek [61]).

De los fenómenos de tipo hidráulico solamente se considera la filtración, por la íntima relación que el desarrollo de las presiones intersticiales presenta sobre los cálculos estructurales de estabilidad y tenso-deformacionales, sobre todo en presencia de fisuración.

El planteamiento se realiza inicialmente tanto para análisis estático como para análisis dinámico. El análisis dinámico introduce una complejidad adicional, con características de modelación propias, que se analiza en un apartado posterior.

En principio, se consideran los siguientes cinco aspectos generales para establecer la clasificación:

- Análisis bidimensional o tridimensional
- Tipo de modelo del dominio presa-cimiento (modelo del continuo o de fractura)
- Extensión del dominio de flujo (en discontinuidades o en el conjunto presa-cimiento)
- Fenómenos hidro-mecánicos (no acoplados o acoplados)
- Tipo de modelo constitutivo del dominio presa-cimiento

3.4.2.-Análisis bidimensional y análisis tridimensional

En los casos habituales de presas de hormigón de gravedad de planta recta, se acepta una aproximación suficiente con el análisis en dos dimensiones (2D), adoptando modelos de estado plano de deformación (la deformación unitaria en el sentido de la directriz de la presa es nula, no así las tensiones). No obstante, existen diversas causas que provocan la aparición de deformaciones no nulas en el sentido de la directriz de la presa, lo que hace necesario su estudio mediante modelos tridimensionales (3D).

Motivos que pueden hacer necesario un análisis 3D son la curvatura en planta de la presa, una forma de la cerrada en “V” acusada, la inexistencia de juntas verticales, la presencia de juntas verticales inyectadas o con geometrías que vinculan el comportamiento de los bloques adyacentes, fenómenos de expansión del hormigón (de origen térmico o motivados por debidos a reacciones químicas), etc.

Los fenómenos 3D implican la movilización de mecanismos resistentes adicionales, lo que se traduce en una deformabilidad de la presa claramente inferior al caso 2D y en menores niveles tensionales. La estabilidad frente al deslizamiento se ve claramente beneficiada de estos mecanismos 3D (véase Ruggeri et al [111]).

En función de los factores mencionados, debe estudiarse en cada caso la conveniencia de abordar un análisis 3D, en especial para aquellas presas cuya evaluación de seguridad con un modelo 2D arroja resultados insatisfactorios.

3.4.3.- Modelos del dominio presa-cimiento

El siguiente criterio de clasificación corresponde al tratamiento del dominio presa-cimiento en cuanto a las discontinuidades. Las discontinuidades constituyen zonas de separación entre zonas contiguas modeladas como un continuo. Ejemplos de discontinuidades pueden ser la interfaz entre presa y cimiento, juntas en el cuerpo de presa, juntas en el macizo de cimentación, fisuras en el cuerpo de presa, etc.

Se consideran dos planteamientos para abordar el tratamiento de las discontinuidades en el modelo:

- Modelos del continuo con interfaces predefinidas
- Modelos de fractura

En el primer caso las discontinuidades son identificadas e introducidas en el modelo, asumiendo que el resto del dominio es un continuo, que se comportará como tal a lo largo de todo el proceso de cálculo. Para las discontinuidades predefinidas se utilizan modelos de elásticos o elasto-plásticos, habitualmente del tipo Mohr-Coulomb.

En el segundo caso, aunque algunas discontinuidades puedan ser introducidas previamente, se adoptan modelos que incorporan criterios que permiten la formación y propagación de nuevas discontinuidades durante el proceso de cálculo. En particular, es el caso de los modelos que permiten reproducir los procesos de fisuración del hormigón. Este tipo de modelos surge como respuesta a la incapacidad de los modelos clásicos del continuo de reproducir correctamente los fenómenos de fisuración en los materiales. Esta familia de modelos se engloba en la mecánica de fractura. Básicamente se dividen en modelos de fractura elástica y lineal (Linear Elastic Fracture Models – LEFM) y en modelos de fractura no lineal (Non Linear Fracture Models – NLFM).

3.4.4.- Dominio de flujo

A través del cuerpo de presa y del cimiento tiene lugar un proceso de flujo en medio poroso. La existencia de importantes discontinuidades (contacto presa-cimiento, juntas entre bloques, juntas entre tongadas mal tratadas, litoclasas en el macizo de cimentación) y la baja permeabilidad de los materiales de presa y cimiento hace que el flujo tienda a producirse de forma preferente a través de las mismas. No obstante, el conocimiento de los planos de flujo preferente está sujeto a gran incertidumbre, sobre todo en el cimiento.

Desde el punto de vista mecánico, la principal consecuencia de la existencia de una red de flujo es la aparición de presiones intersticiales, que modifican el estado tensional de presa y cimiento.

Los modelos pueden adoptar dos enfoques:

- Análisis del flujo únicamente a través de las discontinuidades
- Análisis del flujo a través de todo del dominio presa-cimiento

En el primer caso solamente se analiza el flujo a través de planos de contacto, juntas, litoclasas, etc., seleccionados previamente, evaluando las presiones intersticiales en estas zonas. Estas presiones normalmente se introducen como acciones mecánicas en el modelo, actuando sobre los planos de la discontinuidad (es el caso, por ejemplo, de la subpresión en el plano de contacto presa-cimiento).

El planteamiento alternativo considera que en todo el dominio presa-cimiento se establece una red de flujo, lo que permite evaluar las presiones intersticiales en todos los puntos del mismo. Es habitual considerar que la presa es muy poco permeable y asignar al cimiento unas permeabilidades promedio. También es habitual considerar la influencia de la existencia de la red de drenaje de la presa.

3.4.5.- Fenómenos hidro-mecánicos

Establecido el dominio de flujo que se considera en el modelo, se pueden determinar las presiones intersticiales. Se ha comentado que estas presiones actúan sobre el dominio, modificando su estado tensional. Pero, además, resulta que el estado tensional modifica las propiedades hidráulicas del medio, lo que se traduce en una variación de las presiones intersticiales, por lo que se establece un proceso de acoplamiento entre ambos fenómenos. Por tanto, se establece una distinción entre:

- Análisis hidro-mecánico no acoplado
- Análisis hidro-mecánico acoplado

En los modelos de análisis no acoplado las propiedades hidráulicas que controlan la filtración no se ven alteradas por fenómenos mecánicos tenso-deformacionales, siendo independiente de éstos en todo el proceso de cálculo. Por tanto, las presiones evaluadas se transfieren como datos (acciones) al modelo mecánico. Los modelos de análisis acoplados son adecuados, por su complejidad, para análisis de comprobación de presas de gravedad existentes que hayan mostrado comportamientos anómalos, y donde se pueden obtener numerosos datos que permitan calibrar los complejos y especializados modelos que es preciso desarrollar (véase Ruggeri [112]).

3.4.6.- Modelos constitutivos del dominio presa-cimiento

Estos modelos son los que gobiernan la respuesta tenso-deformacional de los materiales frente a las acciones externas. Se dividen inicialmente en dos grandes grupos:

- Modelos del continuo
- Modelos de fractura

En el tratamiento del continuo se pueden considerar, en primera instancia, las siguientes posibilidades:

- Sólido de rigidez infinita
- Sólido deformable elástico
- Sólido deformable plástico

Para los modelos de fractura, los dos grupos principales son:

- Modelos de fractura elástica lineal (LEFM)
- Modelos de fractura no lineal (NLFM)

En el Capítulo 4 se desarrollan los modelos constitutivos del continuo y de fractura más empleados en presas de hormigón.

3.4.7.- Niveles de análisis

De la combinación de los criterios expuestos se propone inicialmente una clasificación en 6 niveles, **A-H**, de complejidad creciente. Hay que remarcar que el nivel de complejidad de un modelo está sujeto a muy diversos factores adicionales: análisis de fenómenos transitorios, tipos de modelos no lineales utilizados, nivel de afinamiento en la discretización, etc. Se trata, por tanto, de una clasificación orientativa y cualitativa, a efectos de su posterior combinación con los métodos de análisis probabilístico.

En el Cuadro 3.1 se recoge la clasificación propuesta. Los ocho grupos principales quedarían definidos de la siguiente forma:

Nivel A: análisis 2D ó 3D con discontinuidades predefinidas, análisis hidro-mecánico no acoplado y dominio de flujo restringido a las discontinuidades.

Nivel B: análisis 2D ó 3D con discontinuidades predefinidas, análisis hidro-mecánico no acoplado y dominio de flujo extendido a todo el conjunto presa-cimiento.

Nivel C: análisis 2D ó 3D con discontinuidades predefinidas, análisis hidro-mecánico acoplado y dominio de flujo restringido a las discontinuidades.

Nivel D: análisis 2D ó 3D con discontinuidades predefinidas, análisis hidro-mecánico acoplado y dominio de flujo extendido a todo el conjunto presa-cimiento.

Nivel E: análisis 2D ó 3D con modelo de fractura, análisis hidro-mecánico no acoplado y dominio de flujo restringido a las discontinuidades.

Nivel F: análisis 2D ó 3D con modelo de fractura, análisis hidro-mecánico no acoplado y dominio de flujo extendido a todo el conjunto presa-cimiento.

Nivel G: análisis 2D ó 3D con modelo de fractura, análisis hidro-mecánico acoplado y dominio de flujo restringido a las discontinuidades.

Nivel H: análisis 2D ó 3D con modelo de fractura, análisis hidro-mecánico acoplado y dominio de flujo extendido a todo el conjunto presa-cimiento.

Cuadro 3.1: Niveles de análisis deterministas de complejidad creciente para el estudio de fenómenos estructurales y de flujo, tanto estáticos como dinámicos.

| Tipo de modelo | Modelos del dominio presa-cimiento | Acoplamiento de fenómenos hidro-mecánicos | Dominio de flujo | Modelo constitutivo en el dominio presa-cimiento | Nivel |
|--------------------------|---|---|------------------------------------|--|-------|
| 2D/3D | Modelos del continuo con interfaces previamente definidas | No acoplado | Flujo sólo en las discontinuidades | Sólido rígido | A0 |
| | | | | Elástico | A1 |
| | | | | Plástico | A2 |
| | | | Flujo en todo el dominio | Sólido rígido | B0 |
| | | Elástico | | B1 | |
| | | Plástico | | B2 | |
| | | Acoplado | Flujo sólo en las discontinuidades | Sólido rígido | C0 |
| | | | | Elástico | C1 |
| | Flujo en todo el dominio | | Plástico | C2 | |
| | | | Poro-elástico | D1 | |
| | Poro-plástico | D2 | | | |
| | Modelos de mecánica de fractura | No acoplado | Flujo sólo en las discontinuidades | LEFM | E1 |
| | | | | NLFM | E2 |
| | | | Flujo en todo el dominio | LEFM | F1 |
| | | | | NLFM | F2 |
| | | Acoplado | Flujo sólo en las discontinuidades | LEFM | G1 |
| NLFM | | | | G2 | |
| Flujo en todo el dominio | | | LEFM | H1 | |
| | | | NLFM | H2 | |

Dentro de cada grupo, **A-H**, se realiza una distinción entre el tipo de modelo constitutivo empleado para la presa y el cimiento. Así, se consideran los siguientes tres grados:

Grado 0: Sólido rígido, correspondiente a un análisis de equilibrio límite

Grado 1: Sólido deformable, elástico y lineal

Grado 2: Sólido deformable, con un modelo de plasticidad

3.4.8.- Niveles de análisis dinámico

El análisis de la respuesta de la presa frente a excitaciones de tipo dinámico (movimientos sísmicos, viento, oleaje, choques o impactos, explosiones), requiere formular modelos adecuados, de acuerdo con las técnicas disponibles. En el ámbito de presas el análisis dinámico es básicamente el análisis de la respuesta de la presa frente al sismo. Esta respuesta se evalúa normalmente en términos de aceleraciones, velocidades, desplazamientos, tensiones y deformaciones en diversos puntos (véase Barbat y Canet [7]).

Durante un evento sísmico pueden desarrollarse fuerzas inerciales de gran magnitud que provocan niveles de movimientos incompatibles con la resistencia de los materiales, produciendo fenómenos de fisuración. Algunos de los parámetros clave en el comportamiento sísmico de una presa son los criterios de inicio y propagación de fisuras, los parámetros de resistencia a tracción y al corte de los materiales, las variaciones en las presiones intersticiales durante el sismo y los mecanismos de disipación de energía.

Además, se producen complejos fenómenos de interacción entre la presa, el terreno, el embalse y los sedimentos depositados, cuya modelación precisa de la utilización de coeficientes de amortiguamiento, absorción y disipación de energía cuyos valores son difíciles de precisar. La variación de las presiones intersticiales durante el movimiento sísmico es un aspecto con gran repercusión sobre la seguridad de la presa, pero hay muy pocos datos experimentales disponibles (véase ICOLD [64]).

Se ha propuesto una clasificación de metodologías de análisis dinámico de complejidad creciente (véase Ghrib et al [51]), que se recoge en el Cuadro 3.2.

Nivel I: No se consideran las características dinámicas del sistema presa-cimiento-embalse. Las acciones sísmicas se introducen como dato en un modelo de equilibrio estático.

Nivel II: Considera las características dinámicas del sistema presa-cimiento-embalse, de una forma muy aproximada. Estima la respuesta en términos de aceleraciones, velocidades y desplazamientos máximos. Los desplazamientos máximos se introducen como dato en un modelo estático para obtener la respuesta tensional.

Nivel IIIa: Evalúa la respuesta en el tiempo y considera los fenómenos de interacción presa-cimiento-embalse de forma rigurosa. Los datos de entrada sísmicos son acelerogramas. No considera cambios en las propiedades dinámicas debido a fenómenos no lineales.

Nivel IIIb: Evalúa la respuesta en el tiempo y considera los fenómenos de interacción presa-cimiento-embalse de forma aproximada. Los datos de entrada sísmicos son acelerogramas. No considera cambios en las propiedades dinámicas debido a fenómenos no lineales. Se utilizan técnicas de elementos finitos o diferencias finitas.

Nivel IV: Evalúa la respuesta en el tiempo y considera los fenómenos de interacción presa-cimiento-embalse de forma aproximada. Los datos de entrada sísmicos son acelerogramas. Se consideran los cambios en las propiedades dinámicas debidos a fenómenos no lineales. Se utilizan técnicas de elementos finitos o diferencias finitas.

Por tanto, dentro de cada uno de los niveles de análisis establecidos anteriormente (**A-H**) se puede incorporar al análisis sísmico, con el nivel o niveles de complejidad compatibles con las características del modelo previamente establecido.

Cuadro 3.2: Niveles y metodologías de análisis sísmico (Fuente: Ghrib [51]).

| Nivel | Tipo de análisis | Cimiento | Embalse | Sedimentos | Juntas |
|-------------|--|--|---|--|------------------|
| I | Pseudo-estático | Comprobación del corte y deslizamiento | Westergaard | Westergaard | No |
| IIa | Pseudo-dinámico | Homogéneo y viscoelástico | Fluido compresible (solución analítica) | Coefficiente de absorción (α) | No |
| IIb | Análisis modal | Elementos finitos | Westergaard | Westergaard | No |
| IIIa | Análisis lineal en el dominio de la frecuencia | Solución analítica | Solución analítica | Coefficiente de absorción (α) | No |
| IIIb | Directo lineal en el dominio del tiempo (2D/3D) | Elementos finitos | Westergaard: -E. Finitos -E. Contorno -E. Infinito | Westergaard: -E. Finitos | No |
| IV | Directo no lineal en el dominio del tiempo (2D/3D) | Elementos finitos | Westergaard: -E. Finitos -E. Contorno -E. Infinito | Westergaard: -E. Finitos | Sí: No lineal |

3.4.9.- Representación gráfica

Se puede establecer por tanto una clasificación progresiva de complejidad creciente, por supuesto no absoluta, mediante la representación de la Figura 3.2:

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|----|----|----------|----|----|----------|----|----|----------|----|----------|--------------|----------|----|----------|----|----------|----|
| A0 | A1 | A2 | B0 | B1 | B2 | C0 | C1 | C2 | D1 | D2 | E1 | E2 | F1 | F2 | G1 | G2 | H1 | H2 |
| A | | | B | | | C | | | D | | E | | F | | G | | H | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ← + sencillo | | | | | | | | | | | | + complejo → | | | | | | |
| NIVELES DE ANÁLISIS DETERMINISTA | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Figura 3.1: Niveles de análisis determinista

3.5.- Fiabilidad de los modelos

De acuerdo con el estado del conocimiento actual, y teniendo en cuenta las tres fases principales de la vida de una obra: construcción, primer llenado y explotación, se define un Índice de Fiabilidad (IF), con el significado recogido en el Cuadro 3.3. En el Cuadro 3.4 se resume la fiabilidad de los modelos matemáticos para el análisis de fenómenos relacionados con la seguridad de presas de hormigón (véase ICOLD [66]).

Cuadro 3.3: Definición del Índice de fiabilidad de los modelos de cálculo (ICOLD [66]).

| Índice de Fiabilidad de los Modelos de Cálculo de Presas de Gravedad | |
|---|--|
| Valor | Significado |
| IF = 1 | El fenómeno puede ser analizado de forma fiable mediante modelos numéricos. |
| IF = 2 | El fenómeno puede ser analizado mediante modelos numéricos pero con algunas limitaciones y dificultades. |
| IF = 3 | El fenómeno puede ser analizado mediante modelos numéricos, pero los resultados obtenidos sólo proporcionan indicadores cualitativos o de comparación, debido a las fuertes simplificaciones exigidas. |
| IF = 4 | El fenómeno en cuestión no puede, hoy por hoy, ser analizado por medio de modelos numéricos. |

Cuadro 3.4: Índices de Fiabilidad de los modelos de cálculo de presas de gravedad (ICOLD [66]).

| Tipo | Fenómeno | Índices de Fiabilidad | | |
|--------------------|--|------------------------------|-----------------------|--|
| | | Construcción | Primer llenado | Explotación |
| Estructural | Deslizamiento y vuelco | 1 | 1 | 1 |
| | Inestabilidad de laderas o bloques | 2 | 2 | 2 |
| | Estado tenso-deformacional | 2 | 2 | 1 (análisis estático) 2 (análisis dinámico) |
| | Estabilidad local y global relacionada con la fisuración | 3 | 3 | 2 |
| Degradación | Envejecimiento, reacciones árido-álcali | - | - | 3 |
| | Disolución por filtración | - | 4 | 4 |
| Hidráulico | Sedimentación | - | - | 2-3 |
| | Filtraciones | - | 2 | 2 |
| | Erosión al pie de presa | - | 4 | 4 |
| | Erosiones en aliviadero | 2 | 2 | 2 |
| | Erosiones en desagües | 3 | 3 | 3 |
| | Cavitación en desagües | 2 | 2 | 2 |

Se observa que para el caso de los fenómenos estructurales, y durante la explotación de la presa (con datos para calibrar los modelos), la fiabilidad de los modelos es buena. En cambio, los procesos de degradación del cemento no pueden ser estudiados actualmente de forma satisfactoria mediante modelos.

Capítulo 4

Modelos constitutivos

En este capítulo se presentan algunos modelos constitutivos utilizados o de posible uso en el campo de la modelación del comportamiento de presas. Tras exponer los fundamentos generales, se revisan los modelos constitutivos del continuo (elasticidad, plasticidad), de la mecánica de fractura (modelos de fractura elástica lineal y no lineal, modelos de daño), finalizando con los fundamentos de los modelos térmicos para presas de hormigón.

4.1.- Fundamentos

El objetivo de la mecánica del continuo es determinar cómo cambia la configuración de un cuerpo cuando se le aplica un sistema de fuerzas.

Las ecuaciones de equilibrio interno representan el sistema diferencial básico de todo cuerpo. Para su resolución es preciso determinar unas condiciones de contorno, y tener en cuenta el comportamiento mecánico característico del material.

Este comportamiento o respuesta de un material frente a un conjunto de acciones, constituido por fuerzas externas o suministro de calor se define mediante las denominadas ecuaciones constitutivas.

Las ecuaciones de equilibrio interno se plantean a partir de las leyes fundamentales de conservación de la masa y de las leyes de Newton (equilibrio de la cantidad de movimiento y equilibrio del momento cinético). La formulación general de estas ecuaciones de equilibrio interno es:

$$\operatorname{div}\mathbf{T} + \rho\mathbf{b} = \rho \frac{D\mathbf{v}}{Dt} \quad (4.1)$$

$$\mathbf{eT} = 0 \quad (4.2)$$

donde:

T: tensor de tensiones
 ρ : densidad del material
b: fuerzas de masa
v: vector velocidad del cuerpo
D/Dt : derivada material respecto al tiempo
e: tensor de permutación de tres índices de Kronecker

De acuerdo con (4.2) el tensor de tensiones es simétrico. De las nueve componentes del mismo sólo seis son independientes.

La ecuación (4.1) desarrollada conduce, en un sistema cartesiano tridimensional, a un sistema de tres ecuaciones con nueve incógnitas (los seis componentes de la tensión y los tres del movimiento).

Para poder resolver el problema es preciso introducir las relaciones que ligan las tensiones con el cambio de configuración. Estas relaciones son parte de las llamadas ecuaciones constitutivas. Su expresión más general es (véase Jiménez Salas [73]):

$$\mathbf{T} = \Theta(\chi) \quad (4.3)$$

donde:

T : tensor de tensiones
 Θ : funcional del movimiento χ del cuerpo

El desarrollo de (4.3) conduce a seis ecuaciones constitutivas, de modo que conjuntamente con (4.1) forman un sistema de nueve ecuaciones con nueve incógnitas, y puede resolverse el problema para cada instante t.

4.2.- Aplicación a la modelación de presas

En el campo de la modelación de presas de hormigón se consideran dos regiones sólidas diferentes: por un lado la propia presa y por el otro el cimientto. Además, se tiene la interfaz entre ambas regiones, cuya influencia sobre el comportamiento del conjunto es decisiva.

4.2.1.- Cuerpo de presa

El hormigón en masa que conforma el cuerpo de presa es una mezcla no homogénea de áridos, arena y un conglomerante hidráulico (cemento), como se puede apreciar en la Figura 4.1.

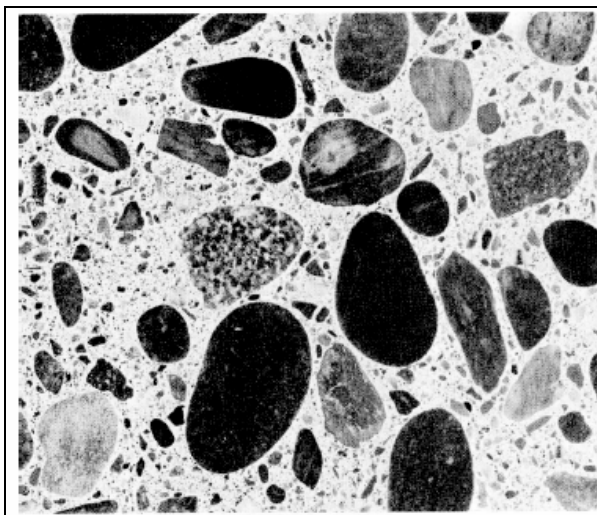


Figura 4.1: Composición del hormigón.

La respuesta típica del hormigón frente a cargas de compresión crecientes y cíclicas se observa en la Figura 4.2. En ella se puede apreciar que la respuesta del hormigón es elástica y lineal aproximadamente hasta un 30% de la tensión de pico (Zona A). En esta zona las fisuras no se propagan.

Entre un 30 y un 50% se aprecia el inicio de un ligero comportamiento plástico, donde las deformaciones totales comienzan a ser ligeramente superiores a las elásticas (Zona B). Bajo carga constante las fisuras son estables.

Entre un 50 y un 75% de la tensión de pico se acentúa el comportamiento plástico del material (Zona C). En ella, como se observa tras el primer ciclo de carga y descarga, al volver a cargar posteriormente, el comportamiento elástico se extiende hasta un nivel de tensión superior al del comportamiento elástico inicial. Es lo que se denomina “rigidización”. Bajo carga constante la fisuración ya no es estable, sino que crece progresivamente.

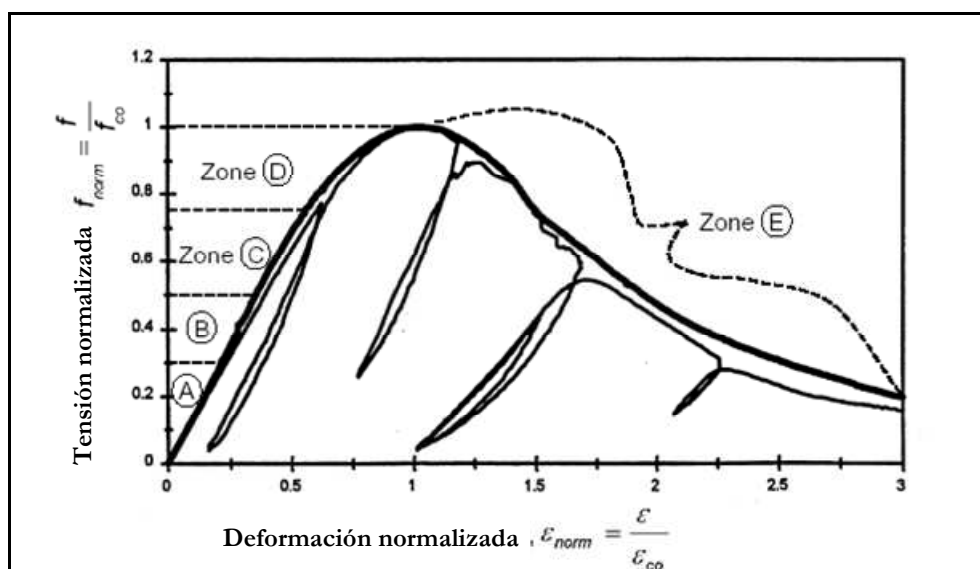


Figura 4.2: Diagrama tensión-deformación para compresiones crecientes y cíclicas (Fuente: Bahn y Hsu [6]).

Por encima del 75% y hasta alcanzar la resistencia de pico, las deformaciones plásticas crecen cada vez más (Zona D). Se generan nuevas fisuras y las microfisuras existentes pasan a formar fisuras continuas.

Una vez superada la tensión de pico (Zona E) el material se deforma cada vez más con menores niveles de tensión. Es lo que se denomina reblandecimiento.

Esta curva de comportamiento, a efectos de la modelación se simplifica en tres partes que denominamos I, II y III. La parte I (Zonas A y B) se considera elástica y lineal. La parte II (Zonas C y D) es la zona de rigidización (“hardening”). La parte III (Zona E) es la zona de reblandecimiento (“softening”). En ella, los ciclos de recarga no alcanzan la tensión de pico y la curva tensión-deformación tiene pendiente negativa.

Para el cuerpo de presas de hormigón de gravedad, debido a que en la mayor parte de la misma el hormigón trabaja a niveles de tensión lejanos a la resistencia pico, los modelos empleados más habitualmente han sido los más sencillos de tipo elástico lineal. No obstante, se obtiene un mejor ajuste con los resultados experimentales utilizando modelos plásticos, (por ejemplo, mediante un modelo sencillo de tipo Mohr-Coulomb). Los resultados de ensayos de laboratorio indican que el comportamiento del hormigón realmente se aproxima más al de un material plástico con dilatancia, y puede ser modelado de forma aún más precisa mediante un modelo de plasticidad no asociada que incorpore procesos de rigidización y reblandecimiento (véase Vermeer y DeBorst [137]).

En el hormigón, además, se produce el fenómeno de la fisuración, que los modelos constitutivos clásicos del continuo no son capaces de reproducir. Ello ha dado lugar a la aparición de la Mecánica de Fractura, con la introducción de modelos específicos que permitan analizar la aparición de fisuras en el hormigón y su progresión. Este es un campo en el que se está trabajando con mucha intensidad actualmente. Otra familia de modelos relacionados con la modelación de la fisuración del hormigón son los modelos que incorporan el deterioro progresivo que experimenta el material (damage models).

Otro fenómeno que hay que tener en consideración es la aparición de tensiones de origen térmico por los cambios de temperatura en el hormigón.

En el campo de la modelación dinámica (acciones sísmicas) los modelos han de reproducir fenómenos como la histéresis y la acumulación de deformaciones debidas a los ciclos de carga y descarga. En el campo de los metales se ha conseguido poner a punto modelos de forma satisfactoria. Para materiales como el hormigón la situación está más abierta en la actualidad, constituyendo un campo de investigación en pleno desarrollo.

4.2.2.- Cimentación

Casi todas las presas de gravedad se construyen sobre cimentaciones de tipo rocoso, de mejor o peor calidad. Los requisitos de resistencia del cimiento en este caso son inferiores a los de las tipologías de presas arco y superiores a los de las presas de materiales sueltos.

Del estudio teórico y práctico de las propiedades y comportamiento mecánico de los materiales rocosos, y de su respuesta ante la acción de fuerzas aplicadas se ocupa la Mecánica de Rocas.

El comportamiento del macizo rocoso está determinada por el de la matriz rocosa y por el de las discontinuidades. El macizo rocoso en su conjunto se suele considerar, en primera instancia, como homogéneo, continuo, isótropo, elástico y lineal. En realidad, la matriz rocosa presenta zonas con distintas características estructurales (heterogeneidad), planos preferentes de resistencia y deformación (anisotropía), deformaciones no recuperables (plasticidad), al tiempo que las relaciones entre las fuerzas aplicadas y las deformaciones producidas son no lineales.

Además, las discontinuidades introducen una anisotropía adicional a los macizos, y las propiedades resistentes específicas en las mismas pueden ser muy diferentes de las de la matriz rocosa. La presencia de agua también influye de manera notable sobre el comportamiento del macizo.

La zona de contacto presa-cimiento constituye, a su vez, un elemento del sistema, distinto de la presa y del cimiento propiamente dichos. Es la interfaz entre ambos, e importantes modos de fallo están vinculados con la misma, tanto de estados límite últimos (rotura por deslizamiento, rotura por exceso de tensiones) como de estados límite de servicio (filtraciones, movimientos excesivos). Sus propiedades resistentes y tenso-deformacionales son distintas de las de la presa y del cimiento, y, normalmente, son difíciles de establecer “a priori”.

En los apartados siguientes se expondrán, en primer lugar, los principales modelos del continuo que se pueden emplean en el análisis de presas de hormigón y de los macizos de cimentación, pasando a continuación a exponer brevemente los modelos térmicos aplicables a presas de hormigón.

4.3.- Modelos del continuo

4.3.1.- Definición y clasificación

Con relación a la variable tiempo, los modelos constitutivos pueden ser:

- Modelos Acrónicos: el comportamiento no depende del tiempo (sí puede depender de la secuencia de sucesos, no del intervalo entre los mismos).
- Modelos Reológicos: el tiempo es un parámetro más del modelo.

Con relación a criterios energéticos, los modelos pueden ser:

- Modelos Conservativos: es posible realizar un ciclo tensión-deformación sin consumo de energía.
- Modelos Disipativos: existe consumo de energía en el ciclo.

Conforme a estas clasificaciones básicas, los diferentes modelos se pueden agrupar del modo recogido en el Cuadro 4.1.

Un material es elástico si las tensiones en un determinado instante dependen solamente de la deformación local en ese instante y no de la historia pasada. Son materiales cuyas deformaciones son reversibles (véase Jiménez Salas [73]).

Un material es plástico si parte de sus deformaciones no son reversibles. En estos materiales, a diferencia de los elásticos, la secuencia de sucesos determina la magnitud de las deformaciones (no el tiempo transcurrido, por eso son acrónicos). En los materiales plásticos, alcanzado un cierto nivel de tensiones, se produce un flujo plástico, de acuerdo con una determinada ley de fluencia.

Cuadro 4.1: Clasificación de modelos constitutivos del continuo.

| | | Conservativos | | | Disipativos | | |
|------------|-----------|---------------|-------------|--------------|--------------------------|------------------------------|--------------|
| Acrónicos | Elásticos | Lineales | Isótropos | Homogéneos | Plasticidad Asociada | Tresca | |
| | | | | Heterogéneos | | Von Mises | |
| | | | Anisótropos | | | Drucker-Prager | |
| | | No lineales | | | | Plasticidad No Asociada | Mohr-Coulomb |
| | | | | | Aproximación Hiperbólica | | |
| Reológicos | | | | | Viscosos Simples | Fluidos perfectos | |
| | | | | | | Fluidos viscosos lineales | |
| | | | | | | Fluidos viscosos no lineales | |
| | | | | | Viscosos Complejos | Visco-elasticidad | Lineal |
| No lineal | | | | | | | |

Un material es viscoso si el tiempo es un parámetro más de las ecuaciones constitutivas. En este caso, los fenómenos de deformación dependen del tiempo, no sólo en cuanto a la secuencia de sucesos, sino a la magnitud de los intervalos transcurridos entre los mismos. En la ecuaciones constitutivas aparecen las derivadas respecto del tiempo de los tensores de tensiones y/o de deformaciones.

A continuación se exponen los principales modelos empleados en el campo de la modelación de presas de hormigón de gravedad. Por simplicidad, cuando se desarrollen las expresiones generales, se particularizarán para el caso bidimensional de deformación plana, habitual en presas de hormigón.

4.3.2.- Modelos elásticos

El modelo más sencillo y por ello el más utilizado es el elástico lineal isótropo homogéneo. La expresión de las ecuaciones en deformación plana ($\epsilon_{zz}=0$) es la siguiente:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{xx} &= \alpha_1 \epsilon_{xx} + \alpha_2 \epsilon_{yy} \\
 \sigma_{yy} &= \alpha_2 \epsilon_{xx} + \alpha_1 \epsilon_{yy} \\
 \sigma_{xy} &= 2G \epsilon_{xy} \\
 \sigma_{zz} &= \alpha_2 (\epsilon_{xx} + \epsilon_{yy})
 \end{aligned}
 \tag{4.4}$$

siendo:

$$\begin{aligned}\alpha_1 &= K + (4/3)G \\ \alpha_2 &= K - (2/3)G\end{aligned}\quad (4.5)$$

donde:

K : módulo de rigidez volumétrica o módulo de compresibilidad
G : módulo de rigidez transversal

A su vez:

$$\begin{aligned}K &= \frac{E}{3(1-2\nu)} \\ G &= \frac{E}{2(1+\nu)}\end{aligned}\quad (4.6)$$

donde:

E : módulo de elasticidad axial o módulo de Young ($E = \sigma_{\text{AXIAL}}/\epsilon_{\text{AXIAL}}$)
 ν : coeficiente de Poisson ($\nu = \epsilon_{\text{TRANSVERSAL}}/\epsilon_{\text{AXIAL}}$)

La expresión de las deformaciones en función de los desplazamientos es:

$$\begin{aligned}\epsilon_{XX} &= \frac{\partial u_X}{\partial x} \\ \epsilon_{YY} &= \frac{\partial u_Y}{\partial y} \\ \epsilon_{XY} &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_X}{\partial y} + \frac{\partial u_Y}{\partial x} \right) \\ \epsilon_{ZZ} &= 0\end{aligned}\quad (4.7)$$

La expresión de las ecuaciones de la elasticidad 2D en forma matricial es la siguiente:

$$\boldsymbol{\sigma} = (\sigma_{XX} \quad \sigma_{YY} \quad \sigma_{XY} \quad \sigma_{ZZ})^T \quad (4.8)$$

$$\boldsymbol{\epsilon} = (\epsilon_{XX} \quad \epsilon_{YY} \quad \epsilon_{XY} \quad \epsilon_{ZZ})^T \quad (4.9)$$

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} \alpha_1 & \alpha_2 & 0 & 0 \\ \alpha_2 & \alpha_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2G & 0 \\ \alpha_2 & \alpha_2 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4.10)$$

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D} \boldsymbol{\epsilon} \quad (4.11)$$

Para poder plantear las ecuaciones sólo es preciso conocer dos parámetros elásticos del material: E y ν .

4.3.3.- Modelos de plasticidad asociada

4.3.3.1.- Definición

A diferencia de los modelos elásticos, en los que hay una correspondencia biunívoca entre las tensiones y las deformaciones, en los modelos de plasticidad no existe tal correspondencia entre las tensiones y las deformaciones (no linealidad). Se define un Criterio de Plasticidad mediante una función escalar del tensor de tensiones, f , que se puede representar por una o varias superficies límite en el espacio de tensiones.

Si el estado de tensiones se encuentra situado por debajo de la superficie, el material se encuentra en un estado elástico. Cuando se alcanza el valor crítico y estado de tensiones se sitúa sobre la superficie el material se encuentra en un estado plástico y se producen las deformaciones plásticas. Estas deformaciones tienen lugar de acuerdo con una determinada Ley de Fluencia (Flow Rule). Expresando la deformación total como la suma de una parte elástica y una parte plástica:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}^e + \boldsymbol{\varepsilon}^p \quad (4.12)$$

Podemos expresar de igual modo los incrementos de deformaciones:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e + \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p \quad (4.13)$$

Se asume que sólo la componente elástica contribuye a los incrementos de tensiones, mediante un ley elástica. Se realiza la hipótesis adicional de que los incrementos de deformaciones, tanto plásticos como elásticos, son coaxiales con los ejes principales de las tensiones.

La Ley de Fluencia o incremento de las deformaciones plásticas se expresa como:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (4.14)$$

El término a la izquierda de la igualdad es la derivada material de la deformación plástica respecto al tiempo; λ es un multiplicador no negativo si hay flujo plástico ($f=0$ y $Df/Dt=0$); $\boldsymbol{\sigma}$ es el tensor de tensiones y g es una función escalar denominada “potencial plástico” que constituye una superficie en el espacio de las tensiones. El multiplicador λ no tiene sentido físico. Esta expresión indica que la dirección de los incrementos de la deformación plástica es normal a la superficie definida por el potencial plástico.

En los modelos de plasticidad asociada se cumple que la función f , que define la superficie de fluencia en el campo de tensiones no varía con las deformaciones plásticas y que la función g , potencial plástico, coincide con el criterio de plasticidad, f . A la ley de fluencia definida de esta modo se le llama asociada o “regla de la normalidad”. Estas hipótesis permiten demostrar teoremas fundamentales como el de la unicidad de la distribución de tensiones bajo unas condiciones de contorno dadas, y como los teoremas del límite superior e inferior para la carga extrema en procesos de carga cuasi-estáticos.

Algunos de los principales modelos de plasticidad asociada son los de Tresca, Von Mises, Mohr-Coulomb y Drucker-Prager.

En cuanto a los modelos de Tresca (1864) y Von Mises (1913) los resultados de experimentos de laboratorio han confirmado su validez para metales. En cambio, para otro tipo de materiales como hormigón, rocas y suelos, los resultados obtenidos con estos modelos se apartan bastante de la realidad, por lo que no resultan adecuados en el campo de las presas.

4.3.3.2.- Modelo de Mohr-Coulomb asociado

El modelo de Mohr-Coulomb, en cambio, ha dado resultados satisfactorios para hormigón de acuerdo con los ensayos de laboratorio (véase Vermeer y de Borst [137]), y por ello se recoge a continuación. El criterio de rotura de Mohr-Coulomb expresa la resistencia a cortante de un material de manera análoga a la ley de rozamiento entre dos superficies que deslizan entre sí:

$$|\tau_n| \leq c - \sigma_n \tan \varphi \quad (4.15)$$

donde:

c : cohesión del material

φ : ángulo de rozamiento interno del material

σ_n : componente normal de la tensión sobre el plano (compresiones negativas)

τ_n : componente tangencial de la tensión en el plano

Este criterio se puede formular en términos del tensor de tensiones, σ :

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{XX} & \sigma_{XY} \\ \sigma_{XY} & \sigma_{YY} \end{bmatrix} \quad (4.16)$$

En el círculo de Mohr, el centro, σ^* , viene dado por:

$$\sigma^* = -\frac{(\sigma_{XX} + \sigma_{YY})}{2} \quad (4.17)$$

y el radio del círculo, τ^* , viene dado por:

$$\tau^* = \sqrt{\left(\frac{\sigma_{XX} - \sigma_{YY}}{2}\right)^2 + \sigma_{XY}^2} \quad (4.18)$$

y la expresión del criterio (que los círculos de tensiones queden por debajo de la envolvente de tensiones) es:

$$\tau^* - \sigma^* \tan \varphi - c \leq 0 \quad (4.19)$$

Para $\varphi = 0^\circ$ el criterio de Coulomb se reduce al criterio de Tresca para metales:

$$\tau^* - c \leq 0 \quad (4.20)$$

Si adoptamos la envolvente de tensiones como Criterio de Plasticidad, f :

$$f = \tau^* - \sigma^* \tan \varphi - c \leq 0 \quad (4.21)$$

Entonces se tiene que puntos situados por debajo de la envolvente de tensiones ($f < 0$) están en un estado elástico y puntos situados sobre la envolvente ($f = 0$) están en un estado plástico. No puede haber puntos por encima de la envolvente ($f > 0$) porque se supera la resistencia del material. Para que se produzca un flujo plástico es preciso que el material se encuentre en un estado plástico ($f = 0$) y que permanezca en él ($Df/Dt = 0$).

La generalización del criterio a 3D es inmediata. Si denominamos a las tensiones principales como σ_1 , σ_2 y σ_3 , con $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$ (las tensiones de compresión son negativas) y expresando:

$$\tau^* = -\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \quad (4.22)$$

$$\sigma^* = -\frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \quad (4.23)$$

El Criterio de Plasticidad queda del siguiente modo:

$$f = -\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} + \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \text{sen} \varphi - c \text{cos} \varphi \quad (4.24)$$

La condición $f = 0$ supone una superficie de fluencia envolvente con forma angular en el espacio tensional, como se recoge en la Figura 4.3.

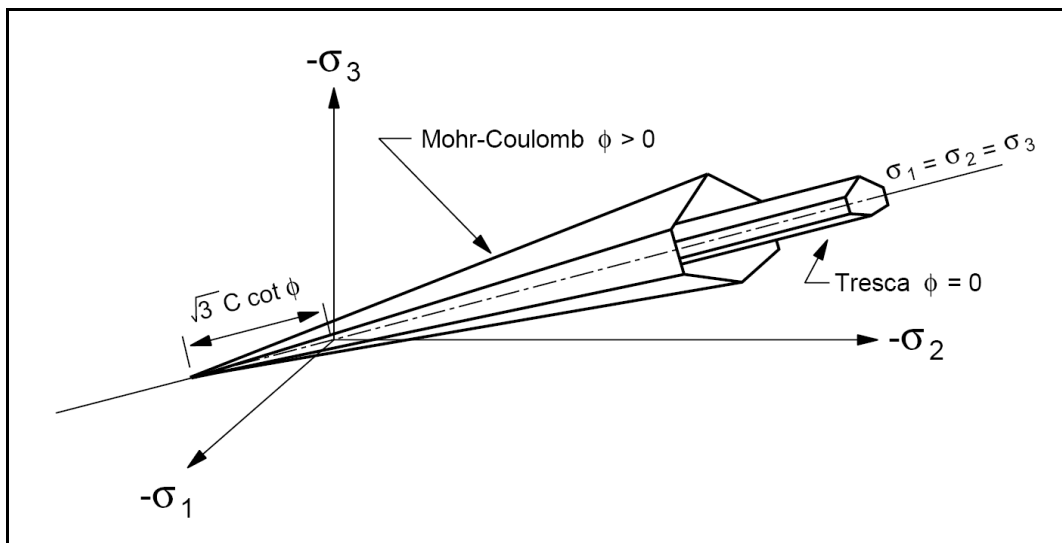


Figura 4.3: Criterios de fluencia Mohr-Coulomb y Tresca en tensiones principales (Fuente: Manual de FLAC, Itasca [71]).

Al considerar que el potencial plástico g es igual a f , se puede deducir las expresiones de los incrementos de deformaciones plásticas en las direcciones principales, de acuerdo con (4.14).

$$\begin{aligned}
 \dot{\varepsilon}_1^p &= \lambda \left[-\frac{1}{2}(1 - \sin\varphi) \right] \\
 \dot{\varepsilon}_2^p &= \lambda[0] = 0 \\
 \dot{\varepsilon}_3^p &= \lambda \left[\frac{1}{2}(1 + \sin\varphi) \right]
 \end{aligned} \tag{4.25}$$

Si se expresa la ecuación de la elasticidad (4.11) en forma incremental:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{D} \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e \tag{4.26}$$

Despejando los incrementos de deformación elástica en (4.13) y sustituyendo en (4.26):

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{D} \left(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p \right) \tag{4.27}$$

Sustituyendo ahora los incrementos de deformación plástica de acuerdo con (4.14):

$$\begin{aligned}
 \dot{\boldsymbol{\sigma}} &= \mathbf{D} \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \lambda \mathbf{a} \\
 \mathbf{a} &= \mathbf{D} \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}}
 \end{aligned} \tag{4.28}$$

Para obtener los valores del multiplicador λ se introduce el Principio de Consistencia, según el cual, para un material no rigidizable, al producirse el flujo plástico el material permanece en un estado plástico.

Esta condición, en un caso 2D en deformación plana, se expresa como:

$$\frac{Df}{Dt} = \dot{f} = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{xx}} \dot{\sigma}_{xx} + \frac{\partial f}{\partial \sigma_{yy}} \dot{\sigma}_{yy} + \frac{\partial f}{\partial \sigma_{xy}} \dot{\sigma}_{xy} + \frac{\partial f}{\partial \sigma_{zz}} \dot{\sigma}_{zz} = 0 \tag{4.29}$$

En notación matricial:

$$\dot{f} = \left[\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right]^T \dot{\boldsymbol{\sigma}} = 0 \tag{4.30}$$

Sustituyendo (4.28) en (4.30) se obtiene:

$$\dot{f} = \mathbf{b}^T \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \lambda d = 0 \tag{4.31}$$

Y despejando:

$$\lambda = \frac{1}{d} \mathbf{b}^T \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} \tag{4.32}$$

En las ecuaciones anteriores \mathbf{b}^T es un vector de orden (1×4) y 'd' es un escalar cuyas expresiones respectivas son:

$$\mathbf{b}^T = \left[\mathbf{D} \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right]^T = \left[\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right]^T \mathbf{D} \quad (4.33)$$

$$d = \left[\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right]^T \mathbf{a} = \left[\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right]^T \mathbf{D} \left[\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right]$$

Sustituyendo (4.32) en (4.28) se obtiene:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \left[\mathbf{D} - \frac{1}{d} \mathbf{a} \mathbf{b}^T \right] \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} \quad (4.34)$$

Conocidos los valores de E, ν , ϕ y c del material, la ecuación anterior puede integrarse mediante procedimientos numéricos.

4.3.3.3.- Modelo de Drucker-Prager

Para evitar la angulosidad de la superficie de fluencia del modelo Mohr-Coulomb, se han propuesto modelos con superficies de fluencia suavizadas. El más simple es el de Drucker-Prager, en el cual la superficie de fluencia tiene forma de cono, como se observa en la Figura 4.4.

El principal inconveniente de este modelo es que para ángulos de rozamiento altos ($\phi \geq 30^\circ$), habituales en rocas y en hormigón, la superficie cónica no es una buena aproximación de la superficie angulosa casi triangular que resulta del modelo de Mohr-Coulomb. El modelo de Drucker-Prager ofrece una buena aproximación para materiales blandos con bajos ángulos de rozamiento, como arcillas, pero no para materiales como rocas u hormigón. Por ello, no es de utilidad en el campo de las presas de gravedad.

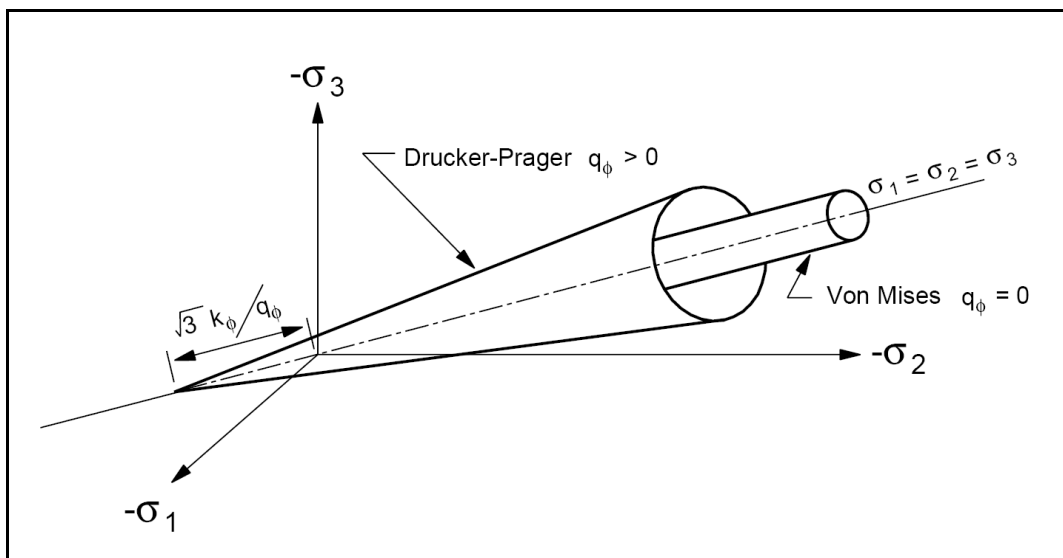


Figura 4.4: Criterios de fluencia Drucker-Prager y Von Mises en tensiones principales (Fuente: Manual de FLAC, Itasca [71]).

4.3.3.4.- Superficies de fluencia compuestas

En materiales cohesivos, es habitual trabajar con modelos que truncan la superficie de fluencia en la región de las tensiones de tracción, para evitar que la superficie original se extienda a zonas donde estas tensiones de tracción son excesivas. Es lo que se conoce como “tension cut-off”. De este modo la superficie de fluencia queda compuesta por dos funciones, con una singularidad en la intersección entre ambas. La Ley de Fluencia correspondiente, por tanto, se obtiene a partir de dos potenciales plásticos.

Por otro lado, si se comprime un material hidrostáticamente ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$), se producen unas deformaciones plásticas. En el caso de rocas y hormigón, estas deformaciones se deben a la porosidad del material. Superado unos ciertos niveles de tensiones los contactos entre partículas se rompen y los poros se reducen. La deformación subsiguiente es de carácter plástico. Al ser la superficie de fluencia abierta en la dirección de las compresiones hidrostáticas, el modelo no captura este fenómeno. Para ello es preciso “cerrar” la superficie de fluencia. Este cierre se realiza mediante una nueva superficie que intersecta a la original, que se conoce como “yield cap” o cierre de la envolvente. En la Figura 4.5 se ilustran estos conceptos.

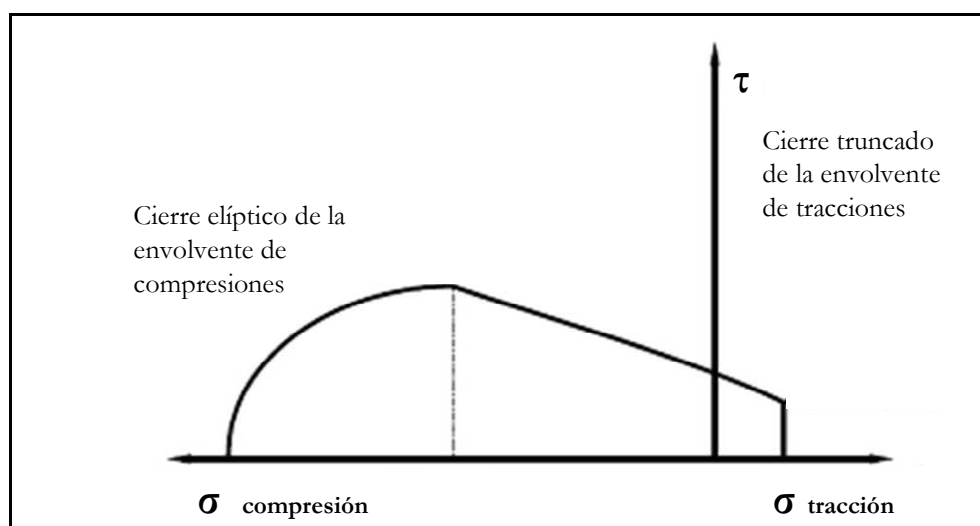


Figura 4:5: Criterio de fluencia compuesto con cierre de la envolvente de rotura.

4.3.3.5.- Criterio de Hoek-Brown para macizos rocosos

De acuerdo con el criterio de rotura del modelo de Mohr-Coulomb, el material falla por corte al alcanzarse la envolvente de resistencia del material.

Esta envolvente presenta una forma lineal, de acuerdo con la expresión:

$$\sigma_1 = \sigma_{cm} + \frac{1 + \text{sen}\varphi}{1 - \text{sen}\varphi} \sigma_3 \quad (4.35)$$

donde:

σ_{cm} : es la resistencia a compresión simple del macizo rocoso

φ : es el ángulo de rozamiento.

En este modelo, la relación entre la tensión tangencial, τ , en el plano de corte y la tensión normal, σ_n , tiene la expresión:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (4.36)$$

donde c es la cohesión.

El comportamiento observado en macizos rocosos no se ajusta a este criterio, puesto que las envolventes de resistencia obtenidas no presentan formas lineales, sino cóncavas. Esto quiere decir que los incrementos de las tensiones de confinamiento producen aumentos de la resistencia menores de los que prevé el modelo de Mohr-Coulomb.

El comportamiento de los macizos rocosos está controlado de forma predominante por las discontinuidades entre los bloques de roca que lo integran. Este hecho se refleja en la formulación de los modelos elaborados por diversos autores para analizar los mismos. Uno de los modelos más utilizados para caracterizar el comportamiento resistente de los macizos rocosos es el modelo de Hoek-Brown (véase Hoek [61]; Hoek y Brown [59]; Hoek, Carranza-Torres y Corkum [60]). Este modelo se fundamenta en el conocimiento de cómo se ensamblan entre sí los bloques de roca que componen el macizo y en las características que presentan los planos de contacto entre los bloques.

La formulación general del modelo para un macizo rocoso fracturado se define por:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (4.37)$$

donde:

- σ_1' : tensión efectiva máxima en rotura
- σ_3' : tensión efectiva mínima en rotura
- σ_{ci} : resistencia a compresión simple de la matriz rocosa
- m_b : constante de Hoek-Brown para el macizo rocoso
- s, a : parámetros que dependen de las características del macizo rocoso

La forma de la curva obtenidas con el modelo de Hoek-Brown y su comparación con la del modelo Mohr-Coulomb se puede observar en la Figura 4.6.

De este modo, un macizo rocoso formado por bloques angulosos con discontinuidades rugosas y limpias presenta una resistencia muy alta frente al caso opuesto de un macizo compuesto por bloques de ángulos suaves envueltos en material de junta alterado y en presencia de humedad, cuya resistencia es muy baja.

Esta medida de las condiciones geológicas se realiza mediante del Índice de Resistencia Geológica (GSI, Geological Strength Index), cuyo valor es función del tipo de estructura del macizo (desde el caso más favorable con bloques angulosos homogéneos al caso más desfavorable con bloques muy fracturados sin planos claros de discontinuidad) y de las condiciones en las juntas entre bloques (desde el caso más favorable de juntas muy rugosas, secas e inalteradas hasta el caso más desfavorable de juntas rellenas de material muy alterado y en presencia de agua). De este modo el valor oscila entre valores de GSI de 65 a 80 para macizos en muy buenas condiciones a valores de GSI de 20 a 10 para macizos de muy baja resistencia (véase Hoek [61] y González de Vallejo et al [52]).

Los parámetros del modelo “s” y “a” se determinan directamente a partir del valor estimado para GSI, mediante:

$$\begin{aligned} s &= 0 & GSI < 25 \\ s &= e^{\left(\frac{GSI-100}{9}\right)} & GSI > 25 \end{aligned} \quad (4.38)$$

$$\begin{aligned} a &= 0.65 - \frac{GSI}{200} & GSI < 25 \\ a &= 0.50 & GSI > 25 \end{aligned} \quad (4.39)$$

El parámetro “m_b” se obtiene a partir del parámetro GSI y de otro parámetro “m_i” que se estima a su vez en función del tipo de roca matriz (véase Hoek [61]).

$$m_b = m_i \cdot e^{\left(\frac{GSI-100}{28}\right)} \quad (4.40)$$

Mediante (4.37) se generan resultados de estados triaxiales (pares de valores σ_1 y σ_3). A partir de la curva $\sigma_1 - \sigma_3$ y mediante las ecuaciones (4.41) y (4.42) se obtienen los pares de valores para la tensión tangencial y normal (τ , σ_n):

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \sqrt{\frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_3}} \quad (4.41)$$

$$\sigma_n = \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_3} + 1} \quad (4.42)$$

A estos pares de valores (τ , σ_n) se les ajusta una curva, equivalente a la envolvente de Mohr-Coulomb, cuya expresión es:

$$\tau = A \sigma_{ci} \left(\frac{\sigma_n' - \sigma_{tm}}{\sigma_{ci}} \right)^B \quad (4.43)$$

donde:

τ : resistencia al corte

σ_n' : tensión normal efectiva

σ_{tm} : resistencia a tracción del macizo rocoso

A, B: parámetros del modelo, obtenidos mediante ajuste estadístico

La resistencia a tracción del macizo rocoso se define por:

$$\sigma_{tm} = \frac{\sigma_{ci}}{2} \left(m_b - \sqrt{m_b^2 + 4s} \right) \quad (4.44)$$

El modelo de Hoek-Brown así definido proporciona un criterio de resistencia al corte del macizo rocoso, $\tau=f(\sigma)$, no lineal, a diferencia del criterio clásico de Mohr-Coulomb que es lineal (4.36).

El proceso detallado de obtención de los parámetros del criterio de resistencia al corte del modelo Hoek-Brown puede verse en Hoek [61].

Como se observa en la figura 4.6, en cada punto de la envolvente de rotura no lineal del modelo de Hoek-Brown se podría definir un modelo de rotura lineal del tipo Mohr-Coulomb como la recta tangente a dicha envolvente. Se observa que los parámetros de cohesión y ángulo de fricción del modelo Mohr-Coulomb no son constantes para todo el nivel de tensiones normales sino que varían con éste, de modo que conforme se incrementa el valor de las tensiones normales la cohesión aumenta y el ángulo de rozamiento disminuye.

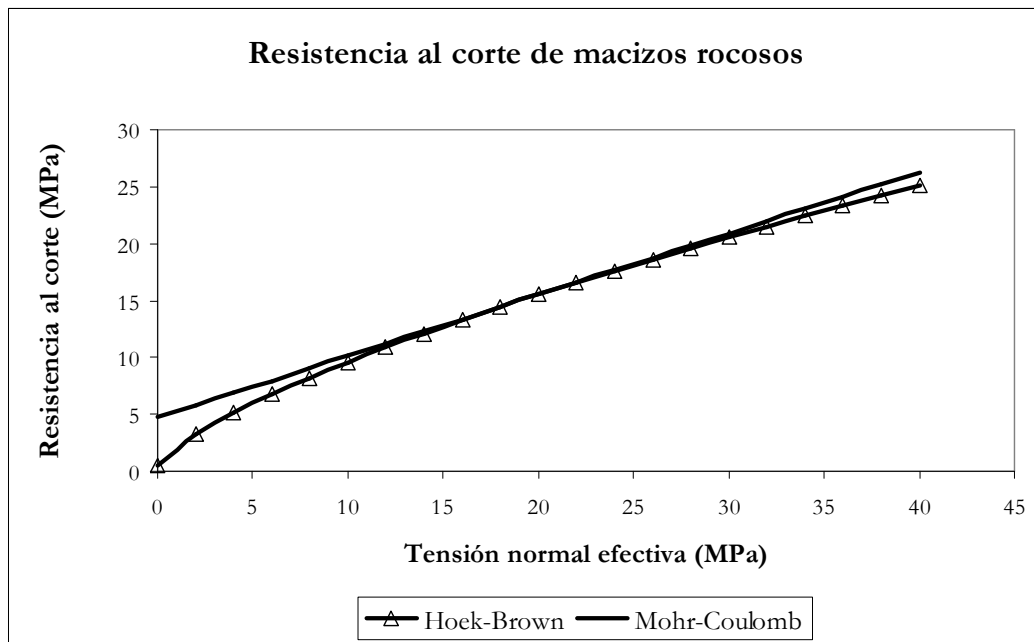


Figura 4.6: Criterios de resistencia al corte de macizos rocosos de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb (elaborado a partir de Hoek [61]).

4.3.3.6.- Resumen

En general, los modelos de plasticidad asociada suponen una aproximación al comportamiento observado de materiales como rocas y hormigón, y su utilidad principal es que permite calcular la carga de rotura con una precisión similar a la que se obtiene con modelos más complejos. Por otro lado, en el caso de macizos de cimentación no homogéneos de los que no se disponen datos de campo suficientes, el empleo de modelos complicados debe ser abordado con prudencia. Una ventaja adicional de los modelos sencillos es que sus resultados son más fáciles de interpretar correctamente.

4.3.4.- Modelos de plasticidad no asociada

4.3.4.1.- Definición

Los modelos de plasticidad no asociada surgen debido a las diferencias existentes entre el comportamiento observado en laboratorio de diversos materiales como suelos, rocas y hormigón, y los resultados obtenidos para estos materiales con los modelos de plasticidad asociada.

Estos modelos están basados en cuatro parámetros que caracterizan el comportamiento del material, que son el módulo de Young, E , y el módulo de Poisson, ν , para las propiedades elásticas; y la cohesión, c , y el ángulo de rozamiento, ϕ , para las propiedades resistentes.

El elemento diferencial que introduce la plasticidad no asociada es la consideración de un quinto parámetro del material, denominado “ángulo de dilatancia”, ψ , que describe los cambios de volumen plásticos que experimentan los materiales. Se ha comprobado experimentalmente que la respuesta de un material sin dilatancia es distinta a la de un material con dilatancia, sobre todo en la forma de la curva tensión-deformación y, en menor medida, en la propia tensión de rotura.

La dilatancia, en general, es el cambio de volumen asociado a la deformación por cortante en un material. Es un fenómeno que se ha observado en materiales granulares, tanto cementados, como es el caso de las rocas y el hormigón, como en materiales sueltos, como por ejemplo, las arenas. El parámetro utilizado para representar el fenómeno de la dilatancia es el ángulo de dilatancia, ψ , definido mediante (4.45).

$$\operatorname{sen} \psi = \frac{\dot{\epsilon}_V^P}{\dot{\gamma}^P} \quad (4.45)$$

El incremento de deformación volumétrica plástica, en un caso bidimensional, y en hipótesis de deformación plana, viene dado por (4.46), y el incremento de deformación angular plástica (o distorsión angular plástica) se define mediante (4.47).

$$\dot{\epsilon}_V^P = \dot{\epsilon}_{XX}^P + \dot{\epsilon}_{YY}^P + \dot{\epsilon}_{ZZ}^P = \dot{\epsilon}_{XX}^P + \dot{\epsilon}_{XX}^P \quad (4.46)$$

$$\dot{\gamma}^P = \sqrt{\left(\dot{\epsilon}_{XX}^P - \dot{\epsilon}_{YY}^P\right)^2 + \left(\dot{\epsilon}_{XY}^P\right)^2} \quad (4.47)$$

Así como en la zona elástica las deformaciones angulares elásticas están controladas por el módulo de Poisson, ν , en la zona plástica las deformaciones angulares plásticas están controladas por el ángulo de dilatancia, ψ .

4.3.4.2.- Modelo de Mohr-Coulomb no asociado

Introduciendo este nuevo parámetro de la dilatancia, se puede formular una variación del modelo de plasticidad de Mohr-Coulomb visto anteriormente. Se mantiene el criterio de plasticidad definido por la función f en los mismos términos.

La Ley de Fluencia se obtiene ahora a partir de una función de potencial plástico g definida como:

$$g = \tau^* - \sigma^* \operatorname{sen} \psi + cte \quad (4.48)$$

o bien, en términos de las tensiones principales:

$$g = -\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} + \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \operatorname{sen} \psi + cte \quad (4.49)$$

Al deducir ahora la Ley de Fluencia de acuerdo con una función $g \neq f$ el modelo es no asociado. Las expresiones de los incrementos de deformaciones plásticas en las direcciones principales resultan:

$$\begin{aligned} \dot{\epsilon}_1^P &= \lambda \left[-\frac{1}{2}(1 - \operatorname{sen} \psi) \right] \\ \dot{\epsilon}_2^P &= \lambda [0] = 0 \\ \dot{\epsilon}_3^P &= \lambda \left[\frac{1}{2}(1 + \operatorname{sen} \psi) \right] \end{aligned} \quad (4.50)$$

A continuación se presenta un modelo Mohr-Coulomb con dilatancia y con truncamiento para tensiones de tracción. Se mantiene el convenio $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$, es decir, las tensiones de compresión son negativas.

El modelo se compone mediante dos criterios de plasticidad distintos en función de la región del espacio tensional en la que se encuentre el material, de modo que en la zona con tensión σ_1 en tracción se adopta un criterio de plasticidad asociada mientras que en el resto se adopta un criterio de plasticidad no asociada.

La representación geométrica del modelo en el plano $\sigma_1 - \sigma_3$ se recoge en la Figura 4.7. El criterio de plasticidad para la tensión principal σ_1 de compresión, f^s (A-B), es el definido en (4.51), y el criterio de plasticidad para tensiones principales tensiones de tracción, f^t (B-C), se define mediante (4.52).

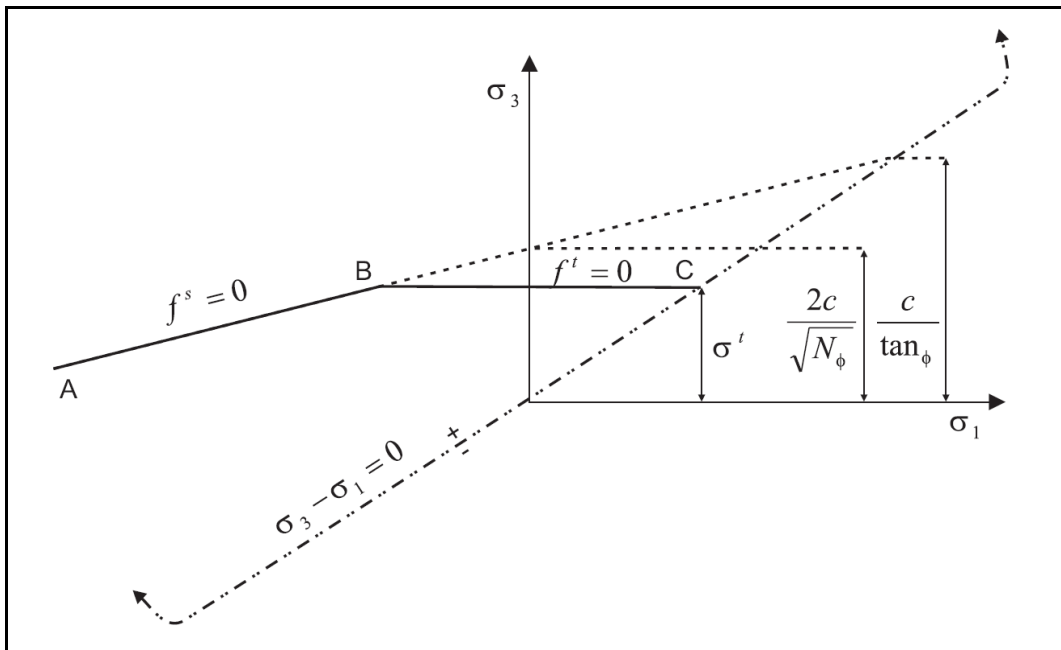


Figura 4.7: Modelo Mohr-Coulomb no asociado con “tension cut-off”. (Fuente: Manual de FLAC, Itasca [71]).

$$f^S = \sigma_1 - \sigma_3 N_\varphi + 2c\sqrt{N_\varphi}$$

$$N_\varphi = \frac{1 + \operatorname{sen}\varphi}{1 - \operatorname{sen}\varphi} \quad (4.51)$$

$$f^t = \sigma^t - \sigma_3 \quad (4.52)$$

Siendo σ^t la resistencia a tracción, que para un material con ángulo de fricción está limitada por el valor:

$$\sigma^t = \frac{c}{\tan\varphi} \quad (4.53)$$

El potencial plástico a cortante, g^S es no asociado (4.54), mientras que el potencial plástico en tensiones de tracción, g^t , es asociado (4.55).

$$g^S = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi$$

$$N_\psi = \frac{1 + \operatorname{sen}\psi}{1 - \operatorname{sen}\psi} \quad (4.54)$$

$$g^t = -\sigma_3 \quad (4.55)$$

Las leyes de fluencia resultantes son las recogidas en (4.56) para cortante y en (4.57) para tensiones de tracción.

$$\dot{\varepsilon}_1^P = \lambda^S$$

$$\dot{\varepsilon}_2^P = \lambda^S [0] = 0$$

$$\dot{\varepsilon}_3^P = -\lambda^S N_\psi \quad (4.56)$$

$$\dot{\varepsilon}_1^P = \lambda^t [0] = 0$$

$$\dot{\varepsilon}_2^P = \lambda^t [0] = 0$$

$$\dot{\varepsilon}_3^P = -\lambda^t \quad (4.57)$$

Los dominios elástico ($f < 0$) y plástico ($f = 0$), así como la zona de separación entre los dos criterios de plasticidad se recoge en la Figura 4.8. La separación entre dominios de flujo plástico por cortante y flujo plástico por tensiones de tracción se define mediante una función, h :

$$h = \sigma_3 - \sigma^t + \alpha^P (\sigma_1 - \sigma^P) \quad (4.58)$$

donde α^P y σ^P son constantes definidas por:

$$\alpha^P = \sqrt{1 + N_\varphi^2} + N_\varphi$$

$$\sigma^P = \sigma^t N_\varphi - 2c\sqrt{N_\varphi} \quad (4.59)$$

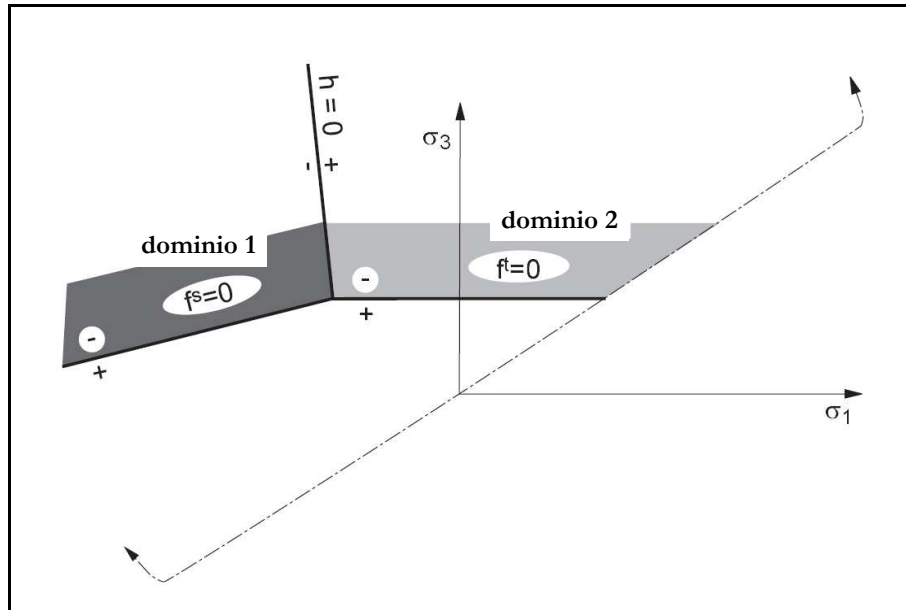


Figura 4.8: Modelo Mohr-Coulomb con dilatación. Dominios de la ley de fluencia.

4.3.4.3- Importancia de la dilatación

En los modelos de plasticidad asociada la dilatación no se considera de forma específica, y en ellos, al evaluar la razón de dilatación del material se obtiene $\psi = \phi$. En la realidad, en los materiales como el hormigón, se tiene $\psi < \phi$ (véase Vermeer y de Borst [137]). El concepto de dilatación es importante porque modifica sensiblemente el comportamiento y la propagación de zonas plásticas en un material.

Los materiales que presentan fuerte dilatación tienen una respuesta más rígida que los materiales con débil o nula dilatación, los cuales presentan mayores deformaciones. La carga de rotura es algo mayor en materiales con mayor ángulo de dilatación. En configuraciones en las que el material puede deformarse lateralmente sin restricción (por ejemplo, una viga) la influencia de la dilatación es despreciable. En los casos en los que las deformaciones laterales están restringidas de algún modo, los efectos de la dilatación se manifiestan en toda su magnitud.

El fenómeno de la dilatación aparece en la parte plástica de la curva tensión-deformación. Para grandes deformaciones en régimen plástico, una vez alcanzado un nivel fuerte de distorsión no se producen cambios volumétricos apreciables. El valor del ángulo de dilatación se puede obtener a partir de ensayos triaxiales convencionales. Para rocas los valores oscilan entre 12° y 20° . Para hormigón los valores más habituales oscilan en torno a 13° . Al confinar los materiales, los resultados dan valores de hasta 6° . Para el hormigón, los valores habituales del ángulo de rozamiento están en torno a 52° (véase Ruggeri et al [111]). Para rocas los valores varían generalmente entre 50° y 25° . A la vista de los valores anteriores se comprueba que $\psi < \phi$.

Algunas consecuencias relevantes derivadas de la plasticidad no asociada son la no validez de los postulados de normalidad de Drucker, la no unicidad de la carga límite (puede estar influenciada por el estado inicial y por la secuencia de carga), y la aparición de los fenómenos de rigidización y reblandecimiento de los materiales, que se tratan a continuación.

4.3.4.4.- Modelos de Rigidización-Reblandecimiento

Un modelo de plasticidad con rigidización y/o reblandecimiento es similar a los modelos plásticos asociados ya vistos. El cambio de deformación total vuelve a ser la suma de los cambios de deformación elástico y plástico y la expresión de la ley de fluencia plástica se obtiene a partir de la función de potencial elástico. La expresión de las deformaciones elásticas a partir de las tensiones se recoge en (4.60).

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e = \mathbf{D}^{-1} \dot{\boldsymbol{\sigma}} \quad (4.60)$$

La diferencia de los modelos ya vistos con aquellos que consideran la rigidización y/o el reblandecimiento es que la superficie de fluencia definida por la función f en el espacio de tensiones, ahora depende, además de las tensiones σ_1 , σ_2 y σ_3 , de la deformación plástica experimentada por el material en el punto analizado. Es decir, durante el proceso de plastificación, la superficie de fluencia evoluciona, cambiando de forma y magnitud. Si la superficie se expande se habla de rigidización, mientras que si se contrae se habla de reblandecimiento.

Un comportamiento típico de los materiales granulares sueltos y también de los materiales cementados, como el hormigón, es aquel en el que al incrementar las deformaciones se produce en primer lugar una rigidización. Tras alcanzar las tensiones de pico, sigue un proceso de reblandecimiento, de modo que los incrementos subsiguientes de deformación se realizan con niveles de tensiones inferiores a la de pico.

En función de cómo se produzca el cambio en la superficie de fluencia, se tienen distintos tipos de modelos de rigidización-reblandecimiento. Si la superficie se modifica conservando su centro y expandiéndose por igual en todas las direcciones del campo de tensiones, se trata de la denominada “rigidización isotrópica”. Si la superficie conserva el tamaño pero modifica su posición en el campo de tensiones, se trata de la “rigidización cinemática”. Además de éstos, existen otros tipos de rigidización.

La expresión general para la rigidización isotrópica es:

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \kappa) = 0 \quad (4.61)$$

donde el parámetro escalar κ es un funcional de la secuencia de deformaciones plásticas, denominado “parámetro de rigidización”.

Este parámetro se puede definir en función de la llamada “deformación plástica equivalente”, $\bar{\boldsymbol{\varepsilon}}^p$:

$$\bar{\boldsymbol{\varepsilon}}^p = \int \sqrt{\frac{2}{3} \left(\begin{matrix} \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_1^p \cdot \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_1^p & \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_1^p \cdot \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_2^p & \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_1^p \cdot \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_3^p \\ \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_2^p \cdot \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_1^p & \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_2^p \cdot \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_2^p & \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_2^p \cdot \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_3^p \\ \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_3^p \cdot \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_1^p & \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_3^p \cdot \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_2^p & \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_3^p \cdot \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_3^p \end{matrix} \right)} dt} \quad (4.62)$$

Los procesos de rigidización y reblandecimiento se formulan adoptando para las variables que integran las funciones del criterio de plasticidad, f , y del potencial plástico, g , distintos valores en función de la deformación plástica equivalente. Es decir, los valores de las variables que caracterizan al material, como el ángulo de rozamiento, ϕ , la cohesión, c , y el ángulo de dilatancia, ψ , y otros que pudieran intervenir en la formulación de ‘ f ’ o de ‘ g ’, como la resistencia a tracción, σ^t , ya no son constantes, sino que se hacen depender de $\bar{\boldsymbol{\varepsilon}}^p$.

A continuación se presenta un modelo basado en la formulación de Mohr-Coulomb con dilatación, del tipo “friction-hardening/cohesion-softening” para hormigón (véase Vermeer y de Borst [137]).

4.3.4.5.- Modelo de Mohr-Coulomb no asociado con Rigidización-Reblandecimiento

La superficie de fluencia se define como:

$$f = \tau^* - \sigma^* \text{sen} \varphi^* - c^* \quad (4.63)$$

Donde en lugar de utilizar el ángulo de rozamiento, φ , se emplea el denominado “ángulo de rozamiento movilizado”, φ^* , cuyo valor depende de la deformación plástica equivalente, mediante una ley de rigidización, es decir, de incremento de φ^* , definida por (4.63), donde ε^f es una constante del material.

$$\begin{aligned} \text{sen} \varphi^* &= 2 \frac{\sqrt{(\bar{\varepsilon}^P \varepsilon^f)}}{\bar{\varepsilon}^P + \varepsilon^f} \text{sen} \varphi & \bar{\varepsilon}^P < \varepsilon^f \\ \text{sen} \varphi^* &= \text{sen} \varphi & \bar{\varepsilon}^P > \varepsilon^f \end{aligned} \quad (4.64)$$

Conforme aumenta el valor de $\bar{\varepsilon}^P$ se incrementa el de φ^* , desde cero hasta el valor φ para $\bar{\varepsilon}^P > \varepsilon^f$. Para el término de la cohesión, en lugar del término “c-cos φ ”, se emplea ahora la “cohesión movilizada”, c^* , definida en (4.64), donde ε^C es una constante.

$$c^* = c \exp \left[- \left(\frac{\bar{\varepsilon}^P}{\varepsilon^C} \right)^2 \right] \quad (4.65)$$

Esta ley representa un reblandecimiento o reducción de la cohesión movilizada conforme se incrementa la deformación plástica equivalente, partiendo desde un valor inicial igual a ‘c’. Para valores de $\bar{\varepsilon}^P < \varepsilon^C$ la curva es convexa, decreciendo lentamente al principio y más rápidamente después, hasta el punto en el que $\bar{\varepsilon}^P = \varepsilon^C$, donde se produce un punto de inflexión. La curva pasa a ser cóncava y los valores de c decrecen cada vez más lentamente.

La función de potencial plástico, g, se define en este modelo mediante (4.66), donde ψ^* es el “ángulo de dilatación movilizado”. El significado físico de este parámetro es el mismo que el del ángulo de dilatación. Es decir, es el ratio entre el incremento de la deformación volumétrica plástica y el incremento de la deformación angular plástica.

$$g = \tau^* - \sigma^* \text{sen} \psi^* + cte \quad (4.66)$$

La Ley de Fluencia en este caso se define mediante (4.67).

$$\begin{aligned} \dot{\varepsilon}_1^P &= \lambda \left[-\frac{1}{2}(1 - \text{sen} \psi^*) \right] \\ \dot{\varepsilon}_2^P &= \lambda [0] = 0 \\ \dot{\varepsilon}_3^P &= \lambda \left[\frac{1}{2}(1 + \text{sen} \psi^*) \right] \end{aligned} \quad (4.67)$$

La velocidad de deformación plástica se obtiene mediante (4.68).

$$\dot{\bar{\varepsilon}}^P = \lambda \sqrt{\frac{1}{3}(1 + \text{sen}\varphi^* \text{sen}\psi^*)} \quad (4.68)$$

Aplicando el Principio de Consistencia, que establece que al producirse el flujo plástico el material permanece en estado plástico, y puesto que la superficie de fluencia es función ahora no sólo del estado tensional sino de la deformación plástica equivalente, se obtiene (4.69).

$$\dot{f} = \left[\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right]^T \dot{\boldsymbol{\sigma}} + \left[\frac{\partial f}{\partial \bar{\varepsilon}^P} \right]^T \dot{\bar{\varepsilon}}^P = 0 \quad (4.69)$$

Sustituyendo y despejando se obtiene (4.70), donde h es el denominado “módulo de rigidización”, definido mediante (4.71).

$$\lambda = \frac{1}{h} \left[\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right]^T \dot{\boldsymbol{\sigma}} \quad (4.70)$$

$$h = - \sqrt{\frac{1}{3}(1 + \text{sen}\varphi^* \text{sen}\psi^*)} \frac{\partial f}{\partial \bar{\varepsilon}^P} \quad (4.71)$$

Este módulo de rigidización controla los incrementos de deformación plástica y su significado físico es análogo al del módulo de Young, E . La expresión resultante para los incrementos de deformación total (elástica más plástica) es la dada por (4.72).

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e + \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^P = \mathbf{D}^{-1} \dot{\boldsymbol{\sigma}} + \frac{1}{h} \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \left[\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right]^T \dot{\boldsymbol{\sigma}} \quad (4.72)$$

Queda por definir la relación entre el ángulo de dilatación movilizado, ψ^* , y la deformación plástica equivalente, $\bar{\varepsilon}^P$. Para ello se utiliza la constante denominada “ángulo de fricción a volumen constante”, φ_{CV} (Rowe, 1971). Cuando el ángulo de fricción movilizado, φ^* , toma un valor igual a φ_{CV} , el incremento de deformación volumétrica plástica vale cero.

$$\dot{\varepsilon}_v = 0 \quad (4.73)$$

El ángulo de fricción de volumen constante, φ_{CV} , se calcula a partir del ángulo de fricción, φ , y del ángulo de dilatación, ψ , del material mediante (4.74).

$$\text{sen}\varphi_{CV} = \frac{\text{sen}\varphi - \text{sen}\psi}{1 - \text{sen}\varphi \text{sen}\psi} \quad (4.74)$$

El ángulo de dilatación movilizado, ψ^* , se obtiene mediante (4.75).

$$\text{sen}\psi^* = \frac{\text{sen}\varphi^* - \text{sen}\varphi_{CV}}{1 - \text{sen}\varphi^* \text{sen}\varphi_{CV}} \quad (4.75)$$

La dependencia respecto de la deformación plástica equivalente se produce a través del término $\sin\varphi^*$. El ángulo de dilatación movilizado inicialmente es negativo, y se va incrementando conforme aumenta φ^* . Para materiales como rocas y hormigón, es conveniente adoptar $\psi^* = 0$ para valores $\varphi^* < \varphi_{CV}$.

4.3.5.- Modelos hiperbólicos

Los modelos hiperbólicos son modelos elásticos no lineales que surgen como aproximaciones empíricas a la forma no lineal de las curvas tensión-deformación observadas en laboratorio, evitando las complejidades teóricas que se derivan de la plasticidad. La formulación general de estos modelos es la definida por (4.76).

$$\sigma = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad (4.76)$$

donde a y b son los parámetros del modelo, que hay que determinar mediante ensayos de laboratorio. El valor '1/a' corresponde al módulo de elasticidad inicial, E_i , y el valor '1/b' a la resistencia de pico, σ_{ult} , como se ilustra en la Figura 4.9.

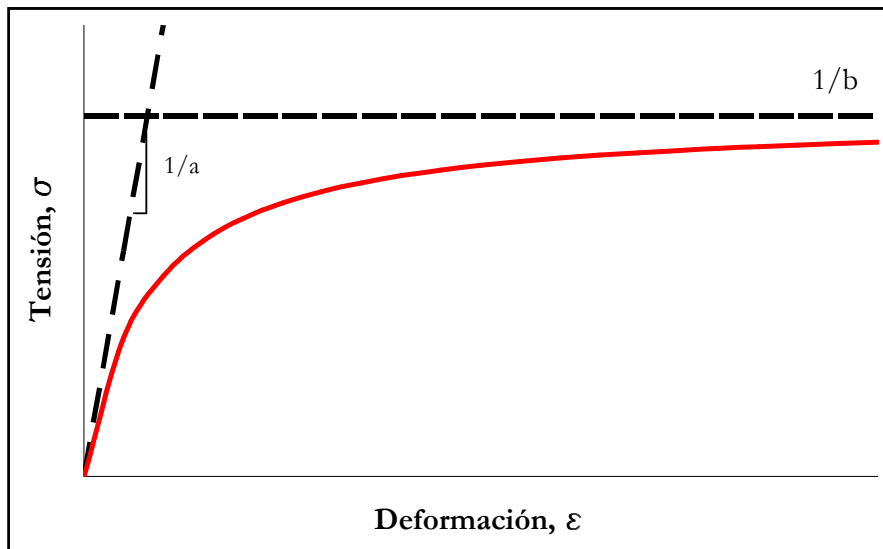


Figura 4.9: Modelo de elasticidad no lineal hiperbólico.

Una generalización de este modelo fue propuesta por Duncan y Chang (1970). Uno de los parámetros que se incorpora, R_f , es la relación entre la tensión correspondiente a la situación de rotura y la tensión última, $R_f = \sigma_f / \sigma_{ult}$, asumiendo normalmente que R_f es un valor comprendido entre 0.75 y 1. La expresión del modelo en términos del desviador de tensiones $\sigma_1 - \sigma_3$ se recoge en (4.77).

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{\left(\frac{1}{E_i}\right) + \left(\frac{R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}\right)} \quad (4.77)$$

El módulo elástico inicial, E_i , se hace depender de la tensión de confinamiento, σ_3 , mediante la relación (4.78), donde P_a es la presión atmosférica y k , n son dos parámetros constantes del material:

$$E_i = k \cdot P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (4.78)$$

Si se incorpora al modelo el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, con el convenio de tensiones de compresión positivas y con $\sigma_3 \leq \sigma_2 \leq \sigma_1$, se obtiene la expresión (4.79).

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{\left(\frac{1}{k \cdot P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n} \right) + \left(\frac{R_f (1 - \sin \varphi)}{2\sigma_3 \sin \varphi + 2c \cos \varphi} \right)} \varepsilon \quad (4.79)$$

El modelo así planteado consta de 5 parámetros, a saber: φ , c , R_f , k y n . Por sus características ha sido aplicado con éxito a problemas relacionados con presas de materiales sueltos y terraplenes de escollera. Puesto que la forma de la curva tensión-deformación que se obtiene con el modelo difiere de las obtenidas experimentalmente para materiales cementados, como el hormigón, no resulta un método adecuado para su aplicación a presas construidas con este material.

4.3.6.- Modelos visco-elásticos

Todos los modelos vistos hasta ahora son acrónicos. En ellos el tiempo no es una variable, y sólo nos interesa la secuencia de sucesos, no la duración de los mismos ni los intervalos entre sucesos. Sin embargo, los materiales, en general, presentan un comportamiento reológico, experimentando fenómenos dependientes del tiempo, bien de fluencia o “creep” (incremento progresivo de las deformaciones bajo esfuerzos constantes), bien de relajación (disminución progresiva de la resistencia bajo deformaciones constantes).

Las curvas típicas de fluencia deformación-tiempo presentan tres zonas. Una primera con forma convexa donde la deformación crece más o menos rápidamente hasta estabilizarse y adoptar una pendiente aproximadamente constante, que se denomina zona de Fluencia Primaria. Una segunda zona en la cual las deformaciones se incrementan de forma sensiblemente constante, denominada Fluencia Secundaria. Finalmente, la curva de fluencia presenta una tercera zona con forma cóncava, denominada zona de de Fluencia Terciaria, en la que las deformaciones crecen progresivamente hasta rotura.

Los materiales visco-elásticos presentan ambas formas de comportamiento: elástico y viscoso. Un comportamiento es viscoso, en el sentido newtoniano, si el incremento de deformaciones es proporcional al nivel de tensiones. Los modelos unidimensionales clásicos de la viscoelasticidad son los de Maxwell y Kelvin-Voight. A partir de estos dos se compone el modelo denominado “Sólido Lineal Estándar”, que permite reproducir de forma más precisa el comportamiento observado.

En el modelo de Maxwell la viscoelasticidad se puede idealizar unidimensionalmente mediante un muelle dispuesto en serie con un pistón. El muelle posee una rigidez, α , que marca la proporcionalidad entre la deformación (ϵ) y la tensión aplicada (σ). El pistón posee una viscosidad, η , que representa la proporcionalidad entre el incremento de deformación ($d\epsilon/dt$) y la tensión en cada instante. En este modelo la tensión en el muelle es igual a la tensión en el pistón. La deformación total es la suma de la deformación elástica del muelle (ϵ^e) más la deformación del pistón (ϵ^v). Esta relación se puede expresar en términos de incrementos de deformación, de acuerdo con (4.80).

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^v = \frac{\dot{\sigma}}{\alpha} + \frac{\sigma}{\eta} \quad (4.80)$$

Si se aplica una tensión constante durante un intervalo de tiempo, la respuesta del material es una deformación instantánea de carácter elástico. A continuación, debido a la tensión aplicada, se produce un crecimiento lineal de la deformación, correspondiente a la parte de fluencia. La expresión de la función de fluencia, $J(t)$, para un incremento de tensión de valor constante, σ_0 , es la dada por (4.81), mientras que el valor de la deformación se obtiene mediante (4.82).

$$J(t) = \frac{1}{\alpha} + \frac{1}{\eta}t \quad (4.81)$$

$$\epsilon(t) = \sigma_0 J(t) \quad (4.82)$$

En el modelo de Kelvin-Voigt el sistema está compuesto por un muelle en paralelo con un pistón. En este caso la deformación total del sistema es igual a la de cada uno de los elementos que lo integran. Es decir: $\epsilon = \epsilon^e = \epsilon^v$ y $d\epsilon/dt = d\epsilon^e/dt = d\epsilon^v/dt$. En cambio, la tensión aplicada sobre este sistema se reparte entre los dos elementos.

$$\sigma = \sigma^e + \sigma^v = \alpha\epsilon + \eta\dot{\epsilon} = \alpha\epsilon + \eta\dot{\epsilon} \quad (4.83)$$

En este modelo, al aplicar una tensión constante, la deformación inicial instantánea es cero, puesto que las deformaciones están controladas por el pistón. Tras la puesta en carga, éste comienza a deformarse de forma viscosa acuerdo con la tensión aplicada. Al deformarse el pistón se deforma también el muelle de forma solidaria. De este modo, el muelle comienza a adquirir tensión. El pistón, que ha adquirido toda la tensión inicial de forma instantánea, comienza a transferirla al muelle al deformarse. En este proceso el pistón ve cómo se reduce su nivel de tensión, y, por tanto, los incrementos de deformación se van reduciendo con el tiempo. Al ralentizarse las deformaciones, la tasa de transferencia de tensión al muelle, que es máxima tras el instante inicial, se va reduciendo progresivamente. Al final del proceso toda la tensión ha sido transferida al muelle y la deformación permanece constante. La curva de deformación tiene forma convexa con pendientes decrecientes y asíntota horizontal. La expresión de la función de fluencia $J(t)$ para un incremento de carga constante de valor σ_0 es la definida por (4.84).

$$J(t) = \frac{1}{\alpha} \left(1 - \exp \left[-\frac{1}{\tau} t \right] \right) \quad (4.84)$$

$$\tau = \frac{\eta}{\alpha}$$

El modelo del “Sólido Lineal Estándar” se obtiene componiendo los dos anteriores, de forma que frente a un incremento de tensión σ_0 se obtiene una respuesta instantánea elástica y una respuesta viscosa diferida que tiende a estabilizarse asintóticamente. El modelo unidimensional se compone de un muelle de constante α_1 dispuesto en serie con un modelo de Kelvin-Voigt de parámetros α_2 y η . La función de fluencia resultante es la definida por (4.85), y la deformación se obtiene de igual forma que para los modelos anteriores.

$$J(t) = \frac{1}{\alpha_1} + \frac{1}{\alpha_2} \left(1 - \exp \left[-\frac{1}{\tau} t \right] \right) \quad (4.85)$$

$$\tau = \frac{\eta}{\alpha_2}$$

Los modelos expuestos sirven para ilustrar de forma sencilla los fundamentos básicos de la viscoelasticidad. Una formulación más general de la viscoelasticidad en términos tensoriales se recoge en (4.86), donde J_{ijkl} es la función tensorial de fluencia o “creep”.

$$\varepsilon_{ij}(t) = \int_{-\infty}^t J_{ijkl}(t-\tau) \frac{\partial \sigma_{kl}(\tau)}{\partial \tau} d\tau \quad (4.86)$$

La expresión anterior tiene el sentido matemático de una convolución entre las funciones J y σ , y de ello se derivan importantes propiedades que permiten el desarrollo de la teoría de la viscoelasticidad.

El comportamiento del material viene gobernado, pues, por la función de fluencia $J(t)$. El comportamiento viscoso de un material puede depender tanto de las tensiones aplicadas como de la modificación de sus propiedades resistentes a lo largo del tiempo. Un ejemplo clásico es el hormigón. Los hormigones jóvenes en fase de endurecimiento presentan una resistencia creciente con el tiempo. Los hormigones de cierta edad sufren procesos de envejecimiento y sus propiedades resistentes merman, lo que se traduce en deformaciones diferidas. Además, las propiedades resistentes pueden variar con los niveles de tensión aplicados, como se ha visto con los modelos plásticos, lo que conduce a la formulación de modelos visco-plásticos.

Se formula a continuación un modelo en el que se supone que las propiedades resistentes del material no varían con los niveles de tensiones (comportamiento elástico, que sería válido para materiales como el hormigón sometidos a niveles de tensiones del orden del 40% de su resistencia) y sólo dependen del proceso de envejecimiento. En él, los incrementos de deformación totales se obtienen como suma de una componente elástica y una componente viscosa.

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e + \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^v \quad (4.87)$$

La componente elástica se obtiene despejando de la ecuación (4.11)

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e = \mathbf{D}^{-1} \dot{\boldsymbol{\sigma}} \quad (4.88)$$

La componente viscosa se formula a partir de la denominada “función de fluencia” (creep function), Φ , que recoge la historia de las deformaciones experimentadas por el material. La función de fluencia expresa la relación entre la deformación viscosa y la deformación elástica correspondiente para carga permanente. En el caso general, la función de fluencia dependerá del instante considerado, t , y del instante en el que se inicia la aplicación de una carga permanente, t_0 :

$$\Phi(t, t_0) = \frac{\boldsymbol{\varepsilon}^v(t, t_0)}{\boldsymbol{\varepsilon}^e(t_0)} \quad (4.89)$$

Despejando la deformación viscosa de (4.89), sustituyendo la deformación elástica mediante (4.88) y derivando, se obtiene la expresión (4.90).

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^v = \frac{\partial(\Phi \mathbf{D}^{-1} \boldsymbol{\sigma})}{\partial t} = \dot{\Phi} \mathbf{D}^{-1} \boldsymbol{\sigma} + \Phi \dot{\mathbf{D}}^{-1} \boldsymbol{\sigma} + \Phi \mathbf{D}^{-1} \dot{\boldsymbol{\sigma}} = \boldsymbol{\varepsilon}^{v1} + \boldsymbol{\varepsilon}^{v2} + \boldsymbol{\varepsilon}^{v3} \quad (4.90)$$

El primer sumando a la derecha de la ecuación (4.90) representa los incrementos de deformación por fluencia primaria. Si no hay variación ni en la rigidez del material ni en el estado tensional es el único término no nulo. Su integración en el tiempo genera la función de fluencia.

El segundo sumando es el incremento de deformación por fluencia correspondiente a la pérdida de rigidez del material con el tiempo. Esta deformación por deterioro es de carácter irreversible.

El tercer sumando es el incremento de la deformación por fluencia de carácter instantáneo, asociado a la variación de tensiones a lo largo del tiempo.

La historia de las deformaciones se obtiene integrando (4.90), donde Φ se obtiene, normalmente, a partir de experimentos de laboratorio.

Entre los modelos reológicos utilizados en presas hay que destacar los modelos de tipo propoplástico, basados en la mecánica de los medios porosos, para analizar materiales saturados. Estos modelos utilizan dos regiones continuas superpuestas, una que corresponde al sólido poroso, y otra que corresponde al fluido, de forma que se simula el acoplamiento entre fenómenos hidromecánicos (véase Fauchet et al [43] y Detournay y Cheng [38]).

4.4.- Modelos térmicos

4.4.1.- Introducción

Los cambios de temperatura en el hormigón de una presa de gravedad producen unas ciertas variaciones de volumen. Estas variaciones de volumen, si están restringidas, se traducen en la aparición de tensiones.

Las presas de gravedad normalmente están constituidas por bloques independientes separados por juntas verticales. Si estas juntas no están inyectadas, los movimientos de bloques contiguos son independientes. La única coacción a la libre deformación térmica es entonces la producida en el cimientado.

Si las juntas están inyectadas, las deformaciones en cada bloque han de ser compatibles, además de con el cimiento, con los bloques adyacentes, lo que confiere a la estructura un cierto comportamiento monolítico.

Los cambios de temperatura en el hormigón que constituye el cuerpo de presa se deben, por un lado, al fenómeno de fraguado, y, por otro, a los cambios de las condiciones ambientales externas. El fraguado del cemento es una reacción exotérmica. El calor generado se disipa principalmente por las superficies en contacto con el ambiente exterior, pero una parte considerable del calor generado en el interior queda atrapado, lo que provoca un incremento de temperatura de la masa. Posteriormente se produce un enfriamiento, que normalmente es lento (meses), hasta que la temperatura del hormigón pasa a estar controlada por las condiciones ambientales. Estas condiciones ambientales vienen determinadas principalmente por la temperatura y humedad del aire, condiciones de insolación, radiación y convección con el aire, y la temperatura del agua en el embalse.

La respuesta térmica del hormigón frente a las condiciones de temperatura externas se caracteriza por su lenta propagación hacia el interior de la masa de hormigón (inercia térmica importante, con tiempos de uno o dos meses). Es, pues, el tiempo más que el valor de la temperatura en sí, el parámetro que controla el proceso. Cambios térmicos extremos de corta duración apenas inciden sobre el cuerpo de presa. Sí lo harán sobre la zona más externa, pudiendo dañarla.

El análisis térmico de las presas de gravedad se ha de realizar teniendo en cuenta el carácter transitorio y evolutivo del fenómeno, y en la actualidad sólo es posible llevarlo a cabo de forma rigurosa mediante métodos numéricos. Se exponen a continuación los fundamentos del estudio de la transmisión del calor. En primer lugar se tratan las propiedades de los materiales. A continuación se comentan los principales fenómenos de transmisión de calor y su correspondiente formulación.

4.4.2.- Propiedades de los materiales

4.4.2.1.- Conductividad

La conductividad térmica, K , expresa el flujo de calor que tiene lugar entre zonas de un cuerpo que se encuentran a distintas temperaturas. Es el parámetro más importante en el análisis térmico de presas. Los valores para el hormigón de presas oscilan entre 2.00 y 3.50 $W/m^{\circ}C$ siendo un valor habitual 2.50 $W/m^{\circ}C$. Es un valor que apenas varía con la temperatura.

4.4.2.2.- Densidad

Los valores habituales de densidad del hormigón de presas, ρ , se encuentran entre 2300 y 2400 kg/m^3 . En la práctica es un parámetro que se puede considerar constante e independiente de la temperatura.

4.4.2.3.- Calor específico

Se define como la cantidad de calor necesaria para elevar en una unidad la temperatura de una unidad de masa de un material. Los valores habituales para el hormigón de presas se encuentran entre 0.20 y 0.25 $cal/g^{\circ}C$ (entre 840 y 1050 $J/kg^{\circ}C$). Es una propiedad que varía de forma significativa con la temperatura del cuerpo.

4.4.2.4.- Difusividad

La difusividad, χ , mide la rapidez con la que el calor se propaga (m^2/s). Es una propiedad derivada de las tres anteriores.

$$\chi = \frac{K}{\rho C} \quad (4.91)$$

4.4.3.- Transmisión de calor

La transmisión de calor entre zonas de un cuerpo que se encuentran a distintas temperaturas se produce a través de la masa del cuerpo por el fenómeno denominado conducción, de acuerdo con la Ley de Fourier, según la cual, la cantidad de calor por unidad de área, q_i , que atraviesa una superficie en la dirección i , es proporcional a la diferencia de temperaturas y a la conductividad K_{ij} del material (4.92).

$$q_i = -K_{ij} \frac{\partial T}{\partial x_j} \quad (4.92)$$

El cambio en la cantidad de calor almacenado en un cuerpo, $\partial q / \partial t$, se puede expresar en términos del calor específico, C , mediante (4.93).

$$\frac{\partial q}{\partial t} = \rho C \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4.93)$$

La ecuación de equilibrio energético indica que la suma de la cantidad de calor que entra o sale del cuerpo, $-\partial q_i / \partial x_j$, más la variación debida a una generación de calor interna, q_v , es igual al cambio en la cantidad de calor almacenado en el cuerpo.

$$-K_{ij} \frac{\partial T}{\partial x_j} + q_v = \rho C \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4.94)$$

Esta es la ecuación del calor, generalizando la Ley de Fourier. La dependencia de las propiedades básicas del material con respecto a la temperatura, especialmente la del calor específico, C , introduce una no linealidad en la formulación. Para resolver el problema es preciso fijar, en el caso general, las correspondientes condiciones de contorno e iniciales.

Las condiciones de contorno pueden ser de temperatura conocida en el contorno (tipo Dirichlet) o de gradiente térmico conocido en el contorno (tipo Neumann). Existe un tercer tipo de condición, cuando lo que se conoce en el contorno es una relación lineal entre la temperatura y su derivada (condición tipo Robin).

Cuando se estudia la evolución de los procesos térmicos en una presa a lo largo del proceso constructivo, la región analizada evoluciona en el tiempo, por lo que el estudio se realiza discretizando esta evolución y analizando estados sucesivos, modificando en cada paso la geometría, las condiciones de contorno y las condiciones iniciales.

4.4.4.- Fenómenos térmicos en presas

Los principales fenómenos térmicos que tienen lugar en una presa de hormigón de gravedad son de tipo interno (generación del calor de fraguado y conducción a través del cuerpo de presa) y de tipo externo (convección, radiación, insolación y evaporación).

4.4.4.1.- Fenómenos internos

El principal es el fraguado del hormigón. Es este un proceso química y físicamente complejo, que se caracteriza por ser fuertemente exotérmico. La medición del calor de fraguado se realiza mediante probetas de hormigón introducidas en calorímetros adiabáticos, o bien por calorimetría semiadiabática. Otro sistema son las losas de ensayo y, técnicas ultrasónicas. El fenómeno de la conducción del calor en el interior del cuerpo de presa está gobernado por la ecuación de transmisión del calor.

En general, esta ecuación debe ser resuelta por técnicas numéricas (elementos finitos o diferencias finitas), y como resultado se obtiene el campo de temperaturas en el cuerpo analizado en cada instante.

4.4.4.2.- Fenómenos externos

Los fenómenos que tienen lugar en el contorno condicionan la solución al problema, puesto que regulan el intercambio térmico del cuerpo de presa con el exterior. Los principales son los siguientes:

Convección:

Es el fenómeno por el cual se produce una transmisión de calor entre un sólido y un fluido que se mueve con respecto al mismo. Si el movimiento relativo entre el fluido y el sólido tiene su origen en el propio intercambio térmico se habla de convección natural. Si el movimiento relativo entre el fluido y el sólido está originado por causas ajenas al intercambio térmico, se produce la convección forzada.

En el caso de las presas este fenómeno se produce entre el cuerpo de presa y los fluidos con los que está en contacto: aire y agua. De forma simplificada, el intercambio de calor por convección se modela mediante un coeficiente de convección, h_c , que expresa la cantidad de calor transmitida por unidad de tiempo, por grado de diferencia de temperatura y por unidad de superficie de contacto.

De este modo, la cantidad de calor transmitida por convección en el paramento de una presa, $Q_{SUPERFICIE}$, se expresaría en función de la temperatura del aire, T_{AIRE} , y de la temperatura del paramento, $T_{SUPERFICIE}$, mediante (4.95).

$$Q_{SUPERFICIE} = h_c (T_{AIRE} - T_{SUPERFICIE}) \quad (4.95)$$

El valor de los coeficientes de convección natural, h_{CN} , y forzada, h_{CF} , se puede obtener mediante las fórmulas (4.96) propuestas por Da Silveira (1961):

$$h_{CN} = C_D - \left(\frac{C\rho^2\beta g}{K\mu} L^3\Delta T \right)^d$$

$$h_{CF} = 0.055 \frac{K}{L} \left(\frac{LV\rho}{\mu} \right)^{3/4}$$
(4.96)

En ellas, C_D es un coeficiente que depende de la forma y orientación de la superficie, C es el calor específico del fluido, ρ es la densidad del fluido, β es el coeficiente de dilatación térmica, g es la aceleración de la gravedad, K es la conductividad térmica del fluido, μ es la viscosidad absoluta del fluido, L es una longitud que define las dimensiones del cuerpo, ΔT es la diferencia de temperatura, d es un exponente que depende de la magnitud del paréntesis ($d < 0.25$ si el número es inferior a 10^3 ; $d = 0.25$ si el número está comprendido entre 10^3 y 10^9 y $d = 0.33$ si el número es superior a 10^9), y V es la velocidad del fluido.

Para el caso de presas de hormigón en contacto con el aire los valores del coeficiente de convección natural oscilan entre 1 y 3 W/m²C y los del coeficiente de convección forzada pueden variar desde 2 W/m²C para velocidades del viento muy reducidas (inferiores a 1 km/h) hasta 25 W/m²C para velocidades de 20 km/h.

Radiación:

La radiación térmica es un proceso de naturaleza electromagnética por el cual los cuerpos intercambian una cierta cantidad de calor. Todo cuerpo en función de su temperatura emite una cierta cantidad de calor, que se transmite a los que le rodean, los cuales en parte la reflejan y en parte la absorben.

El flujo de calor, q , entre una superficie de hormigón de área A_1 , que se encuentra a la temperatura absoluta T_1 y otra superficie que se encuentra a la temperatura absoluta T_2 , con respecto a la cual el factor de forma de la superficie 1 es F_{12} , se expresa de acuerdo con la Ley de Stefan-Boltzmann (4.97).

$$q = A_1 F_{12} \varepsilon \sigma (T_1^4 - T_2^4)$$
(4.97)

donde ε es la emisividad del hormigón (0.94) y σ es la constante de Stefan-Boltzmann de valor 5.6687×10^{-8} W/m²K⁴.

Insolación:

Un caso particular de radiación lo constituye la correspondiente a la producida por el Sol. Este fenómeno es muy importante en el caso de presas. Para cada punto de la superficie terrestre se puede establecer un valor medio de la radiación solar, en función de la latitud del lugar, la hora del día y la época del año. factores como la topografía y la nubosidad condicionan de forma considerable el valor a nivel local.

En España los valores medios de la insolación oscilan entre 380 W/m² de valor punta en verano (julio y agosto) en la zona sur, y 60 W/m² de valor mínimo en invierno (diciembre y enero) para la zona norte.

Evaporación:

La evaporación de agua es un fenómeno que absorbe calor. Si se produce sobre la superficie del hormigón es un método eficaz para controlar la temperatura de éste. El flujo de calor absorbido por evaporación es proporcional al calor latente de evaporación del agua ($L=2450 \text{ J/g}$ a 20°C) y a la tasa de evaporación, W , (g/sm^2). La dificultad para su aplicación es conocer esta tasa de evaporación de agua sobre una superficie. Para ello se puede utilizar la formulación de Hinks y Copley (4.98).

$$W = \frac{h_C}{c_A \rho_A R T} e_s (1 - hr) \quad (4.98)$$

En ella, h_C es el coeficiente de convección, c_A es el calor específico del aire a presión constante, ρ_A es la densidad del aire, R es la constante de los gases perfectos ($8.3169 \text{ JK}^{-1} \text{ mol}^{-1}$), T es la temperatura absoluta, e_s corresponde a la presión de saturación del vapor y hr es la humedad relativa.

Linearización del planteamiento:

Si se quiere contemplar todos los fenómenos descritos en la formulación de los modelos aparecen no linealidades que complican la resolución del problema. Para evitar este inconveniente y poder trabajar con ecuaciones lineales se utilizan técnicas de coeficientes ficticios, que permiten agrupar en una misma expresión lineal el efecto de varios fenómenos (por ejemplo, agrupando convección y radiación en un coeficiente de convección equivalente).

4.4.5.- Tipos de modelos

Para el análisis de los problemas térmicos durante la ejecución y la explotación de presas se plantean distintos tipos de modelos (véase Salet y Lancha [114]).

Para el estudio de las fases de ejecución son oportunos los modelos de tipo evolutivo. Estos consisten en una sucesión de modelos, cada uno de los cuales recoge un estado geométrico distinto y reproduce un lapso de tiempo determinado. La continuidad temporal se verifica adoptando, para cada modelo, las oportunas condiciones de contorno e iniciales.

Para la fase de explotación la geometría permanece constante por lo que los modelos a emplear son ya, desde el punto de vista geométrico, únicos. Una segunda consideración está relacionada con el planteamiento espacial de la ecuación del calor, en una, dos o tres dimensiones.

Los modelos de una dimensión captan el flujo térmico en el interior de una presa de gravedad reproduciendo el comportamiento de una columna de sección constante en toda la altura de la presa. Su mayor utilidad es la realización de estudios previos y estimación de temperaturas remanentes en la presa una vez finalizada su construcción.

Los modelos bidimensionales permiten el estudio detallado de prácticamente todos los fenómenos térmicos que se producen en la construcción y explotación de una presa de gravedad, ya sea de hormigón vibrado o de hormigón compactado con rodillo, y permiten la obtención de tensiones para su acoplamiento con problemas mecánicos.

El incremento de deformación $\Delta\varepsilon_{ij}$ producido por un incremento de temperatura ΔT se obtiene utilizando el coeficiente de dilatación térmico del material, α_t , mediante la expresión (4.99).

$$\Delta\varepsilon_{ij} = \alpha_t \Delta T \delta_{ij} \quad (4.99)$$

donde δ_{ij} : es el tensor de permutación de Kronecker.

Las tensiones de origen térmico se obtienen a partir de las deformaciones mediante (4.100), donde K es el módulo de deformación volumétrica del material.

$$\Delta\sigma_{ij} = -3K\alpha_t\Delta T\delta_{ij} \quad (4.100)$$

Finalmente, los modelos tridimensionales permiten la reproducción de todos los fenómenos térmicos que tienen lugar en la construcción de una presa de gravedad. Son adecuados en los casos en los que no es suficiente un análisis bidimensional (cerradas en forma de V, planta de la presa curva) o donde es preciso realizar un estudio de patologías de origen térmico.

Capítulo 5

Modelos para las discontinuidades y mecánica de fractura

En el presente capítulo se exponen los principales modelos existentes para caracterizar el comportamiento de las discontinuidades en el ámbito del análisis de presas de gravedad. Estas discontinuidades son, además de la propia interfaz presa-cimiento (a la que se asocian modos de fallo fundamentales, como el deslizamiento entre presa y terreno), aquellas existentes en el seno de la presa y del macizo de cimentación. Las discontinuidades en la presa se corresponden con las juntas (juntas verticales entre bloques, juntas horizontales entre tongadas, juntas longitudinales entre zonas del cuerpo de presa, etc.). Las discontinuidades presentes en el macizo de cimentación son fundamentales puesto que su influencia sobre el comportamiento global del mismo predomina sobre otros parámetros, como las propiedades tenso-deformacionales de la roca matriz. Por ello, la determinación de la resistencia a cortante de las superficies entre bloques es una cuestión fundamental en el análisis.

5.1.- Modelos para discontinuidades definidas entre sólidos rígidos

5.1.1.- Resistencia al corte en superficies planas. Modelo Mohr-Coulomb

Entre dos cuerpos rígidos en contacto separados por medio de una capa cementada plana, la resistencia al deslizamiento, τ , (o resistencia a corte en la superficie plana de deslizamiento) es la suma de la resistencia intrínseca de la capa intermedia más la resistencia por fricción entre las dos superficies. Si se incrementa la tensión normal, σ_n , aplicada perpendicularmente al plano de contacto, la resistencia a corte aumenta.

Si la tensión normal aplicada es cero, el valor de la resistencia al corte se denomina “cohesión”, c , por analogía con la cohesión “verdadera” que tiene lugar entre las partículas de un medio continuo. En el ámbito de las discontinuidades, la cohesión no es más que el valor de la resistencia al corte cuando $\sigma_n = 0$ (véase Hoek [61]).

Aplicada una cierta tensión normal, constante y uniforme, si intentamos desplazar uno de los cuerpos respecto del otro, conforme se incrementa el desplazamiento aumenta la resistencia movilizada, hasta alcanzar un valor de pico, τ_p . Si prosigue el desplazamiento, la resistencia movilizada desciende desde el valor de pico hasta un valor residual, τ_r . Si repetimos este proceso para distintos valores de la tensión normal aplicada, podemos representar las tensiones de pico obtenidas para cada caso.

El resultado es que la resistencia de pico al corte es proporcional a la tensión aplicada, de acuerdo con:

$$\tau_p = c + \sigma_n \tan \phi \quad (5.1)$$

donde ϕ es ángulo de fricción. Si se representan las resistencias residuales obtenidas frente a las tensiones normales, se obtiene igualmente una ley lineal que pasa por el origen, con una pendiente inferior:

$$\tau_r = \sigma_n \tan \phi_r \quad (5.2)$$

donde $\phi_r < \phi$ es el ángulo de fricción residual.

En la práctica se maneja también el concepto de ángulo de fricción básico, ϕ_b , siendo $\phi_b \approx \phi_r$. En la Figura 5.1 se recogen las leyes mencionadas.

Este modelo ha sido el empleado más asiduamente en la práctica presística mundial, formulando el problema de la seguridad al deslizamiento en términos del coeficiente de seguridad global, FS, como la relación entre la tensión tangencial resistente, R, y la tensión tangencial actuante, T, ambas integradas a lo largo de la superficie analizada, A (5.3).

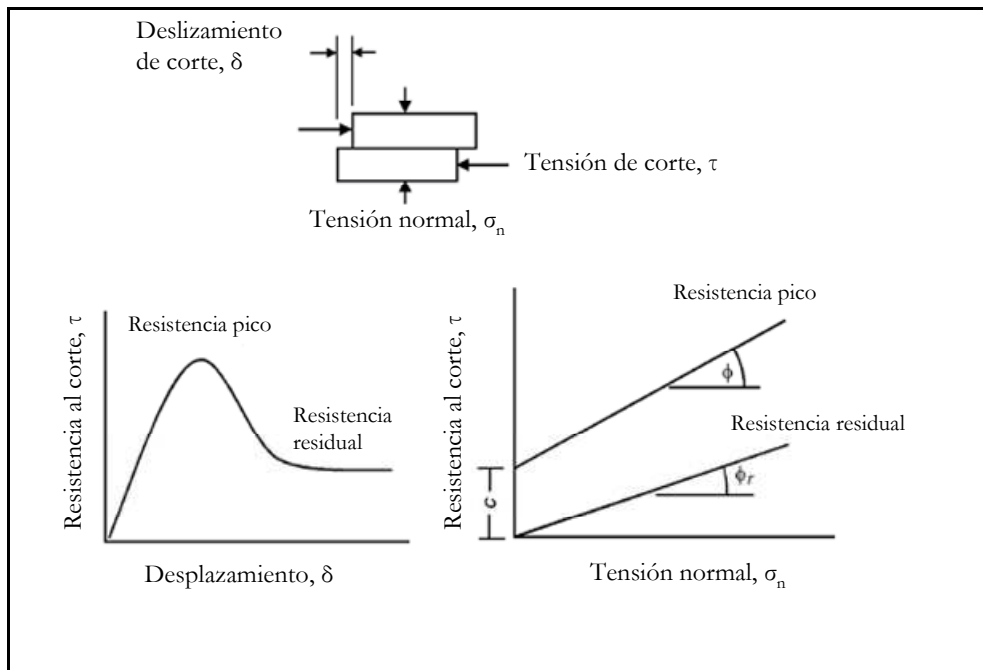


Figura 5.1: Resistencia a corte en discontinuidades planas (Fuente: Hoek [61]).

El análisis en hipótesis de sólido rígido conduce a distribuciones de tensiones normales lineales en el plano de contacto, pudiendo aparecer zonas con tensiones de tracción. Se realiza entonces una hipótesis sobre la resistencia a la tracción que se puede movilizar entre los cuerpos en contacto.

$$FS = \frac{R}{T} = \frac{(N-U)\operatorname{tg}\phi + A \cdot c}{T} \quad (5.3)$$

donde:

N: fuerzas normales al plano de contacto

U: subpresión en el plano de contacto

En el caso de admitir en el contacto una cierta resistencia a la tracción significativa, puede suceder que la distribución de tensiones resultante produzca tensiones de tracción que no superen la máxima admisible. Se tiene entonces una distribución de tensiones lineal con una zona comprimida y otra traccionada, pero sin despegue entre las superficies en contacto. En este caso, el análisis de estabilidad al deslizamiento se puede hacer sobre toda la superficie en contacto, A, o solamente sobre la zona sometida a tensiones de compresión.

Históricamente, en el ámbito de las presas de gravedad, se ha considerado que esta tensión de tracción es nula o muy baja. De este modo, el equilibrio de fuerzas actuantes puede conducir a distribuciones tensionales con existencia de zonas “despegadas” o de “tensión nula” en uno de los extremos, mientras que en el extremo opuesto las tensiones de compresión se incrementan para garantizar el equilibrio global. En este caso, el análisis al deslizamiento se realiza solamente sobre la parte de la superficie A sometida a tensiones de compresión.

Si se admite la existencia de zonas despegadas en el plano de contacto, hay que tener en cuenta la posibilidad de variación del valor de la subpresión debido a la penetración del agua a través de la fisura o grieta generada. Esta es la situación al analizar el plano de contacto entre presa y cimiento, y también el de las juntas entre tongadas en el cuerpo de presa en las zonas en contacto con paramentos sumergidos. Se produce entonces una variación en las condiciones de equilibrio al incrementarse una de las fuerzas actuantes, de modo que es preciso obtener el nuevo campo tensional que equilibra esta variación. Este proceso de búsqueda secuencial del equilibrio se puede acometer mediante un cálculo incremental iterativo que reproduce el fenómeno de propagación de la grieta (véase USACE [136]).

A partir de los parámetros de fricción, ϕ , y cohesión, c , de un modelo de Mohr-Coulomb es posible definir un ángulo de rozamiento equivalente, ϕ_{eq} (véase Soriano y Sánchez [122]). Este ángulo de rozamiento equivalente (5.4) ha sido formulado para simplificar el análisis paramétrico del problema de la estabilidad al deslizamiento de presas de gravedad, de forma que en un único parámetro quedan englobados los dos parámetros que gobiernan la resistencia al deslizamiento en el contacto.

$$\tan \phi_{eq} = \tan \phi + \frac{c}{\sigma_n} \quad (5.4)$$

Para obtener la fricción equivalente, en el análisis realizado por estos autores el valor de la cohesión se reduce previamente, de forma coherente con las recomendaciones españolas de presas, mediante un factor de 0,30.

5.1.2.- Resistencia a corte en superficies rugosas. Modelo de Barton

Una junta normalmente presenta una superficie con irregularidades geométricas que influyen notablemente sobre la resistencia a corte. Estas irregularidades producen un efecto de “apertura” o “separación” de una superficie sobre la otra, que se traduce en un incremento en el valor del ángulo de fricción con respecto al de referencia en una cierta magnitud, i , que depende del grado de rugosidad de la superficie (ángulo de rugosidad).

Barton y Choubey (1977) han formulado un modelo empírico no lineal para determinar la resistencia al corte en discontinuidades rugosas.

La formulación del modelo es la siguiente:

$$\tau = \sigma_n \tan(\varphi_b + i_R) \quad (5.5)$$

$$i_R = JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \quad (5.6)$$

Como se observa, el ángulo de rugosidad, i_R , es función de dos parámetros empíricos: **JRC** o coeficiente de rugosidad en la discontinuidad (Joint Roughness Coefficient) y **JCS** o resistencia a compresión de las paredes de la discontinuidad (Joint wall Compressive Strength). Además, es función de la tensión normal en la discontinuidad, σ_n .

El coeficiente **JRC** se obtiene comparando la forma de la superficie de la discontinuidad con perfiles tipificados, como se observa en la Figura 5.2.

El valor del coeficiente **JCS** (en MPa) se obtiene a partir de datos de resultados de resistencia obtenidos mediante el esclerómetro o martillo Schmidt sobre la superficie de la pared de la junta en estado natural (véase Deere y Miller [36]).

Los valores de JRC y JCS así obtenidos se refieren a muestras de 100 mm de longitud. Para obtener los valores correspondientes al caso real analizado, de longitud L_n , se realizan las siguientes correcciones (Barton y Bandis, 1982):

$$\begin{aligned} JRC_n &= JRC_o \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.02JRC_o} \\ JCS_n &= JCS_o \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.03JRC_o} \end{aligned} \quad (5.7)$$

La resistencia a corte se puede ver reducida drásticamente si en la discontinuidad existe material de relleno originado por alteración de la junta, roturas por cizalla o depositado por el agua.

Para evaluar la estabilidad al deslizamiento en una determinada discontinuidad es habitual emplear la formulación de Mohr-Coulomb, basada en la fricción, φ , y en la cohesión, c .

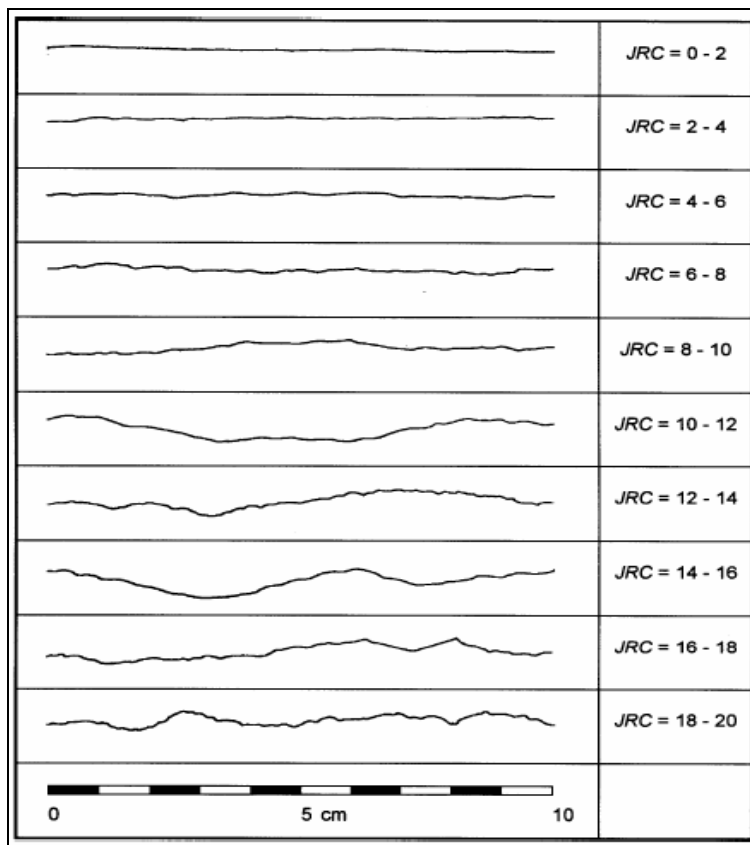


Figura 5.2: Perfiles tipo para estimar el valor JRC de Barton y Choubey (Fuente: Hoek [61]).

A partir del criterio no lineal de Barton y Choubey es posible deducir unos valores de la fricción, ϕ_i , y de la cohesión, c_i , instantáneos, correspondientes a un cierto nivel de tensión normal, σ_n . Como se aprecia en la Figura 5.3, ϕ_i es el ángulo de la recta tangente al criterio no lineal de resistencia en un punto correspondiente a una tensión normal determinada.

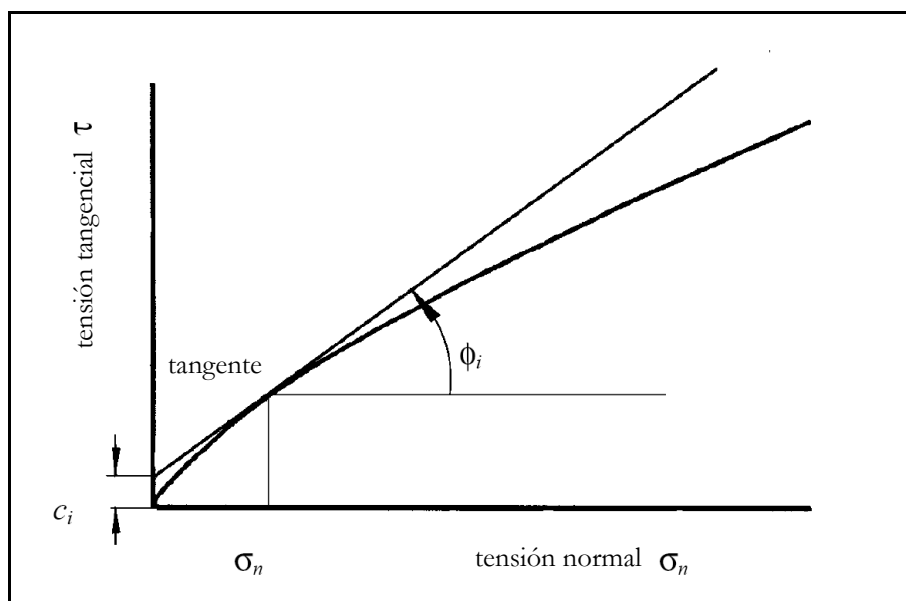


Figura 5.3: Definición de la cohesión y de la fricción instantánea (Fuente: Hoek [61]).

La cohesión instantánea es la ordenada en el origen de la mencionada recta. De este modo es posible aplicar la formulación de Mohr-Coulomb, con unos parámetros dependientes del nivel de tensiones aplicado sobre la discontinuidad.

Para la aplicación de este método es aconsejable utilizar un valor promedio de la tensión normal sobre la discontinuidad analizada. Sólo en casos donde el deslizamiento sea crítico puede ser necesario discretizar la discontinuidad en tramos en los que se evalúa individualmente la tensión normal aplicada.

Este modelo se puede generalizar aún más en el caso de analizar una superficie de contacto con ondulaciones a gran escala mediante el ángulo de inclinación de las mismas, i ($^\circ$), de modo que la expresión final obtenida es la recogida en (5.8).

$$\tau = \sigma_n \tan \left(\phi_b + JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + i \right) \quad (5.8)$$

El criterio de resistencia al corte queda definido pues por cuatro parámetros (ϕ_b , i , **JRC** y **JCS**). Un análisis exhaustivo sobre la incertidumbre asociada a la estimación estos parámetros y su repercusión sobre la dispersión de los valores obtenidos para el coeficiente de seguridad al deslizamiento puede verse en Kreuzer [76]. Las conclusiones más relevantes de este análisis indican que el parámetro **JCS** presenta una menor influencia que el resto sobre los valores de la resistencia, y que el factor debido a la ondulación a gran escala afecta de forma considerable a los resultados obtenidos, por lo que es preciso estimarlo de la forma más precisa posible.

Este modelo ha sido ampliamente utilizado en el análisis de discontinuidades en el macizo de cimentación, pero no así en el análisis del plano de contacto entre presa y cimientto.

5.2.- Modelos para discontinuidades definidas entre sólidos deformables

En el caso de modelar la presa y el cimientto como sólidos continuos deformables, es necesario definir un modelo para la junta entre ambos elementos. Lo mismo sucede si se a su vez se subdivide la presa y/o el cimientto en diferentes regiones continuas conectadas entre sí mediante planos de contacto, a los que hay que asignar un determinado modelo de comportamiento.

Cada una de las diferentes regiones sólidas se modela como un continuo que se trata de forma elástica o elasto-plástica. Las condiciones de comportamiento entre las superficies próximas de diferentes zonas se describen en función de que se trate de superficies con contacto o no. Si son de contacto se establecen modelos de comportamiento específicos para las mismas. Por ejemplo, un modelo Mohr-Coulomb, análogo al utilizado en hipótesis de sólido rígido (5.9).

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (5.9)$$

Los modelos de sólidos deformables se formulan matemáticamente para su resolución mediante herramientas numéricas basadas en los elementos finitos o las diferencias finitas.

De este modo, se puede obtener una descripción del campo tensional no lineal en las proximidades de la discontinuidad, y se puede evaluar (5.9) de forma local en cada una de las zonas en las que se subdivide el plano de contacto. Una ventaja de los modelos de sólidos deformables es que permiten evaluar los movimientos relativos que tienen lugar en el plano de contacto, y por lo tanto trabajar con parámetros de fricción y cohesión variables en función de este desplazamiento. En las figuras 5.4 y 5.5 se muestran las curvas de degradación de parámetros propuestas por Bu [20] para el ángulo de fricción y para la cohesión en el contacto presa-cimiento.

Los criterios de apertura de la grieta y propagación de la misma basados en el valor de las tensiones de tracción resistidas y actuantes expuestos para el caso de sólidos rígidos se pueden aplicar de igual modo al caso de sólidos deformables.

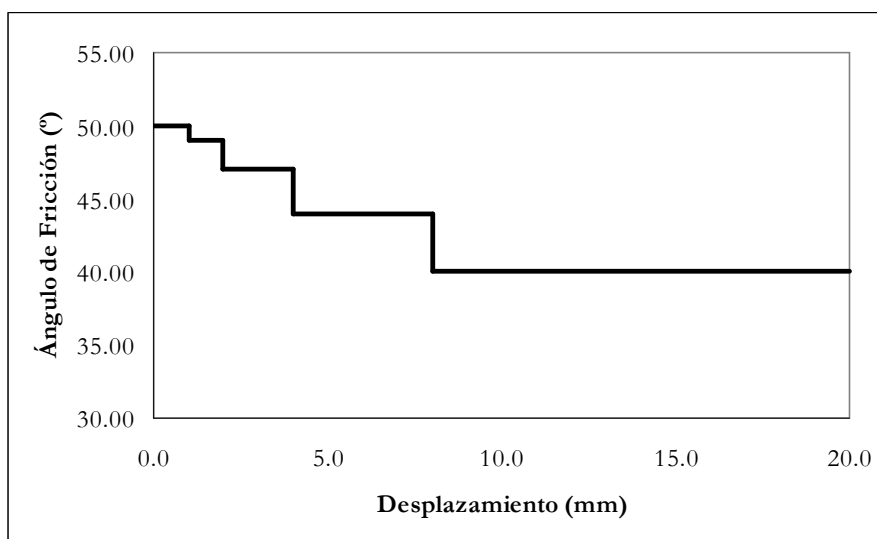


Figura 5.4: Degradación de la fricción en la interfaz presa-cimiento (Fuente: Bu [20]).

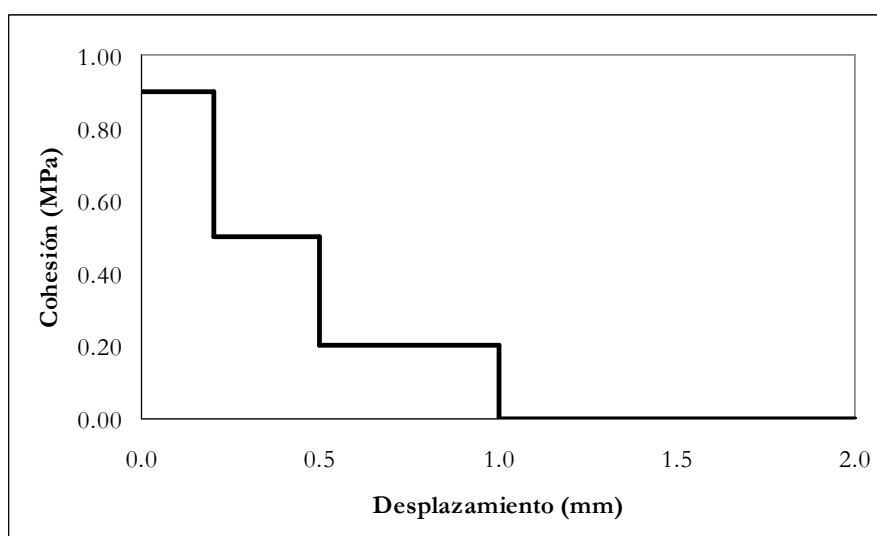


Figura 5.5: Degradación de la cohesión en la interfaz presa-cimiento (Fuente: Bu [20]).

Una desventaja del empleo de modelos de sólido deformable en el contexto de los elementos finitos y diferencias finitas se deriva de los fenómenos de dependencia de los niveles de tensiones locales evaluados respecto del tamaño de malla elegido para discretizar la región analizada, que puede dar lugar a tensiones espurias que enmascaren el verdadero estado tensional en zonas de frontera (véase CNEGP [34]). Esta cuestión es de especial relevancia en el caso de las discontinuidades en las que la apertura depende de que la tensión de tracción evaluada sea superior a la resistida.

5.3.- Modelos de mecánica de fractura

5.3.1.- Clasificación

De la existencia de discontinuidades predefinidas y de la aparición de fisuras en el hormigón se derivan unos fenómenos asociados que los modelos clásicos del continuo no pueden reproducir. Para resolver este problema se plantean los modelos de fisuración, que se pueden clasificar en función de su alcance como (Marco [87]):

- Modelos de comportamiento con fisuras predefinidas.
- Modelos que reproducen la génesis de las fisuras.
- Modelos que reproducen la génesis y la progresión de las fisuras.

Las principales familias de modelos empleados en relación con la problemática de la fisuración del hormigón en masa son, por orden de complejidad creciente:

- Modelos de fractura elástica y lineal (LEFM).
- Modelos de fractura no lineales (NLFM).
- Modelos de daño (Damage Models)
- Modelos obtenidos por combinación de los anteriores.

5.3.2.- Modelos de fractura elástica y lineal (Linear Elastic Fracture Models ó LEFM)

Estos modelos permiten establecer las condiciones en que una fisura se propaga, añadiendo a las ecuaciones formuladas para los medios continuos un “Criterio de Fractura”. Estos modelos se desarrollaron para su aplicación a materiales en los que el tramo plástico de la curva tensión-deformación es reducido en comparación con el elástico (materiales frágiles).

Aunque el hormigón no cumple esta condición, el método se puede aplicar teniendo en cuenta que en el conjunto de la presa la zona plastificada alrededor de la fisura es pequeña en comparación con la zona que sigue trabajando en régimen elástico, que es la mayor parte de la presa.

El concepto principal que se introduce es que en el frente de una fisura se produce una concentración local de tensiones, definida por el “factor de concentración de tensiones”, K . Este factor se determina para cada uno de los modos I, II y III, de propagación de una fisura (K_I , K_{II} , K_{III}).

En el Modo I los labios de la fisura se desplazan siguiendo la dirección de las tensiones principales (eje y de la Figura 5.6). En los Modos II y III lo hacen en un plano perpendicular a las tensiones principales (cizalla). En el Modo II se desplazan en la dirección de la propagación de la fisura (cizalla longitudinal, eje x) y en el Modo III se desplazan en una dirección perpendicular a la de propagación de la fisura (cizalla transversal, eje z).

El campo de tensiones y desplazamientos en el frente de una fisura se determina mediante las fórmulas de Irwin. El criterio de fractura de Griffith-Orowan-Irwin indica que para que una fisura se propague, el valor del factor de concentración de tensiones, K (en el caso general K es una combinación de K_I , K_{II} , K_{III}) debe alcanzar un cierto valor, K_C , que es una constante del material que expresa su tenacidad. En general, el proceso consiste en obtener los desplazamientos en las proximidades del frente de la fisura. A partir de éstos se determinan los factores de concentración de tensiones. En los materiales como el hormigón, en la zona más próxima por delante del extremo de una fisura se produce una plastificación. En esta zona ya no son válidas las fórmulas de Irwin (sí lo son en las zonas contiguas que no han plastificado).

Para evitar este problema, y poder calcular K, se realiza la denominada “Corrección plástica de Irwin”, que consiste en incrementar la semilongitud de la fisura en la mitad de la zona plastificada.

En el caso 2D, la dirección de propagación se define como el ángulo θ que forma el eje de la fisura con la nueva dirección en la que crece. Se han desarrollado criterios que no sólo determinan la estabilidad de la fisura sino también su dirección. Entre ellos se pueden citar el “Criterio de tensión circunferencial máxima”, el “Criterio de la energía de deformación” o el “Criterio de la tasa de liberación de energía”.

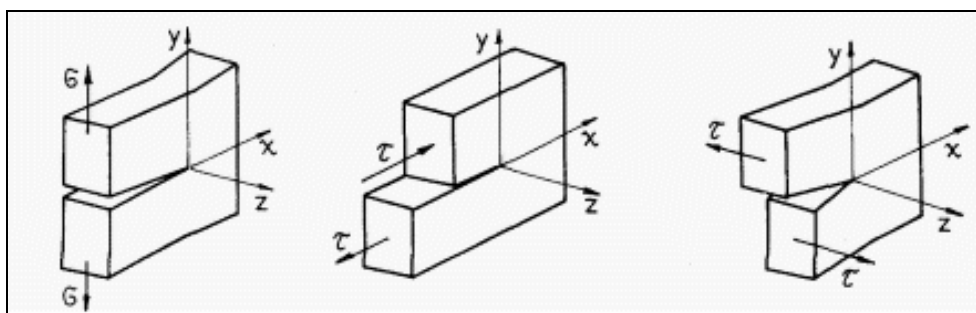


Figura 5.6: Modos I, II y III de propagación de una fisura (Fuente: Adaptado de Marco [87]).

Según el “Criterio de tensión circunferencial máxima” la inestabilidad se produce cuando el valor K_{IC} dado por (5.10) alcanza un valor crítico característico del material.

$$K_{IC} = \left(K_I \cos^2\left(\frac{\theta}{2}\right) - \frac{3}{2} K_{II} \sin(\theta) \right) \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \quad (5.10)$$

La propagación de la fisura se produce entonces en la dirección θ que resuelve la ecuación:

$$K_I \sin(\theta) + K_{II} (3 \cos(\theta) - 1) = 0 \quad (5.11)$$

El siguiente paso en el análisis es determinar cómo evoluciona el criterio de fisuración al producirse la propagación de ésta. Si el factor de concentración de tensiones se va incrementando proporcionalmente con la longitud de la fisura, a partir de una cierta longitud, una vez iniciado el proceso (es decir, una vez K ha superado el valor crítico) la propagación continúa hasta rotura si no hay cambios en las acciones externas que la han producido. Otro tipo de criterio establece una relación en la cual al incrementarse la longitud de la fisura, K va creciendo hasta alcanzar un valor máximo a partir del cual, sucesivos incrementos de longitud suponen valores de K cada vez menores.

De acuerdo con las experiencias de diversos investigadores, el valor crítico K_C para el hormigón de presas tiene un valor medio de 1.5×10^6 (1,500,000) $\text{N/m}^{3/2}$. Normalmente el valor oscila entre 1.0×10^6 y 2.0×10^6 $\text{N/m}^{3/2}$.

5.3.3.- Modelos de fractura no lineales (Non Linear Fracture Models o NLFM).

Al estudiar en detalle el hormigón se ha comprobado que los modelos anteriormente expuestos no logran reproducir satisfactoriamente el comportamiento observado del mismo. Ni los modelos que asumen un comportamiento predominantemente plástico (los que asimilan el criterio de fisuración con un criterio de plasticidad), ni los modelos que suponen un comportamiento esencialmente frágil del hormigón (modelos de fractura elástica y lineal) explican por sí solos de forma adecuada la respuesta observada.

Al someter a un hormigón a tensiones de tracción (con valores de la tensión inferiores a la resistencia del material), se produce en primer lugar la formación de “microfisuras”. Cuando en algún punto del material el valor de estas tensiones alcanza el valor de la resistencia a tracción, se ha observado que la deformación debida a las “microfisuras” se localiza en una banda. Esta banda es la región de fractura que precede a la formación de una fisura macroscópica. Una característica de este modo de comportamiento es que en la fase de formación de “microfisuras” se producen deformaciones no recuperables que el modelo elástico no reproduce. Por otro lado, la región en la que se produce la “microfisuración” es demasiado extensa en comparación con el tamaño de las propias “microfisuras” y el campo tensional en ella no parece describirse correctamente mediante el concepto del factor de intensidad de tensiones anteriormente definido.

Debido a lo anterior, se han desarrollado nuevos Modelos No Lineales de Fractura (NLFM). Dentro de estos modelos, un grupo de especial interés lo constituyen aquellos que se caracterizan por no incluir un criterio de fisuración global, por no considerar singularidades en el campo tensional, y por incorporar dos conceptos nuevos: el “Reblandecimiento por deformación” (o “strain softening”) y el “Criterio de Localización”. Con estos conceptos, vinculados a las fuerzas de cohesión que actúan en los labios de la fisura, se intenta reproducir dos fenómenos observados experimentalmente: la pérdida progresiva de la resistencia, por un lado, y la localización de las deformaciones en una zona concreta, por otro.

El concepto de “strain softening” significa la pérdida de capacidad para resistir tensiones de tracción en el material cuando la deformación crece. El “criterio de localización” obliga a concentrar la deformación en una zona concreta.

Existen dos tipos generales de criterios de localización, en función de que la deformación se concentre en una zona de anchura infinitesimal (Modelos de Fisura Cohesiva Discreta) o en una zona de anchura finita (Modelos en Fisura Cohesiva Difusa, también llamados Modelos de Banda Cohesiva o “Smearred Crack Models”). En general, en los modelos de fractura cohesiva se definen tres zonas distintas, determinadas por el campo de tensiones, como se recoge en la Figura 5.7. La primera zona es la zona de fractura real, donde no se transmiten tracciones. En esta zona la apertura de fisura, w , es superior a un cierto valor crítico, w_c . En la segunda zona la apertura de fisura es inferior al valor crítico. Es la denominada “Zona del Proceso de Fractura” o “Fisura Ficticia” (FPZ “Fracture Process Zone”). En ella se produce la “microfisuración” y el comportamiento inelástico (cohesivo) asociado a la misma. En la tercera zona no hay fisuración y se asume un comportamiento perfectamente elástico.

Así pues, la formulación de estos modelos precisa de la definición del comportamiento del material dentro y fuera de la zona de fractura, junto con un criterio de localización. El comportamiento del hormigón fuera de la zona fisurada en estos modelos se describe con la curva tensión-deformación y se suele considerar elástico y lineal en la zona de compresiones y elástico y lineal en la zona de tracciones hasta alcanzar la deformación (ϵ_c) correspondiente a la tensión admisible (f_t). A partir de este punto, aunque estamos en una zona del material que no se ha fisurado, las tensiones de tracción disminuyen linealmente con el incremento de deformación hasta anularse al alcanzar la deformación última de tracción (ϵ_u).

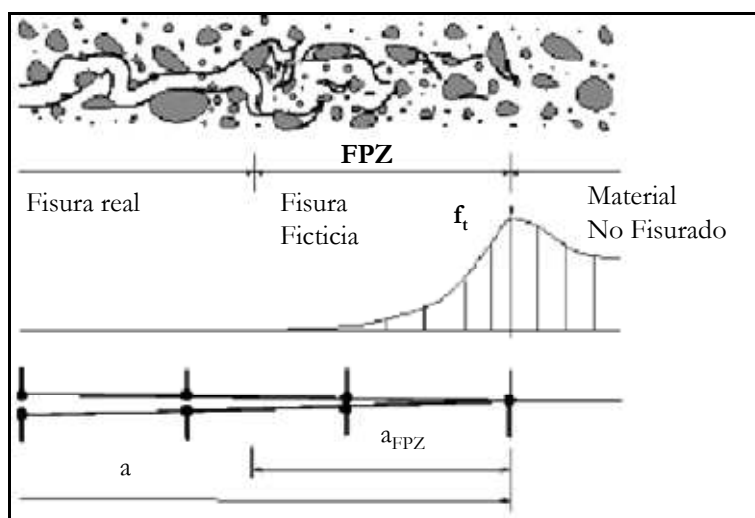


Figura 5.7: Modelo de Fractura Cohesiva en hormigón (Fuente: Adaptado de Uddin y Ohtsu, 2002, y recogido en Marco [87]).

Se define el Factor de Amplificación de la Deformación Elástica, γ , como:

$$\gamma = \frac{\epsilon_e}{\epsilon_u} \quad (5.12)$$

Normalmente, en el hormigón en masa el valor de γ es pequeño. En general, la ecuación que describe el comportamiento es la de la elasticidad (5.13).

$$\sigma = \mathbf{D} \epsilon \quad (5.13)$$

El comportamiento del hormigón en la Zona del Proceso de Fractura (FPZ) se plantea de forma distinta según que se trate de modelos de Fisura Cohesiva Discreta o de modelos de Banda Cohesiva. En los modelos de Fisura Cohesiva Discreta toda la deformación de la FPZ se concentra en la propia fisura. Es decir, la deformación total en la FPZ, ε , es igual a la deformación correspondiente a la fisura, ε^C :

$$\varepsilon = \varepsilon^C \quad (5.14)$$

El comportamiento en la fisura se puede describir a partir de la curva tensión-deformación o a partir de la curva tensión-apertura de fisura. En la FPZ se verifica que la tensión para apertura nula es igual a la tensión admisible. Para $0 < w < w_c$ la tensión disminuye de forma progresiva hasta anularse.

Existen diversos modelos propuestos para reproducir la forma de la curva tensión-apertura de fisura o “Curva de Reblandecimiento”. Entre ellos los más utilizados son el lineal, el bilineal y el exponencial. En estos modelos se emplea un nuevo parámetro del material denominado “energía de fractura”, G_F , que se define como la energía disipada en una unidad de superficie fija cuando una fisura la atraviesa hasta rotura total. En el caso 2D, si utilizamos unos ejes locales X' e Y' , de modo que el eje Y' local tenga la dirección de la fisura y el eje X' local la dirección perpendicular a la misma, podemos, en el caso del modelo lineal, por ejemplo, formular la expresión de la tensión normal a la fisura, σ'_{xx} , en función de la apertura de fisura, u (en la dirección del eje X') mediante (5.15), donde m es un escalar comprendido entre 1 y 4, y que normalmente vale 2.

$$\sigma'_{xx} = -\frac{1}{m} \left(\frac{f_t^2}{G_F} \right) u + f_t \quad (5.15)$$

En general, se podrá expresar la “Curva de Reblandecimiento” en términos de los desplazamientos (apertura de fisura, u) o en términos de las deformaciones en la zona fisurada, ε'_{xx} . También se puede emplear una “Curva de Reblandecimiento” de tipo no lineal, como por ejemplo la formulada por Hordijk y recogida en la Figura 5.8 (véase Hordijk [63]).

$$\sigma'_{xx} = \phi'(\varepsilon'_{xx}) \quad (5.16)$$

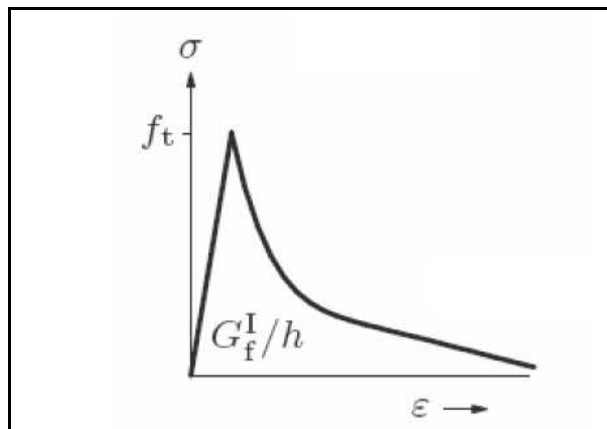


Figura 5.8: Modelo no lineal de reblandecimiento de Hordijk (Fuente: Hordijk [63]).

Para las tensiones tangenciales en la fisura se adopta una expresión similar a la de la elasticidad isótropa, introduciendo un multiplicador que reduce el nivel de tensiones tangenciales correspondiente a una determinada deformación angular con respecto al del caso elástico. Este multiplicador es el denominado “Factor de Relajación del Cortante”, β , que normalmente adopta valores comprendidos entre 0 y 0.8.

La expresión de las tensiones tangenciales queda:

$$\sigma'_{XY} = \beta G \varepsilon'^C_{XY} \quad (5.17)$$

siendo G el módulo de rigidez transversal dado por (5.18).

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (5.18)$$

Se asume, además, que las deformaciones en la dirección de la fisura son nulas:

$$\varepsilon'^C_{YY} = 0 \quad (5.19)$$

En los modelos de Banda Cohesiva la deformación total de la FPZ, ε' , se obtiene como suma de la deformación correspondiente a las “microfisuras”, ε'^C , más la deformación correspondiente al material “sano” comprendido entre las mismas, ε'^O :

$$\varepsilon' = \varepsilon'^C + \varepsilon'^O \quad (5.20)$$

Un único estado tensional en un punto de la FPZ determina las dos componentes de la deformación, (ε'^C y ε'^O), por lo que el valor de la tensión se puede expresar por separado en función de estas deformaciones.

Para la parte elástica correspondiente al material “sano” de la FPZ, estas relaciones se pueden representar de forma incremental y en ejes locales (5.21).

$$\begin{aligned} \dot{\sigma}' &= D \dot{\varepsilon}'^O \\ \dot{\sigma}'^T &= \begin{bmatrix} \dot{\sigma}'_{XX} & \dot{\sigma}'_{YY} & \dot{\sigma}'_{XY} \end{bmatrix} \\ \dot{\varepsilon}'^O{}^T &= \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}'^O_{XX} & \dot{\varepsilon}'^O_{YY} & \dot{\varepsilon}'^O_{XY} \end{bmatrix} \\ D &= \begin{bmatrix} \alpha_1 & \alpha_2 & 0 \\ \alpha_2 & \alpha_1 & 0 \\ 0 & 0 & 2G \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (5.21)$$

Para la parte inelástica correspondiente a las microfisuras, adoptando una “Curva de Ablandamiento” lineal, se obtienen las ecuaciones (5.22).

$$\begin{aligned}
 \dot{\sigma}' &= \Phi' \dot{\varepsilon}'^C \\
 \dot{\sigma}'^T &= \begin{bmatrix} \dot{\sigma}'_{XX} & \dot{\sigma}'_{XY} \end{bmatrix} \\
 \dot{\varepsilon}'^C{}^T &= \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}'^C_{XX} & \dot{\varepsilon}'^C_{XY} \end{bmatrix} \\
 \Phi' &= \begin{bmatrix} \phi' & 0 \\ 0 & \beta G \end{bmatrix}
 \end{aligned} \tag{5.22}$$

Además se cumple que:

$$\dot{\varepsilon}'^O = \dot{\varepsilon}' - \dot{\varepsilon}'^C \tag{5.23}$$

Por lo que si se iguala en ambos grupos de ecuaciones las expresiones correspondientes a la tensión normal a la fisura, $\dot{\sigma}'_{XX}$, y a la tensión tangencial, $\dot{\sigma}'_{XY}$, y se sustituyen las deformaciones elásticas, se pueden despejar las deformaciones en las microfisuras, dejándolas en función de las deformaciones totales, con lo cual se obtiene:

$$\begin{aligned}
 \dot{\varepsilon}'^C &= d \dot{\varepsilon}' \\
 \dot{\varepsilon}'^C{}^T &= \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}'^C_{XX} & 0 & \dot{\varepsilon}'^C_{YY} \end{bmatrix} \\
 \dot{\varepsilon}'^T &= \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}'_{XX} & \dot{\varepsilon}'_{YY} & \dot{\varepsilon}'_{XY} \end{bmatrix} \\
 d &= \begin{bmatrix} \frac{\alpha_1}{\phi' + \alpha_1} & \frac{\alpha_2}{\phi' + \alpha_1} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{2G}{\beta G + 2G} \end{bmatrix}
 \end{aligned} \tag{5.24}$$

De forma que sustituyendo en (5.21) se obtiene, en coordenadas locales:

$$\dot{\sigma}' = D \dot{\varepsilon}'^O = D \left[\dot{\varepsilon}' - \dot{\varepsilon}'^C \right] = D \left[\dot{\varepsilon}' - d \dot{\varepsilon}' \right] = D [I - d] \dot{\varepsilon}' \tag{5.25}$$

Esta ecuación se puede expresar en las coordenadas globales X e Y, utilizando la matriz de transformación, M (matriz que tiene la propiedad $M^{-1} = M^T$). Si α es el ángulo que forma la normal a la fisura con el eje global X, resulta:

$$\begin{aligned}
 \dot{\varepsilon} &= M \dot{\varepsilon}' \\
 \dot{\sigma} &= M \dot{\sigma}' \\
 M &= \begin{bmatrix} \cos^2 \alpha & -\text{sen} \alpha \cos \alpha \\ \text{sen}^2 \alpha & \text{sen} \alpha \cos \alpha \\ 2\text{sen} \alpha \cos \alpha & \cos^2 \alpha - \text{sen}^2 \alpha \end{bmatrix}
 \end{aligned} \tag{5.26}$$

Sustituyendo y operando se obtiene:

$$\begin{aligned}\dot{\sigma} &= D^* \dot{\varepsilon} \\ D^* &= D - DM[\Phi' + M^T DM]^{-1} M^T D\end{aligned}\quad (5.27)$$

Un aspecto fundamental que hay que considerar en este tipo de modelos es el relacionado con las aperturas y cierres de las fisuras asociados a procesos de carga y descarga, y de cómo se comporta el material en cada momento a lo largo de las curvas tensión-deformación. Para ello se definen en el modelo las ramas de carga y descarga correspondientes a puntos previamente fisurados.

5.3.4.- Modelos de daño (Damage Models)

Los modelos de daño consideran una degradación de las propiedades mecánicas de los materiales, tiempo-dependiente (proceso-dependiente). En ellos, la tensión, $\sigma(t)$, expresada en función del tiempo, t (puede ser tiempo en tanto que secuencia de sucesos y no como un parámetro absoluto), se obtiene como la suma de dos términos, uno elástico $\sigma_E(t)$ y otro inelástico, $\sigma_I(t)$. El término inelástico incorpora la degradación del material mediante un "Tensor de daño", \mathbf{d} , que acumula la historia tenso-deformacional del material. De manera general, se puede expresar:

$$\sigma(t) = \sigma_E(t) - \sigma_I(t) = D\varepsilon(t) - d(t)D\varepsilon(t) \quad (5.28)$$

De acuerdo con esto, la expresión general deducida para el Modelo en Banda Cohesiva visto en el punto anterior se corresponde formalmente con la de un modelo de daño en la que el Tensor de daño, $\mathbf{d}(t)$, tiene la siguiente expresión:

$$d(t) = M[\Phi' + M^T DM]^{-1} M^T D \quad (5.29)$$

En ella, la historia tenso-deformacional del material está recogida en el término Φ' de la curva de Reblandecimiento.

5.3.5.- Modelos obtenidos por combinación

Un concepto fundamental en fracturación es la influencia del tamaño del elemento estructural sobre su modo de comportamiento. Es lo que se conoce como Ley de Efecto del Tamaño (Size Effect Law, SEL). Esta ley indica que la resistencia a rotura por fracturación disminuye conforme crece el tamaño del elemento estructural.

En un análisis clásico, en el que se asume que a partir de un cierto nivel de tensiones el hormigón ya no transmite tracciones ('No Tension Models'), la resistencia a rotura se considera una propiedad del material, independiente del tamaño del elemento considerado. En realidad, esto es así sólo cuando el tamaño del elemento es reducido. De acuerdo con Bazant (1992), la resistencia de rotura, f_t , puede expresarse como el producto de dos términos:

$$f_t = \left[\frac{EG_F}{n(d_{TMA})} \right]^{1/2} \left[C_1 \left(1 + \frac{d}{d_0} \right) \right]^{-1/2} \quad (5.30)$$

El primer término recoge las propiedades del hormigón a través de su módulo de Young, E , de la energía de fractura, G_F , y del tamaño máximo del árido, d_{TMA} , que aparece multiplicado por un escalar, n , que normalmente vale 3. El segundo término agrupa las características geométricas del material: su forma, mediante un coeficiente de forma, C_1 , y una longitud característica, d_0 ; y su tamaño, mediante una dimensión característica del elemento estudiado, d , que puede ser su anchura, altura, longitud, etc.

En el caso de elementos de tamaño reducido, $d \ll d_0$ y $d/d_0 \approx 0$, por lo que el segundo término pasa a depender sólo de la forma (es decir, de C_1). En el caso de piezas de grandes dimensiones, $d \gg d_0$ y $(1+(d/d_0)) \approx (d/d_0)$, luego la influencia del tamaño en el segundo término ya no sólo no es despreciable, sino que además, cuanto mayor es esta dimensión, menor es la resistencia, puesto que es proporcional al término $d^{-1/2}$.

En el caso de presas de gravedad, donde la dimensión d es grande, debido a la Ley de Efecto del Tamaño, la tensión admisible a tracción del hormigón puede reducirse hasta en un 50% (véase Wieland [142]). Esta mayor “fragilidad” de las piezas con dimensiones de gran tamaño con respecto a las longitudes de las fisuras, expresada por la proporcionalidad con $d^{-1/2}$, es la que corresponde al planteamiento de la fractura elástica y lineal (LEFM).

Así pues, tenemos que en un extremo, para piezas pequeñas, la resistencia es una propiedad del material (comportamiento elásto-plástico generalizado en la mayor parte del material). En el otro extremo, para piezas grandes, la resistencia depende del tamaño, y el comportamiento se reproduce bien con la formulación de la LEFM (la zona plastificada en el frente de fisura es muy pequeña en comparación con la pieza analizada). Para los tamaños intermedios, la zona plastificada sí es relevante, y es donde cobran protagonismo los modelos no lineales de fractura cohesiva (NLFM).

En el caso de las presas de hormigón los modelos más adecuados son los de fractura elástica y lineal (LEFM) y los modelos no lineales de fractura cohesiva (NLFM).

El límite a partir del cual es más adecuado emplear unos u otros es objeto de investigación en la actualidad. Las diferentes características de las dos familias de modelos han conducido a la formulación de modelos combinados que tratan de explotar los puntos fuertes de cada uno de ellos.

El principal inconveniente de los modelos de fractura elástica y lineal es que precisan un remallado de la red de elementos finitos en cada paso conforme la fisura va progresando. Por contra, una ventaja de estos métodos es que los criterios de estabilidad y propagación de la fisura son más potentes.

Una ventaja de los modelos no lineales de fractura cohesiva es que no precisan el remallado de la red de elementos finitos en cada paso, sino que permiten la reproducción del fenómeno sobre la malla original.

Un tipo de modelos combinados muy utilizados son los basados en la formulación general de los modelos no lineales, y por lo tanto sin remallado, pero que introducen el cálculo del factor de intensidad de tensiones con una formulación basada en los modelos LEFM.

5.4.- Las discontinuidades en el análisis de presas de gravedad de hormigón vibrado

5.4.1.- Clasificación de las discontinuidades

En el ámbito de las presas de gravedad de hormigón vibrado, las discontinuidades pueden considerarse de dos tipos:

- Discontinuidades predefinidas o existentes antes de aplicar las cargas
- Discontinuidades generadas durante la aplicación de las cargas

Dentro de las discontinuidades predefinidas o existentes antes de aplicar las cargas se encuentran:

- Discontinuidades en el cimiento
- Discontinuidad en el plano de contacto presa-cimiento
- Discontinuidades en el cuerpo de presa (juntas verticales, juntas horizontales y juntas longitudinales verticales y/o inclinadas)

Los macizos rocosos que constituyen normalmente el cimiento de la presas de gravedad presentan diversas familias de planos de discontinuidad o debilidad, que cuya geometría y propiedades resistentes deben ser conocidas mediante los correspondientes estudios geotécnicos. Estas discontinuidades gobiernan el comportamiento global del macizo rocoso y por lo tanto tienen una influencia decisiva sobre el tipo de modelo que se utilice para la caracterización global del macizo y sobre los valores de los parámetros de dicho modelo, como se ha visto en el Capítulo 4 (modelos plásticos del continuo de Mohr-Coulomb y de Hoek-Brown). Además de la contribución a la definición del modelo global del macizo, en el caso de que existan discontinuidades singulares que conformen bloques o zonas con posibilidad cinemática de rotura, se suele realizar un análisis de equilibrio en hipótesis de discontinuidad entre sólidos rígidos mediante modelos de resistencia al deslizamiento como los ya expuestos de Mohr-Coulomb y Barton-Choubey.

También se ha empleado para el análisis de los planos de diaclasado de macizos rocosos modelos de comportamiento de plasticidad asociada, no lineales, que tienen en cuenta el fenómeno de la dilatación y su influencia sobre el acoplamiento entre tensiones normales y tangenciales (véase Saeb y Amadei [113]) y modelos macroscópicos que incluyen los fenómenos de la dilatación y la pérdida de rugosidad progresiva de la junta (véase Plesha [101] y Qiu et al [102]).

La resistencia al corte en el plano de contacto presa-cimiento de una presa de gravedad es uno de los aspectos más importante en el análisis de la estabilidad de este tipo de estructuras. A diferencia del caso de macizos rocosos, donde se dispone de abundante literatura sobre datos de parámetros resistentes evaluados a partir de ensayos, en el caso del plano de contacto entre presa y cimiento es relativamente reducido el número de trabajos que se ocupan del tema. De hecho, son muy escasos los estudios sobre el tema realizados hasta 1960, siendo los más relevantes los posteriores a esta fecha (véase Rocha [105]; Link [80]; Stone & Webster [125]; Lo [82, 83, 84]; ISMES [70]).

Las principales discontinuidades predefinidas en el cuerpo de presa son las juntas constructivas derivadas de los procesos de hormigonado, y que son de los siguientes tipos:

- juntas verticales
- juntas horizontales
- juntas longitudinales verticales y/o inclinadas

Las juntas verticales son las existentes entre los bloques o ménsulas que componen la presa, con un espaciamiento que suele estar alrededor de los 15 m. Las juntas horizontales corresponden a discontinuidades entre tongadas de hormigonado en los bloques, cuya separación suele ser de unos 2 m. Estos dos tipos de juntas siempre están presentes en presas de gravedad convencionales de hormigón vibrado. Las juntas longitudinales verticales y/o inclinadas aparecen en el caso de que las dimensiones de la presa sean tales que la zona inferior de la misma no pueda ser hormigonada de una sola vez entre los paramentos de aguas arriba y de aguas abajo.

A la hora de realizar una evaluación de la estabilidad de la presa al deslizamiento las juntas que son objeto de atención principal son las juntas horizontales entre tongadas. El interés por conocer las propiedades resistentes en estas juntas se ha traducido en la realización numerosas experiencias, tanto “in situ” como en laboratorio. Los resultados de las mismas revelan una fuerte dependencia de la resistencia del proceso constructivo llevado a cabo para tratar la junta en el momento del hormigonado (véase Link [80]; McColm et al [88]; Pacelli et al [100]; Stone & Webster [125]). Los resultados muestran que la resistencia a tracción en las juntas horizontales alcanzan valores entre el 50% y el 100% de la resistencia del hormigón, mientras que el ángulo de fricción oscila entre 48° y 68°, y la cohesión varía entre 0 y 2.5 MPa.

Además de estas discontinuidades predefinidas, en el cuerpo de presa aparecen discontinuidades o fisuras debido a las cargas estáticas y dinámicas que actúan sobre la misma. Para el análisis de estas discontinuidades se puede recurrir a modelos de mecánica de fractura (véase Marco [87]).

5.4.2.- Las presiones intersticiales en las discontinuidades

Para evaluar el comportamiento en las discontinuidades es preciso conocer el valor de las presiones intersticiales en las mismas, puesto que se trata de un factor desestabilizante de la mayor importancia, al reducir el valor de las tensiones normales sobre la discontinuidad, y, por lo tanto, su resistencia al corte.

En el caso de los macizos rocosos, las presiones intersticiales dependen de la estructura de los planos de diaclasado, siendo los parámetros principales que controlan el fenómeno la apertura de las diaclasas, por un lado, y el grado de interconexión entre las distintas familias de diaclasas, por el otro (véase Stone & Webster [125]).

En el caso del plano de contacto entre presa y cimiento, el valor de la presión intersticial está influido además por la posible presencia de una pantalla de inyecciones bajo el pie de aguas arriba y por la existencia del sistema de drenaje. Este sistema de drenaje permite reducir significativamente el valor de las presiones intersticiales aguas abajo del mismo, aunque su eficacia depende también de la estructura de diaclasas del macizo rocoso de cimentación.

Un aspecto crucial en el análisis de la seguridad estructural de la presa es la forma en la que las presiones intersticiales responden a las variaciones en el nivel del embalse. Las experiencias realizadas demuestran una cierta no linealidad en la respuesta de las presiones frente a variaciones de nivel, siendo en general inferior el incremento de presión al incremento de nivel correspondiente (véase Brunet et al [19]). El tiempo en el que se produce la respuesta es otro aspecto de interés. Las experiencias indican que, en el caso de macizos rocosos, las variaciones de presiones intersticiales se producen en general con muy poco decalaje temporal con respecto a las variaciones en los niveles de embalse (véase Strassburger [124]; Stone & Webster [125]).

La estimación analítica de las presiones intersticiales entra de lleno en el campo de las redes de flujo en medios porosos, con la dificultad añadida, en el caso particular del sistema presa-cimentación, de la presencia de planos de discontinuidad que constituyen caminos preferentes para el flujo en todo el dominio analizado.

Las aproximaciones al problema pueden realizarse inicialmente de dos maneras (véase Ruggeri [112]):

- Considerar que el flujo se produce a través de las discontinuidades
- Considerar que el flujo se produce a través de todo el dominio analizado

A su vez, para cada una de ellas, puede considerarse dos situaciones:

- No hay acoplamiento entre fenómenos hidráulicos y mecánicos
- Existe un acoplamiento entre fenómenos hidráulicos y mecánicos, con influencia mutua

Un primer enfoque, por tanto, plantea el problema considerando que el flujo tiene lugar de forma preferente a través de las discontinuidades, considerándose el resto del dominio analizado como impermeable.

Los modelos puestos a punto para analizar la filtración a través de medios fracturados precisan del conocimiento detallado de la geometría de las discontinuidades y de diversas propiedades de las mismas, siendo las más relevantes las de forma, longitud, apertura, rugosidad, superficie en contacto, posibles materiales de relleno y tipo flujo (laminar o turbulento). Su precisión, depende, en consecuencia, del nivel de exactitud que se alcance en el conocimiento de todas estas propiedades, que, en el caso de realizar un análisis con acoplamiento mecánico, pueden variar en función del estado tensional.

Un planteamiento alternativo considera que el flujo se establece en todo el dominio analizado, considerando éste como un medio poroso con una cierta permeabilidad. El contacto del agua almacenada en el embalse con una presa de gravedad hace que se produzcan, a lo largo del tiempo, filtraciones a través de los huecos, grietas y poros del cemento y del hormigón.

Si se dan las condiciones necesarias de estabilidad de niveles en el embalse y tiempo suficiente (hasta varios años), se establece en el cuerpo de presa y en el cemento una red de filtración, puesto que el hormigón es un material poroso (con una porosidad del orden del 6% y coeficiente de permeabilidad efectiva de 10^{-11} m/s). La consecuencia principal del establecimiento de una red de filtración en una presa es la aparición de presiones intersticiales que modifican el estado tensional de la misma.

Las leyes que gobiernan la formación de una red de filtración y sus propiedades son bien conocidas. Las ecuaciones se obtienen aplicando conjuntamente la ecuación de la continuidad (volumen entrante es igual al volumen saliente más el volumen almacenado en la unidad de tiempo) y la ley de Darcy (la velocidad del flujo en un medio poroso es proporcional al gradiente de la función potencial del flujo). El factor de proporcionalidad es el coeficiente de permeabilidad efectiva, k (k_x, k_y, k_z). Este factor controla el caudal que se filtra y la velocidad de desarrollo de la red pero no la forma de la misma.

La determinación del valor de la presión intersticial requiere la resolución del problema de la red de flujo en la presa y en el cemento. El campo de tensiones debido a la red de flujo en una región bidimensional, con el eje Y como eje vertical, es equivalente a la acción, sobre la zona donde se ha desarrollado dicha red, de fuerzas máscas, f , derivadas del gradiente de la presión de poro, $p=p(x,y)$, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$f = -\vec{\text{grad}}(p) = \left(-\frac{\partial p}{\partial x}; -\frac{\partial p}{\partial y} \right) \quad (5.31)$$

El potencial, Φ , de un fluido de peso específico γ_w , que fluye a través de un medio poroso, en un punto con una presión, p , y una cota, y , con respecto al plano de origen, adopta la siguiente expresión:

$$\Phi = y + \frac{p}{\gamma_w} \quad (5.32)$$

de donde:

$$\frac{p}{\gamma_w} = \Phi - y \quad (5.33)$$

$$p = \gamma_w (\Phi - y) \quad (5.34)$$

En el análisis bidimensional de una presa de gravedad, sobre un elemento diferencial de volumen, dV , de anchura igual a la unidad (es decir, $dV=dA$, siendo dA un elemento diferencial de área de la presa), donde se desarrolla una red de flujo, actúan las siguientes fuerzas: fuerzas de flotación y fuerzas de filtración. De este modo, se puede realizar el desarrollo siguiente (véase Salmonte [115]).

En notación vectorial, siendo los vectores de la base fundamental \vec{i}, \vec{j} :

$$\vec{dF}_{\text{FLOTACION}} = \gamma_w dA \vec{j} \quad (5.35)$$

$$\vec{dF}_{\text{FILTRACION}} = -\vec{\text{grad}}(\Phi) dA \quad (5.36)$$

Sea Λ la región plana sobre la que se desarrolla la red de filtración. La resultante de estas fuerzas se puede expresar mediante (5.37), donde la primera integral a la derecha de la igualdad es directa y se obtiene como el producto del área saturada por la densidad del fluido, mientras que la segunda integral se puede expresar a su vez mediante (5.38).

$$F = \int_{\Lambda} (\vec{dF}_{\text{FLOTACION}} + \vec{dF}_{\text{FILTRACION}}) = \int_{\Lambda} \vec{dF}_{\text{FLOTACION}} + \int_{\Lambda} \vec{dF}_{\text{FILTRACION}} \quad (5.37)$$

$$\int_{\Lambda} \vec{dF}_{FILTRACION} = \int_{\Lambda} - \vec{grad}(\Phi) dA \quad (5.38)$$

Aplicando el teorema de Gauss, siendo $\Gamma\Lambda$ el contorno cerrado de la superficie Λ , y dl un elemento diferencial de dicho contorno:

$$\int_{\Lambda} \vec{grad}(\Phi) dA = \int_{\Gamma\Lambda} \Phi \vec{n} dl \quad (5.39)$$

El contorno considerado $\Gamma\Lambda$ está dividido en tres zonas: $\Gamma1$ (paramento aguas arriba), $\Gamma2$ (línea de saturación, por encima de la cual se asume que no hay agua), y $\Gamma3$ (base de la presa en contacto con el cimiento).

$$\int_{\Gamma\Lambda} \Phi \vec{n} dl = \int_{\Gamma1} \Phi \vec{n} dl + \int_{\Gamma2} \Phi \vec{n} dl + \int_{\Gamma3} \Phi \vec{n} dl \quad (5.40)$$

Teniendo en cuenta el valor del potencial Φ en cada una de las zonas y siendo h la altura del agua en el paramento aguas arriba:

$\Gamma1$: $\Phi = h$ (potencial constante e igual a h)

$\Gamma2$: $\Phi = y$ (potencial variable, igual a la cota de la línea de saturación)

$\Gamma3$: $\Phi = \Phi(x)$ (potencial variable, función de la distancia al paramento aguas arriba)

El valor de estas tres integrales es el siguiente:

$$\begin{aligned} \int_{\Gamma1} \Phi \vec{n} dl &= -h^2 \vec{i} \\ \int_{\Gamma2} \Phi \vec{n} dl &= \left(\frac{h^2}{2} \right) \vec{i} + \left(\int_{xA}^{xB} y(x) dx \right) \vec{j} \\ \int_{\Gamma3} \Phi \vec{n} dl &= - \left(\int_{xC}^{xB} \Phi(x) dx \right) \vec{j} \end{aligned} \quad (5.41)$$

siendo x_A , x_B y x_C las coordenadas en x de los puntos A (pie aguas arriba), B (pie aguas abajo) y C (punto de contacto del paramento aguas arriba con la superficie del embalse). Sustituyendo y agrupando términos, resulta:

$$\int_{\Lambda} \vec{dF}_{FILTRACION} = \left(\frac{h^2}{2} \right) \vec{i} + \left(\int_{xA}^{xB} (\Phi(x) - y(x)) dx \right) \vec{j} \quad (5.42)$$

El término de la componente en el eje X es, precisamente, el empuje hidrostático aplicado en el paramento aguas arriba. El término de la componente en el eje Y es la fuerza vertical ejercida por el fluido, dirigida hacia abajo siempre, puesto que para un valor de x dado sobre la línea de cimentación, $\Phi = \Phi(x)$ es menor que $y = y(x)$ a causa de la curvatura de las líneas de corriente. A mayor curvatura, mayor es la diferencia y , por tanto, mayor es el valor de esta fuerza estabilizadora. De ahí la importancia de mantener la red de filtración lo más limitada posible dentro del cuerpo de presa.

Como se observa, sólo es posible determinar estas fuerzas si se conocen las funciones $\Phi(x)$ e $y(x)$. Sustituyendo (5.32) en (5.42), vemos que estamos integrando el valor de la presión intersticial a lo largo del plano de cimentación, lo que equivale a obtener la subpresión. Por ello, por comodidad y de forma aproximada, se suele sustituir esta acción másica por la integral de las presiones por encima de un determinado plano, en forma de una sobrecarga repartida actuando sobre dicho plano. Esta integral de presiones obedece normalmente a una ley predeterminada basada en hipótesis de funcionamiento de los drenes de la presa.

De este modo, conocida la red de filtración, es posible determinar con toda precisión las fuerzas másicas derivadas de la misma, para introducirlas de forma acoplada en el cálculo tensional de la presa.

Para una comprobación global de la estabilidad de la presa a vuelco o deslizamiento, es suficiente, en general, sustituir la fuerza de flotación por un empuje equivalente en el plano de cimentación de la presa, como es la práctica habitual.

En cambio, para un análisis más detallado del estado tensional interno de las regiones analizadas, es necesario plantear el problema en términos de las tensiones efectivas, lo que conduce a la formulación de los modelos poro-elásticos y poro-plásticos. Estos modelos permiten acoplar los fenómenos de flujo y mecánicos, estableciendo las interdependencias entre ambos. De este modo, la existencia de una red de flujo modifica las tensiones efectivas, produciendo cambios de configuración geométrica que incluyen deformaciones plásticas e incluso la aparición de fisuras. Estos fenómenos, a su vez, modifican las propiedades de porosidad y permeabilidad que determinan la red de flujo. Por ejemplo, una zona plastificada en la que se originan fisuras puede incrementar su permeabilidad en tres o cuatro órdenes de magnitud (véase Fauchet et al [43]).

Capítulo 6

Análisis dinámico

En este capítulo se exponen los elementos que integran el análisis dinámico de una presa de hormigón. Se comienza con unas consideraciones generales sobre las acciones sísmicas, pasando a continuación a revisar los posibles modelos estructurales y los distintos métodos de análisis dinámico, finalizando con una exposición de las propiedades dinámicas de los materiales involucrados.

6.1.- Acción sísmica

6.1.1.- Naturaleza aleatoria de la acción sísmica

El movimiento sísmico del terreno es un proceso aleatorio, que debe ser abordado en el ámbito de la teoría de la probabilidad y los procesos estocásticos. La intensidad de la excitación sísmica tiene una correspondencia con su probabilidad de ocurrencia, lo que normalmente se trata mediante el concepto de periodo de retorno. La estimación de una función de extremos suele realizarse mediante un análisis estadístico de ajuste a una muestra obtenida de la población. El principal problema para la aplicación de este método es la carencia de un número de datos de máximos suficiente, lo que hace necesario, además, caracterizar la incertidumbre asociada a la estimación de la función de distribución. Esta incertidumbre es de dos tipos:

- Incertidumbre derivada del acierto en la elección de la función de distribución
- Incertidumbre inherente al proceso estadístico de estimación de parámetros de la distribución a partir de datos limitados

En el contexto español, tanto la anterior norma sísmica NCSE-94 que recoge la Guía Técnica nº2 como la vigente norma NCSE-02, facilitan los valores de la aceleración sísmica horizontal máxima para un periodo de retorno de 500 años. En el caso más general, la determinación de los valores de las aceleraciones correspondientes a diversos periodos de retorno requiere el conocimiento de la función de distribución de probabilidad, normalmente de extremos, que caracteriza el fenómeno sísmico analizado.

Es habitual considerar al menos dos niveles de terremotos para el diseño sísmico de presas (véase USACE [132]). Un terremoto para la comprobación de las condiciones de servicio (en inglés OBE, siglas de Operating Basis Earthquake, con un periodo de retorno de unos 145 años), y un terremoto para la comprobación de la seguridad (en inglés SEE, siglas de Safety Evaluation Earthquake, con un periodo de retorno de unos 10,000 años). En las recomendaciones españolas (véase CNEGP [34]) se trabaja con un terremoto para las comprobaciones accidentales (TP, siglas de Terremoto de Proyecto, con un periodo de retorno de 1,000 años), y con un terremoto mayor para la verificación de la seguridad en condiciones extremas (TE, siglas de Terremoto Extremo, con un periodo de retorno mínimo de 3,000 años en zonas de sismicidad media y de 10,000 años en zonas de sismicidad elevada).

6.1.2.- Definición de la acción sísmica en función del tipo de análisis

Además, la definición de la acción sísmica está directamente relacionada con el tipo de análisis sísmico estructural que se vaya a realizar. Esta definición puede realizarse de la siguientes formas:

- Mediante un valor característico, normalmente la aceleración horizontal máxima
- Mediante espectros de respuesta
- Mediante acelerogramas

Así, en el caso de realizar un análisis pseudo-estático, la acción sísmica se define mediante la aceleración de cálculo en el terreno, conocida como PGA (Peak Ground Acceleration), a_c . Si se realiza un análisis lineal, de tipo modal, suele ser suficiente la definición de la acción sísmica mediante su espectro de respuesta. En este caso, se trabaja con los valores máximos de la aceleración correspondiente a distintas frecuencias, dando lugar al denominado espectro de respuesta sísmico en la superficie del terreno. En la Figura 6.1 se recoge el espectro elástico normalizado de respuesta para movimientos horizontales de la normativa española vigente., correspondiente a un oscilador lineal simple con un amortiguamiento del 5%.

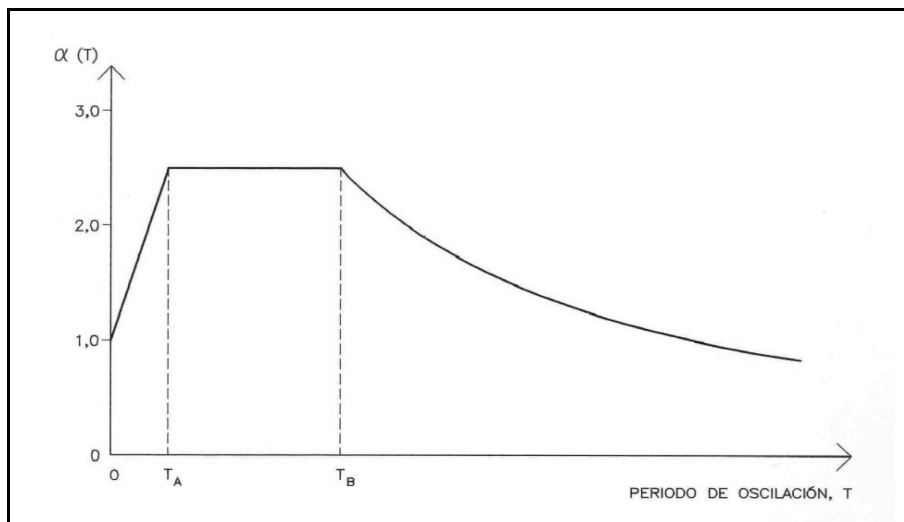


Figura 6.1: Espectro normalizado de respuesta de la norma NCSE-02

La componente vertical del sismo puede considerarse igual al 70% de la componente horizontal, tanto para espectros de respuesta como para acelerogramas.

En el caso de realizar un análisis no lineal, es preciso definir la excitación sísmica en el dominio del tiempo, mediante el empleo de acelerogramas. Esta excitación se puede definir con generalidad en el dominio del tiempo mediante la ecuación 6.1.

$$\ddot{u}_g(t) = \left(\ddot{u}_{gx}(t), \ddot{u}_{gy}(t), \ddot{u}_{gz}(t) \right) \quad (6.1)$$

Los acelerogramas utilizados pueden ser acelerogramas reales registrados en una determinada zona o acelerogramas sintéticos. Estos acelerogramas sintéticos pueden generarse de forma que su espectro sea compatible con uno predefinido o no. La mayoría de los métodos de generación de acelerogramas compatibles con un espectro de respuesta determinado descomponen la aceleración sísmica en una suma de funciones senoidales de onda, según la ecuación 6.2.

$$\ddot{u}_g(t) = I(t) \sum_{i=1}^n A_i \text{sen}(\omega_i t + \phi_i) \quad (6.2)$$

donde:

$I(t)$: función de intensidad envolvente

A_i : amplitud de la señal i -ésima

ω_i : frecuencia de la señal i -ésima

ϕ_i : ángulo de fase la señal i -ésima

Algunos métodos detallados de generación de acelerogramas pueden consultarse en la literatura especializada (véase Barbat y Canet [7], y Gasparini y Vanmarcke [50]).

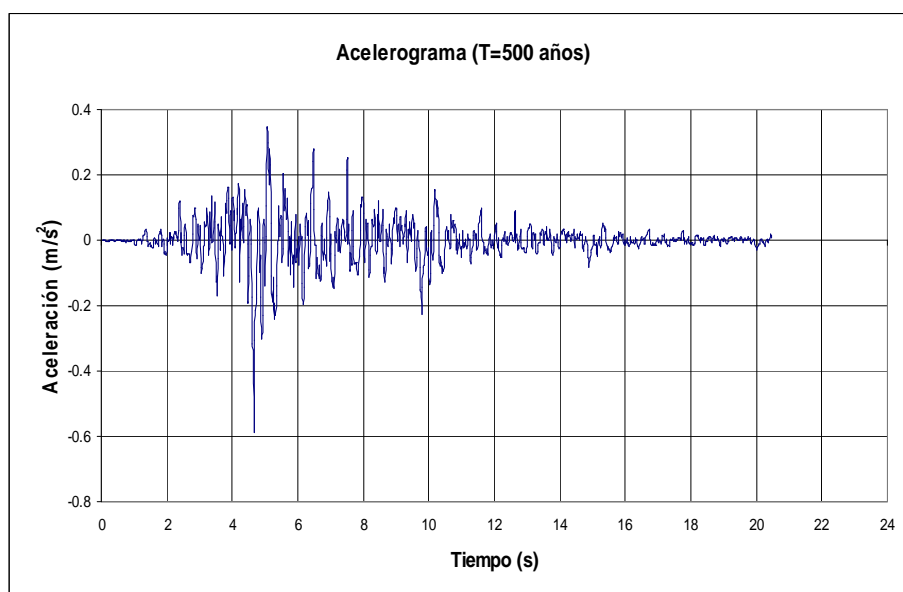


Figura 6.2: Acelerograma correspondiente a un periodo de retorno de 500 años (Fuente: Elaboración propia)

6.3.- Modelo estructural

6.3.1.- Planteamiento general del problema

La respuesta sísmica de una presa es resultado de filtrar a través de la misma el movimiento sísmico del terreno. Es preciso definir, por tanto, el movimiento sísmico y las características estructurales de la presa. Matemáticamente se puede expresar del siguiente modo:

$$f(t) = \mathfrak{R}[v(t)] \quad (6.3)$$

donde:

- t: es el tiempo
- f(t): es el vector de las acciones (conocido)
- v(t): es el vector de la respuesta (incógnitas)
- \mathfrak{R} : es un operador diferencial (conocido).

La respuesta sísmica queda determinada mediante el conocimiento de la misma en todos los puntos de la estructura y en todo instante, t. Para poder abordar el problema se plantea la obtención de la respuesta en un número determinado y finito de puntos (discretización espacial) y en un número finito de instantes de tiempo (discretización temporal).

La discretización espacial puede llevarse a cabo mediante: diversas estrategias:

- método de masas concentradas
- método de los desplazamientos generalizados
- método del mallado del sistema en un número finito de elementos

El método de las masas concentradas supone que la masa estructural está concentrada en una serie de puntos previamente seleccionados. Estas masas simulan el efecto de las fuerzas de inercia reales que aparecen durante la vibración. Es adecuado en sistemas en los que la masa está efectivamente distribuida en una serie de puntos discretos, como sucede, por ejemplo, con un edificio o un depósito elevado.

El método de los desplazamientos generalizados supone que la masa está uniformemente distribuida a lo largo de la estructura. El movimiento en cada punto y en cada momento, $u(x,y,z,t)$, se define mediante la combinación lineal de una serie de funciones de forma elementales, $\psi_i(x,y,z)$, cuyo valor sólo depende de la posición del punto considerado, y una serie de funciones de amplitud (denominadas coordenadas generalizadas), $\beta_i(t)$, que sólo dependen del tiempo:

$$u(x, y, z, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \psi_i(x, y, z) \beta_i(t) \quad (6.4)$$

La solución se aproxima utilizando un número finito n de funciones de forma.

Finalmente, los métodos de mallado de la estructura en un número finito de elementos corresponden a esquemas numéricos de resolución de ecuaciones diferenciales sobre un dominio, entre los que se encuentran las técnicas de los elementos finitos y las diferencias finitas. El sistema analizado se subdivide en un número finito de subdominios interconectados entre sí en un número finito de puntos denominados nodos.

6.3.2.- Ecuación del movimiento y métodos de resolución

La excitación provocada por un sismo se puede definir como una fuerza inercial ocasionada por la aceleración sísmica. Esta fuerza inercial (acción) ha de estar en equilibrio con la respuesta del sistema. Esta respuesta se puede expresar como la suma de tres tipos de fuerzas:

- fuerzas inerciales debidas a la aceleración de la masa de la estructura
- fuerzas mecánicas debidas a las deformaciones que tienen lugar en la estructura (vinculadas por tanto a la rigidez de la misma)
- fuerzas de amortiguamiento (vinculadas a la disipación de energía que tiene lugar durante la deformación)

Las excitación sísmica se puede expresar por el vector $\mathbf{J}a(t)$, donde $a(t)$ es la aceleración sísmica y \mathbf{J} es un vector que realiza la descomposición de $a(t)$ en las tres direcciones (x,y,z). La expresión en términos de fuerza (fuerza inercial) es inmediata introduciendo la matriz de masas de la estructura, \mathbf{M} :

$$F \text{ (debida a la acción sísmica)} = \mathbf{M} \mathbf{J}a(t) \quad (6.5)$$

La respuesta en términos de fuerza invertida en la deformación de la estructura es proporcional al vector de desplazamiento, $\mathbf{D}(t)=\mathbf{D}$. La proporcionalidad viene dada por la rigidez del sistema, expresada por la matriz, \mathbf{K} , de este modo:

$$F \text{ (invertida en la deformación)} = \mathbf{K} \mathbf{D} \quad (6.6)$$

La respuesta en términos de fuerza invertida en la disipación de energía se asume proporcional a la velocidad de deformación (indicada con un punto sobre el vector de desplazamientos), de acuerdo con la hipótesis de Voight. La proporcionalidad viene dada por el amortiguamiento del sistema expresado mediante la matriz, \mathbf{C} , de forma que:

$$F \text{ (invertida en el amortiguamiento)} = \mathbf{C} \dot{\mathbf{D}} \quad (6.7)$$

Finalmente, la respuesta en términos de la aparición de una fuerza inercial sobre el sistema es proporcional a la aceleración experimentada (indicada con dos puntos sobre el vector de desplazamiento). La proporcionalidad viene dada por la masa del sistema, expresada mediante la matriz, \mathbf{M} , por lo que:

$$F \text{ (invertida en la aceleración del sistema)} = \mathbf{M} \ddot{\mathbf{D}} \quad (6.8)$$

La suma de todas estas fuerzas debe estar en equilibrio en todo instante, t, por lo que la ecuación del movimiento se puede expresar como:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{D}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{D}} + \mathbf{K} \mathbf{D} = -\mathbf{M} \mathbf{J}a(t) \quad (6.9)$$

Los procedimientos utilizados para resolver el problema planteado en la ecuación 6.9. son:

- Análisis modal
- Análisis lineal en el campo de la frecuencia
- Resolución directa mediante técnicas de integración paso a paso

6.4.- Métodos de análisis dinámico

6.4.1.- Niveles y metodologías de análisis dinámico de presas

El análisis dinámico de presas se plantea principalmente para estudiar la respuesta del sistema presa-embalse-cimiento frente a la actuación de acciones sísmicas. De acuerdo con la Guía Técnica nº2 se plantean tres niveles de análisis, en función de la Clasificación de la presa (A, B ó C) y de la sismicidad de la zona (Baja, Media o Elevada), de acuerdo con el siguiente cuadro:

Cuadro 6.1: Niveles de análisis sísmico. Guía Técnica nº2.

| Clasificación de la presa | Sismicidad | | |
|---------------------------|----------------|----------------|----------------|
| | Baja | Media | Elevada |
| A | P ₁ | P ₂ | P ₃ |
| B | P ₁ | P ₂ | P ₃ |
| C | P ₁ | P ₂ | P ₂ |

donde P_i indica el procedimiento de cálculo. Un nivel P₁ supone que no es necesario realizar cálculos sísmicos. Para el nivel P₂ se considera suficiente realizar cálculos pseudo-estáticos. En el nivel P₃ siempre es preciso realizar cálculos pseudo-estáticos y, según la altura y magnitud del embalse, hay que realizar cálculos mediante técnicas de análisis dinámico: análisis modal y/o cálculos dinámicos en el dominio del tiempo.

Con relación al tipo de análisis y a la consideración en el mismo del cimiento, el embalse, los sedimentos depositados y las discontinuidades, el estado del arte de la metodologías utilizadas en la actualidad se resume en el Cuadro 6.2 (véase Ghrib [51]).

Cuadro 6.2: Niveles y metodologías de análisis sísmico.

| Nivel | Tipo de análisis | Cimiento | Embalse | Sedimentos | Juntas |
|-------|---------------------------------------|--|---|--|------------------------------|
| 0 | Preliminar | No | No | No | |
| I | Pseudo-estático | Comprobación de deslizamientos y roturas por corte | Westergaard | Westergaard | No |
| IIa | Pseudo-dinámico | Homogéneo y viscoelástico | Fluido compresible | Coefficiente de absorción (α) | No |
| IIb | Análisis modal | Elementos finitos | Westergaard | Westergaard | No |
| IIIa | Lineal en el dominio de la frecuencia | Solución analítica | Solución analítica | Coefficiente de absorción (α) | No |
| IIIb | Lineal en el dominio del tiempo | Elementos finitos | Westergaard: E. Finito E. Contorno E. Infinito | Westergaard: E. Finito | No |
| IV | No lineal en el dominio del tiempo | Elementos finitos | Westergaard: E. Finito E. Contorno E. Infinito | Westergaard: E. Finito | Sí: Interfaz No lineal |

El sismo provoca unas aceleraciones de carácter oscilatorio en la superficie del terreno que se propagan a través de la presa. Estas aceleraciones en la presa se traducen en la actuación sobre la misma de fuerzas inerciales inducidas de naturaleza igualmente oscilatoria. Como consecuencia pueden producirse fenómenos de fisuración (inicio y propagación) así como movimientos a lo largo de las juntas y fisuras.

Un fenómeno importante en el análisis dinámico es el amortiguamiento de las fuerzas inerciales, de naturaleza compleja y fuertemente no lineal. Este amortiguamiento es una disipación de energía que se produce en el cuerpo de presa, preferentemente en las juntas, así como en el cimientado y en el fondo del embalse. Factores importantes que controlan el fenómeno del amortiguamiento son la naturaleza de los materiales (hormigón, roca) y la geometría del sistema. Las fuerzas inerciales que se ponen en juego en un episodio sísmico provocan incrementos de tensiones en la presa.

Las presas de gravedad, por su naturaleza fundamentalmente isostática, tienen limitada su capacidad de transferencia de tensiones, a diferencia de otras tipologías marcadamente hiperestáticas, como las presas arco. Los modelos que tratan de reproducir con precisión los fenómenos descritos, por tanto, se plantean como no lineales.

6.4.2.- Método pseudo-estático

En este método las fuerzas inerciales inducidas por la acción sísmica se introducen en el modelo como fuerzas estáticas equivalentes, calculadas como el producto de las fuerzas gravitatorias por un coeficiente sísmico. En general, a cada volumen elemental, V , del cuerpo analizado, de densidad ρ , se le aplica una fuerza, F_i , en la dirección i , de valor:

$$F_i = k_i g \rho V \quad (6.10)$$

donde k_i es un coeficiente sísmico correspondiente a la dirección i , que depende de la intensidad sísmica de la zona.

El método no tiene en cuenta la amplificación dinámica de las fuerzas de inercia a lo largo de la altura de la presa. El sistema presa-cimiento-embalse se considera como un sistema rígido con un periodo de vibración igual a cero. Este método no tiene en cuenta la naturaleza oscilatoria de la acción sísmica, por lo que es habitual utilizar un coeficiente sísmico reducido correspondiente a una aceleración sostenida del orden del 50% al 67% del coeficiente correspondiente a la aceleración pico.

Una vez introducidas estas fuerzas el análisis se realiza de forma estática. En la Guía Técnica nº2 se recoge en detalle la aplicación de este método al cálculo de presas de gravedad.

6.4.3.- Análisis Modal

6.4.3.1.-Método del espectro de respuesta

El análisis modal supone un comportamiento elástico y lineal del sistema analizado. La característica esencial de esta técnica de análisis es que la respuesta global de la estructura se obtiene por medio de la combinación de las respuestas obtenidas por separado para cada modo fundamental de vibración del sistema. En el campo de las presas, sólo los primeros modos de vibración tienen relevancia en el comportamiento.

En la Figura 6.3 se indican los tres primeros modos de oscilación, Φ_{ij} , de un sistema sencillo de tres grados de libertad, con masas distribuidas de valor m_i .

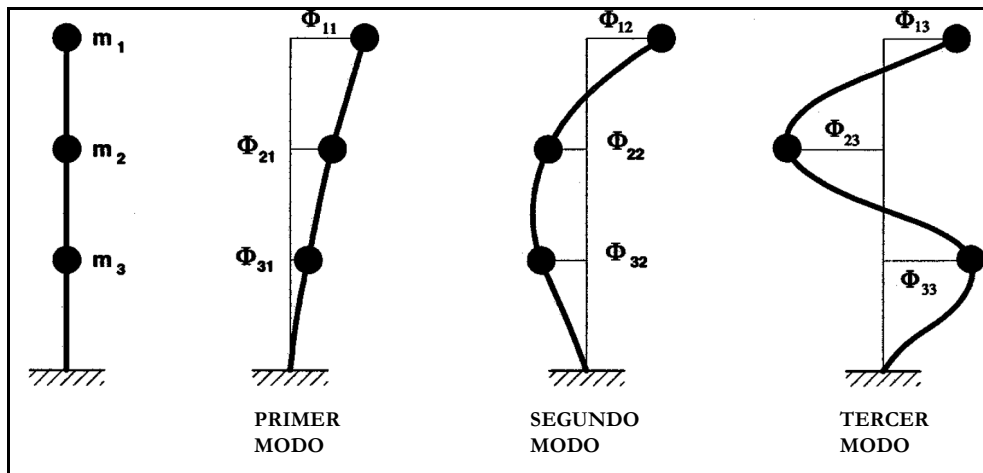


Figura 6.3: Modos de vibración principales (Fuente: USACE [135])

El método de análisis modal mediante el espectro de respuesta, en esencia, estima los desplazamientos y aceleraciones máximas en el sistema analizado, para cada modo de oscilación, a partir del conocimiento de las aceleraciones máximas en el terreno de base y de unos coeficientes de respuesta. Estimados de este modo los desplazamientos y aceleraciones para cada modo por separado, los desplazamientos y aceleraciones totales se obtienen combinando éstos adecuadamente. Las fuerzas inerciales se deducen multiplicando las aceleraciones totales obtenidas por las masas del sistema. Con estas fuerzas se realiza un análisis estático para evaluar la respuesta estructural del sistema analizado.

El movimiento vibratorio amortiguado de un sistema apoyado sobre el terreno se origina mediante una determinada aceleración conocida en su base. Esta aceleración se puede definir por la ecuación 6.1. Para un determinado modo de vibración, n , este movimiento vibratorio amortiguado se puede describir mediante (6.11).

$$\ddot{y}_n(t) + 2V_n \omega_n \dot{y}_n(t) + \omega_n^2 y_n(t) = PF_{nx} \ddot{u}_{gx}(t) + PF_{ny} \ddot{u}_{gy}(t) + PF_{nz} \ddot{u}_{gz}(t) \quad (6.11)$$

donde:

$y_n(t)$: vector de desplazamientos del sistema en el tiempo t , correspondiente al modo de vibración, n . El punto sobre el desplazamiento indica derivación respecto al tiempo (velocidad) y el doble punto indica doble derivación respecto al tiempo (aceleración)

V_n : es el amortiguamiento

ω_n : es la frecuencia natural del sistema

PF_{ni} : es el factor de contribución o de participación del modo de vibración n , en la dirección $i=x,y,z$

$u_{gx}(t)$, $u_{gy}(t)$, $u_{gz}(t)$: componentes cartesianas del vector de excitación sísmica del terreno en función del tiempo. El doble punto indica doble derivación respecto al tiempo (aceleración)

Si se da valores a ω , manteniendo fijo el valor del amortiguamiento, y se resuelve la ecuación 6.11 para cada uno de estos valores, se obtiene, en cada caso, una serie temporal para los desplazamientos. El espectro de respuesta de desplazamientos del sistema analizado es el conjunto de valores máximos del desplazamiento obtenidos para cada valor de la frecuencia. De forma análoga, se pueden calcular los valores máximos de las velocidades y aceleraciones y definir en consecuencia el espectro de respuesta de velocidades y el espectro de respuesta de aceleraciones. Para los valores del amortiguamiento habituales en presas ($0.05 < \nu < 0.10$), la aceleración total del sistema se puede aproximar por:

$$\ddot{y}(t) = \omega^2 y(t) \quad (6.12)$$

Se suele representar el espectro de respuesta en términos de aceleraciones más que en desplazamientos, y en lugar de representar la curva como aceleraciones–frecuencias, lo habitual es hacerlo como aceleraciones–periodos. El periodo de oscilación, T , se calcula a partir de la frecuencia mediante:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (6.13)$$

A partir de datos de acelerogramas se pueden obtener los espectros de respuesta. En la Figura 6.4 se recoge un acelerograma de un sismo de 10 segundos de duración registrado en la zona de la bahía de San Francisco, en Estados Unidos. En ordenadas se representa la aceleración en términos porcentuales respecto de la aceleración de la gravedad. En la Figura 6.5 se recoge la secuencia de desplazamientos correspondiente.

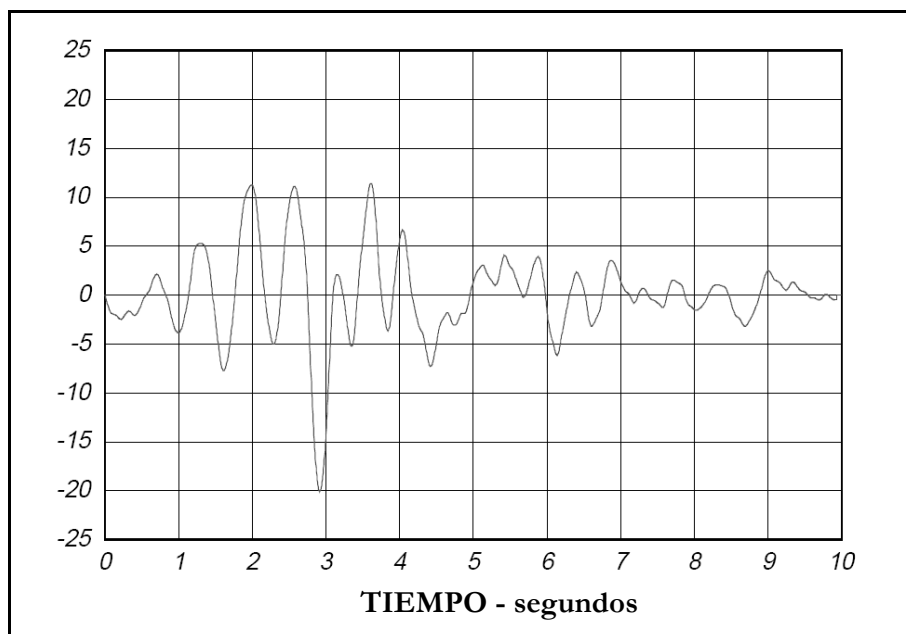


Figura 6.4: Acelerograma registrado en San Francisco, E.U.A. (Fuente: Wilson [144]).

En la Figura 6.6 se recoge el espectro de respuesta en desplazamientos obtenido, para dos niveles de amortiguamiento (0.05 y 0.01). Finalmente, en la Figura 6.7 se observa el espectro de respuesta en aceleraciones, también en términos porcentuales sobre la aceleración de la gravedad y para los dos niveles de amortiguamiento citados.

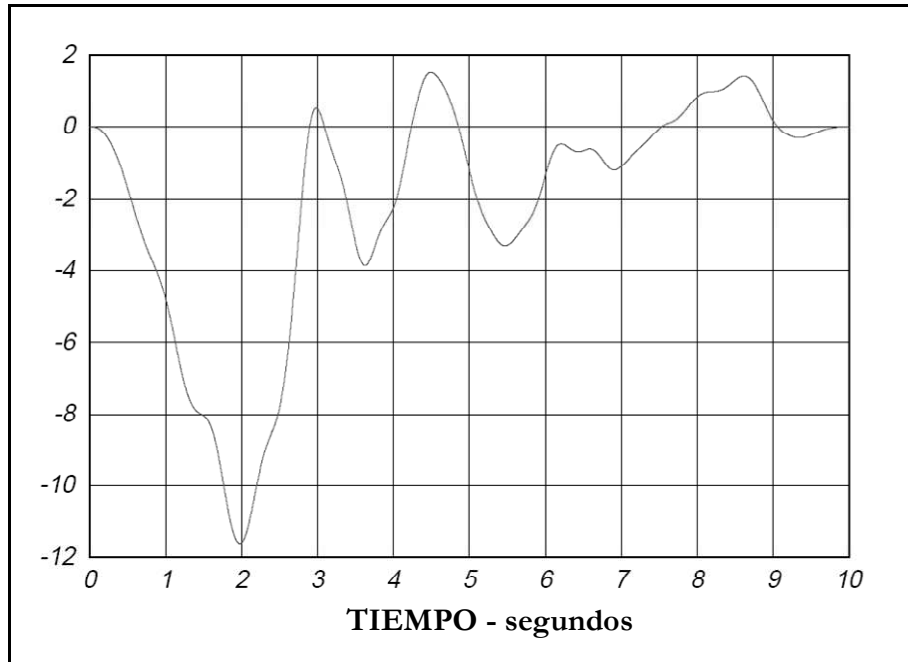


Figura.6.5: Registro de desplazamientos. San Francisco, E.U.A. (Fuente: Wilson [144])

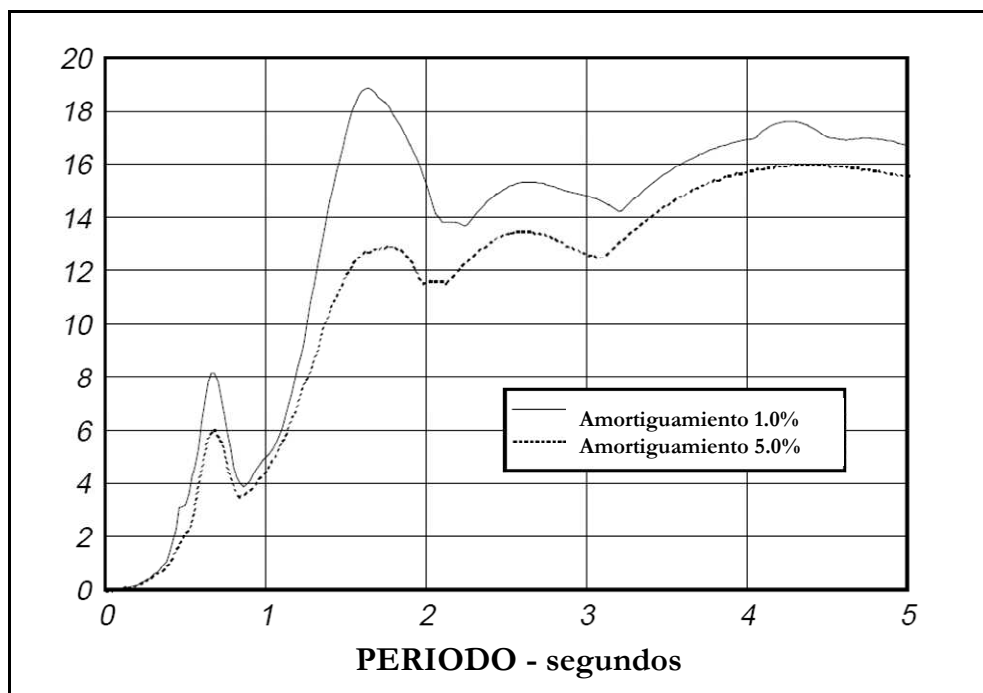


Figura 6.6: Espectro de desplazamientos. San Francisco, E.U.A. (Fuente: Wilson [144])

Una vez obtenido el espectro de respuesta, el siguiente paso es calcular los periodos fundamentales de oscilación del sistema y su forma. Para las presas de gravedad se pueden emplear procedimientos simplificados (véase Fenves y Chopra [49], y Goyal y Chopra [53]).

A continuación se fija el amortiguamiento, que para sismos de proyecto es del 5% y para intensidades superiores se puede fijar entre el 7 y el 10%. Con estos datos se obtiene, a partir del espectro de respuesta, las aceleraciones para cada modo de oscilación.

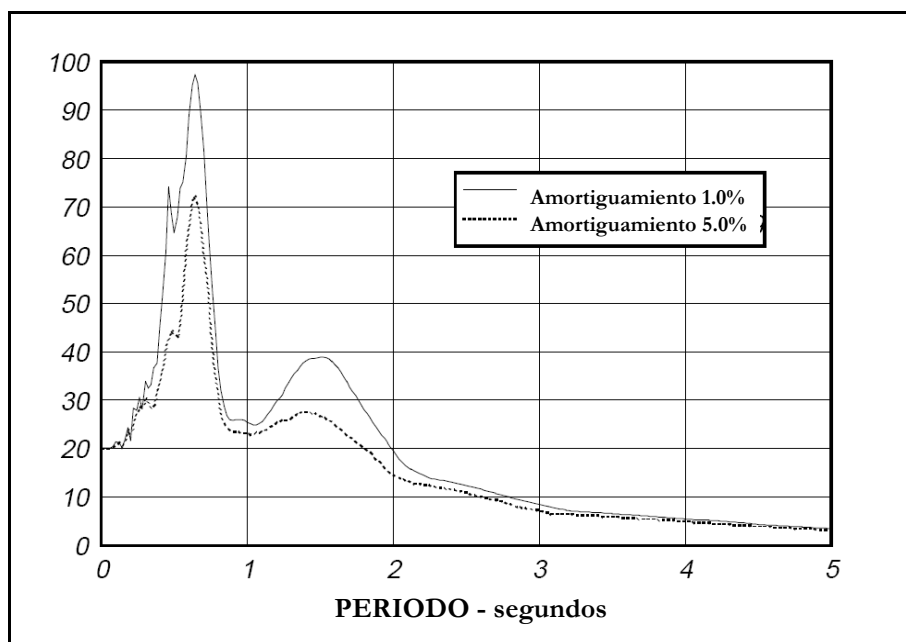


Figura 6.7: Espectro de aceleraciones. San Francisco, E.U.A. (Fuente: Wilson [144]).

Para un sistema de k grados de libertad, discretizado en elementos de masa m_j cada uno ($j=1,\dots,k$), el desplazamiento modal máximo para el modo de oscilación n , se obtiene, denominando $S_{an}(T_n, \nu_n)$ a la aceleración espectral correspondiente obtenida y ω_n a la frecuencia, mediante la ecuación 6.14.

$$y_n = PF_n \frac{1}{\omega_n^2} S_{an}(T_n, \nu_n) \quad (6.14)$$

En esta ecuación PF_n es el factor de participación modal, obtenido a partir de L_n (factor modal de excitación sísmica) y de M_n (masa modal), cuyos valores se obtienen mediante las ecuaciones 6.15.

$$PF_n = \frac{L_n}{M_n}$$

$$L_n = \sum_{j=1}^k m_j \Phi_{jn}$$

$$M_n = \sum_{j=1}^k m_j \Phi_{jn}^2 \quad (6.15)$$

El desplazamiento total máximo, u_{jn} , correspondiente al grado de libertad j , y al modo de oscilación n , para una frecuencia ω , se obtiene de forma inmediata:

$$u_{jn} = \Phi_{jn} \frac{\omega_n^2}{\omega^2} y_n \quad (6.16)$$

Es posible obtener para cada modo de oscilación, no sólo los desplazamientos modales máximos, como se recoge en la Figura 6.8, sino también otras magnitudes de interés, como las tensiones y fuerzas inerciales, mediante análisis estructurales del sistema.

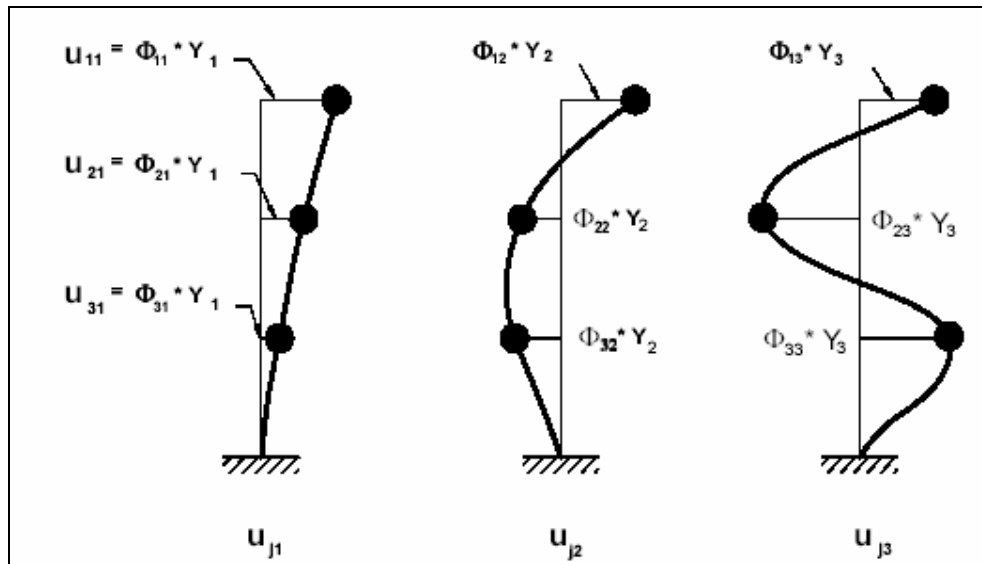


Figura 6.8: Cálculo de desplazamientos totales a partir de los modales (Fuente: USACE [135])

Por ejemplo, las fuerzas inerciales actuando sobre el sistema se pueden obtener de acuerdo con la ecuación 6.17.

$$f_{jn} = m_j \omega^2 u_{jn} \quad (6.17)$$

En este punto conocemos las magnitudes máximas asociadas a cada modo de oscilación por separado. En la realidad, las respuestas de cada modo de oscilación no son simultáneas, por lo que es preciso combinarlas mediante una técnica que tenga en cuenta este hecho.

Dos métodos de combinación muy utilizados son el denominado de Combinación Cuadrática Completa (CQC en inglés) y el de la Media Cuadrática (SRSS en inglés).

El método CQC (véase Wilson, Der Kiureghian y Bayo [143]) se basa en la teoría de las oscilaciones aleatorias y tiene validez cuando se aplica a casos en los que la duración de la excitación sísmica es varias veces superior al periodo fundamental de la estructura, y en los que el espectro de respuesta en el rango de los periodos de los modos de oscilación fundamentales presenta variaciones de las aceleraciones suaves.

Consiste en la obtención de unos coeficientes modales cruzados, ρ_{ij} , para cada par de modos de oscilación (i,j) , calculados de acuerdo con las ecuaciones (6.18).

$$\rho_{ij} = \frac{8\nu^2(1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\nu^2r(1+r)^2} \quad (6.18)$$

$$r = \frac{T_j}{T_i}$$

En la figura 6.9 se dibujan las curvas que representan ρ_{ij} frente a r , para distintos niveles de amortiguamiento, ξ . Se observa cómo los coeficientes disminuyen rápidamente para períodos de oscilación que difieren en un 80%.

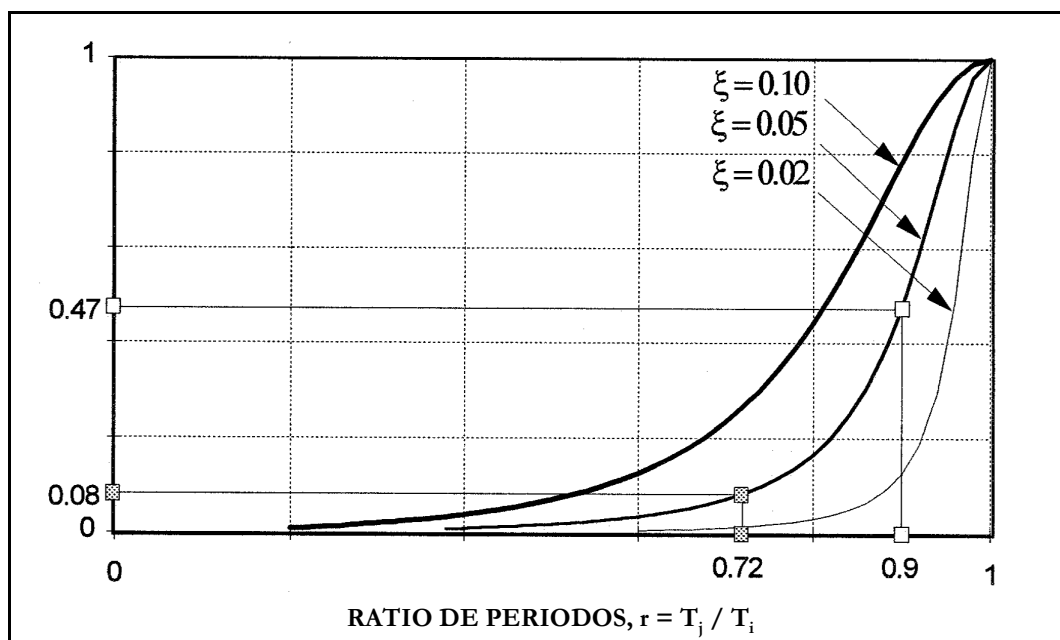


Figura 6.9: Cálculo de coeficientes modales cruzados (Fuente: USACE [135])

La respuesta total del sistema en la dirección k , correspondiente a una excitación sísmica en la dirección k , y considerando N modos de oscilación, se obtiene mediante la ecuación (6.19).

$$u_k = \left(\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N u_{ki} \rho_{ij} u_{kj} \right)^{1/2} \quad (6.19)$$

Para modos de oscilación de periodos significativamente distintos, los coeficientes cruzados tienden a cero ($i \neq j$) y la formulación degenera en la del método SRSS (6.20).

$$u_k = \left(\sum_{i=1}^N u_{ki}^2 \right)^{1/2} \quad (6.20)$$

Para una excitación sísmica en 2 ó 3 direcciones, el análisis se realiza por separado para cada dirección y los resultados totales se calculan mediante la media cuadrática. Un inconveniente del análisis de espectro de respuesta mostrado es que en los resultados que se obtienen se pierde el signo de las tensiones, lo que puede dar lugar a problemas de interpretación de los resultados.

Desde hace algún tiempo se vienen desarrollando técnicas de análisis modal no lineales, como paso previo a la aplicación de análisis no lineales en el dominio del tiempo (véase Fanelli et al [42]).

6.4.3.2.-Análisis modal lineal en el dominio del tiempo

El análisis modal lineal en el dominio del tiempo utiliza como dato de la excitación sísmica un acelerograma. El modelo estructural del sistema analizado es el mismo que el utilizado con el método del espectro de respuesta. La respuesta del sistema en el dominio del tiempo se obtiene mediante la superposición modal (véase Bathe y Wilson [9]).

La técnica consiste en formular las ecuaciones del movimiento en el dominio del tiempo transformadas a coordenadas modales. En cada paso de cálculo (“time-step”) se resuelve el problema para cada modo fundamental de oscilación considerado. Los resultados modales se combinan para obtener la respuesta global del sistema correspondiente a ese paso, y así sucesivamente.

Un análisis lineal en el dominio del tiempo es necesario cuando los resultados de un análisis mediante espectros de respuesta revela que se producen tensiones o deformaciones excesivas, puesto que es una técnica que permite un cálculo más preciso. Su utilidad principal es que permite comprender el comportamiento sísmico de la estructura, y evaluar en qué medida se superan las tensiones elásticas, identificando zonas con posibles plastificaciones. Es un análisis muy aconsejable como paso previo a cualquier análisis de carácter no lineal que se acometa.

6.4.4.- Análisis Dinámico Directo

6.4.4.1.-Análisis lineal en el dominio del tiempo

El análisis lineal en el dominio del tiempo por métodos directos plantea el problema de forma general, en términos de las ecuaciones generales del movimiento para el sistema completo. El análisis se realiza por pasos sucesivos (“time-steps”). La excitación sísmica se introduce por medio de acelerogramas. Los modelos constitutivos empleados deben ser del tipo elástico y lineal.

6.4.4.2.-Análisis no lineal en el dominio del tiempo

El análisis no lineal en el dominio del tiempo por métodos directos se plantea en términos análogos al análisis lineal en cuanto a la formulación del problema en términos de las ecuaciones generales del movimiento. Un análisis no lineal puede ser necesario cuando los resultados de un análisis lineal revelan que la estructura puede haber experimentado tensiones significativamente superiores a los límites elásticos de los materiales de forma generalizada y cíclica, de forma que se produzcan fenómenos de fisuración en el hormigón de la presa, movimientos en las juntas, etc.

Un análisis no lineal debe incluir todos los fenómenos que contribuyen de forma significativa a la respuesta no lineal. El sismo puede producir en el cuerpo de presa la fisuración del hormigón, desplazamientos entre bloques en las juntas y fisuras, y niveles de tensiones superiores a los límites elásticos de los materiales, entrando en la zona plástica de comportamiento. La cimentación, si se trata de un macizo rocoso, se comportará de forma no lineal, debido a la discontinuidades entre bloques. El plano de cimentación, en el contacto entre presa y terreno, es otra fuente adicional de no linealidad. La consideración conjunta de todos estos fenómenos es un problema complejo.

6.4.5.- Interacción Presa-Embalse-Cimiento

La presión dinámica, p , ejercida por el embalse sobre la presa, considerando el paramento vertical y suficientemente rígido, y despreciando la viscosidad del agua, fue obtenida en 1933 (véase Westergaard [141]) para el caso de una vibración sinusoidal de la presa en sentido horizontal de periodo T , y para un nivel de embalse de altura H , de acuerdo con la ecuación 6.21.

$$p(t) = m\alpha \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \quad (6.21)$$

donde:

α : aceleración sísmica horizontal

m : masa inercial debida al embalse, calculada de acuerdo con la ecuación 6.22

$$m = \frac{8\rho H}{\pi^2} \sum_n \frac{1}{n^2 C_n} \operatorname{sen}\left(\frac{n\pi y}{2H}\right)$$

$$C_n = \sqrt{1 - \frac{16\rho H^2}{n^2 K T^2}}$$
(6.22)

donde:

ρ : densidad del agua

K : módulo de compresibilidad del agua

y : profundidad del punto con respecto al nivel del embalse.

El análisis de Westergaard supone que la onda elástica del embalse se refleja totalmente en el fondo del mismo, situación que no se produce en la realidad, puesto que en el fondo del embalse se produce una atenuación de la onda incidente debida a las deformaciones elásticas del mismo. Para periodos fundamentales de oscilación del orden de 1 segundo, se obtiene una expresión simplificada, que es la utilizada habitualmente (ecuación 6.23).

$$m = P_0 \rho \sqrt{yH}$$
(6.23)

donde:

P_0 : es la denominada presión adimensional de Westergaard, variable con el periodo de la oscilación y con la forma del valle. Normalmente se adopta $P_0 = 7/8$.

La interacción dinámica del embalse y la presa con el cimiento se puede afrontar mediante la modelación completa del sistema Presa-Embalse-Cimiento o mediante la modelación parcial de subsistemas, por ejemplo, del subsistema Presa-Cimiento, como se recoge en la Figura 6.10, introduciendo el efecto equivalente aproximado del embalse.

Otra opción es considerar como único subsistema la Presa, e introducir el efecto del embalse y el cimiento de forma indirecta, mediante el uso, por ejemplo, de un semi-espacio visco-elástico como condición de contorno en el contacto con el cimiento, como se ilustra en la Figura 6.11.

La no linealidad de la interacción con el cimiento comienza tener importancia para módulos de elasticidad del cimiento del orden de 3 a 4 veces inferiores a los del hormigón. Si no introducimos el subsistema embalse en la modelación de forma directa, los resultados obtenidos por Westergaard permiten considerar el efecto del mismo con buena aproximación.

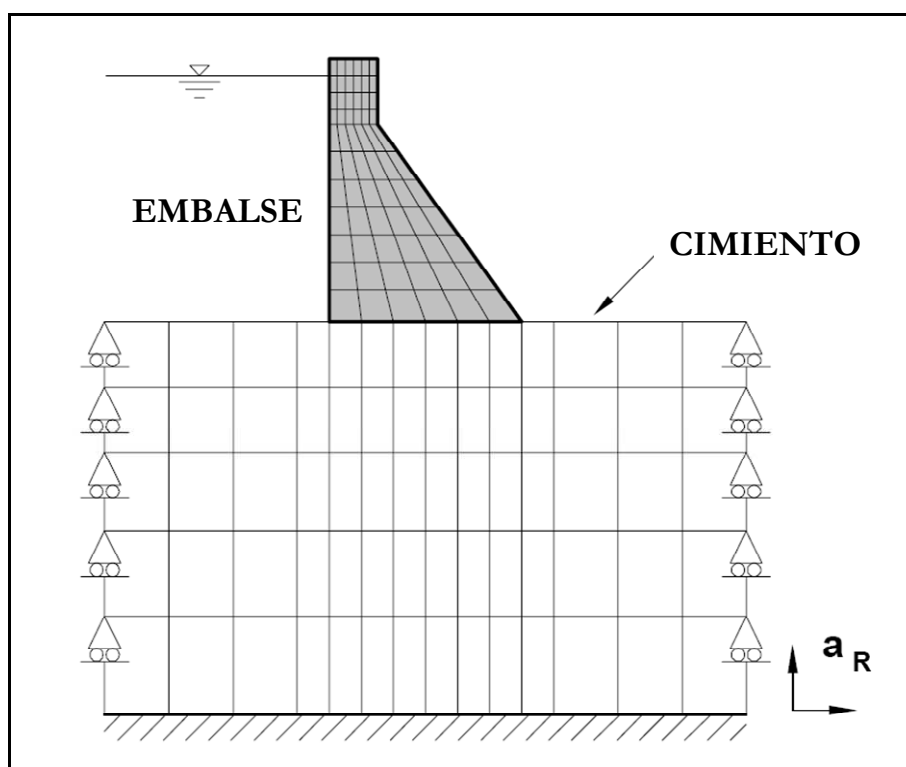


Figura 6.10: Modelación del subsistema presa-cimiento en 2D (Fuente: USACE [135])

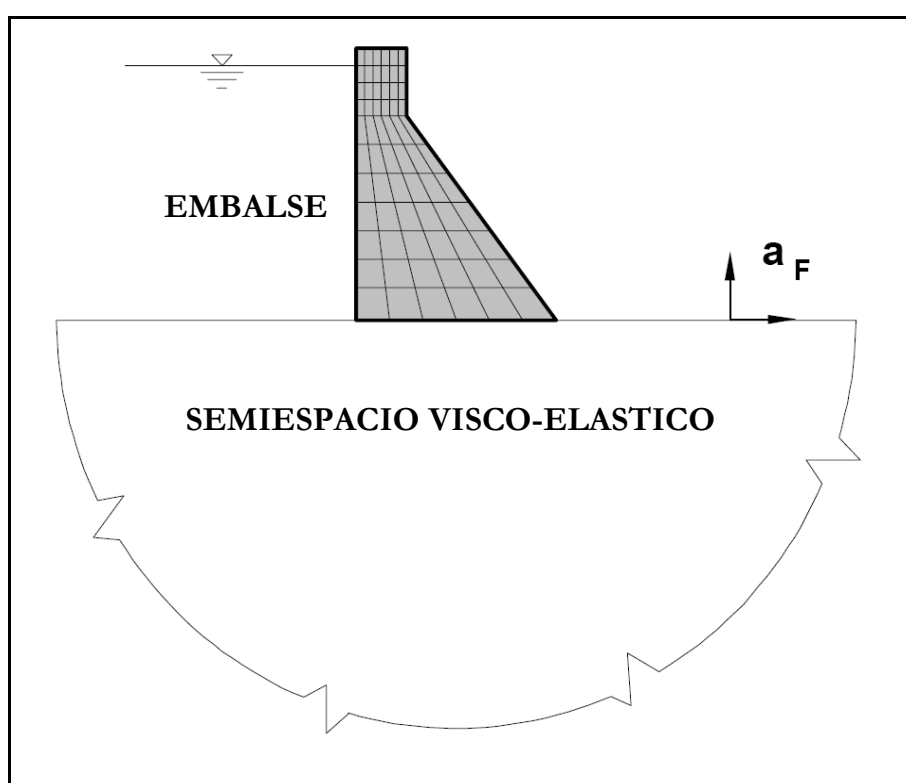


Figura 6.11: Modelación del subsistema presa en 2D (Fuente: USACE [135])

Los análisis que contemplan la modelación completa del sistema Presa-Embalse-Cimiento son principalmente de dos tipos: aquellos que tratan el todo el sistema como tres cuerpos continuos, analizando el problema conjunta y simultáneamente, y los que subdividen el sistema en tres cuerpos continuos, pero que se analizan por separado, compatibilizando el comportamiento en los contornos, como se indica en la Figura 6.12.

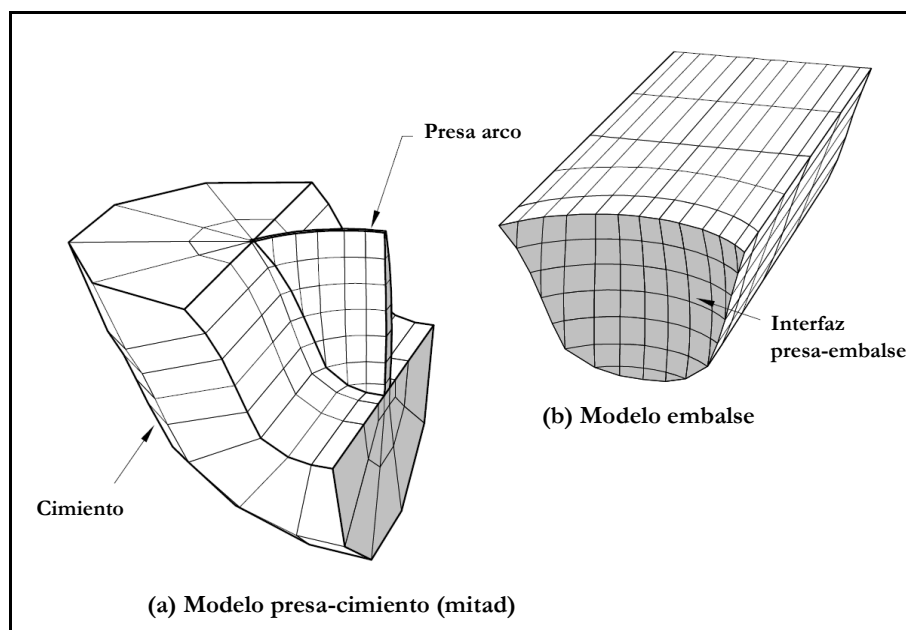


Figura 6.12: Subsistemas presa-cimiento y embalse en 3D (Fuente: USACE [135])

Esta última técnica suele utilizarse en el dominio de la frecuencia y, mediante el uso de la Transformada Rápida de Fourier (FFT en inglés), los resultados obtenidos pueden trasladarse al dominio del tiempo. En los análisis dinámicos no lineales es necesario tener en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales. Es el caso, por ejemplo, de los macizos rocosos que forman las cimentaciones, cuyo comportamiento no lineal está controlado por las discontinuidades, como ya se ha visto (modelo Hoek-Brown).

6.5.- Propiedades de los materiales

Las propiedades del hormigón necesarias para realizar un análisis dinámico son el módulo de elasticidad dinámico, el coeficiente de Poisson dinámico y el coeficiente de amortiguamiento. Estos datos se obtienen normalmente a partir de ensayos dinámicos sobre probetas y, más raramente, a partir de tests dinámicos sobre la propia presa.

El módulo de elasticidad dinámico, E_d , varía de acuerdo con la magnitud de la deformación y con la velocidad de deformación. Normalmente se asume que el módulo de elasticidad dinámico es del orden del doble del estático.

$$E_{DINAMICO} = 2 \times E_{ESTATICO} \quad (6.24)$$

De acuerdo con los estudios llevados a cabo por Hatano (véase Katayama [75]) sobre parámetros deformacionales de materiales sometidos a distintos niveles de carga y diferentes frecuencias, E_d aumenta con el nivel de carga para una misma frecuencia, y aumenta con la frecuencia para un mismo nivel de carga.

El módulo de Poisson dinámico, ν_d , aumenta con el nivel de carga y es independiente de la frecuencia.

El amortiguamiento para los modos fundamentales de oscilación se encuentra entre el 5% y el 10%.

De acuerdo con los estudios de rotura de probetas de hormigón, Hatano formula las propiedades resistentes en función del tiempo hasta rotura mediante una ley logarítmica.

Así, para la resistencia a compresión se tiene la ecuación 6.25, siendo 'd' y 'f' los parámetros de ajuste del modelo lineal estadístico:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= d - f \ln(t) \\ 0,03s < t < 100s\end{aligned}\tag{6.25}$$

Para la resistencia a tracción la formulación planteada es la recogida en la ecuación 6.26, donde 'a' y 'b' son los parámetros de ajuste del modelo:

$$\begin{aligned}\frac{1}{\sigma_t} &= a + b \ln(t) \\ 0,03s < t < 100s\end{aligned}\tag{6.26}$$

De acuerdo con los resultados de ensayos, la resistencia a compresión es un 30% mayor y la resistencia a tracción un 50% mayor para roturas rápidas que para roturas lentas.

Un aspecto sobre el que no hay acuerdo entre los investigadores es en la necesidad o no de considerar los fenómenos de fatiga del hormigón frente a cargas cíclicas en el estudio sísmico de presas.

Capítulo 7

Modelos numéricos

En el presente capítulo se exponen algunas características de los modelos numéricos existentes para el análisis de problemas relacionados con la seguridad de presas de hormigón. Para el desarrollo del capítulo se sigue la clasificación propuesta por el Comité Internacional de Grandes Presas (véase ICOLD [66]), que agrupa los modelos en las categorías de deterministas (basados en principios físicos), estadísticos (basados puramente en el análisis de datos), híbridos (combinación de los dos anteriores) y adaptativos (basados en técnicas de inteligencia artificial). En los apartados que siguen se comenta las principales características de cada uno de ellos.

7.1.- Modelos deterministas

7.1.1.- Definición

Básicamente los modelos deterministas permiten simular la respuesta de un sistema frente a acciones externas mediante el uso de modelos matemáticos basados en principios físicos, formulados para su resolución con técnicas de análisis numérico. Los modelos matemáticos se basan en las ecuaciones constitutivas de los materiales que conforman la presa y el cimiento, como se ha visto en el Capítulo 4. Estas ecuaciones constitutivas se deducen a partir de los principios de la mecánica de los medios continuos, la mecánica de suelos y rocas, la hidráulica, la hidrología y la hidrogeología. En función de las técnicas de análisis numérico utilizadas para tratar el problema, se tienen modelos de:

- Métodos de elementos de contorno.
- Métodos de elementos del dominio (principalmente el método de los elementos finitos y el método de las diferencias finitas). Un tercer tipo empleado en mecánica de rocas es el denominado “Distinct Element Method”.
- Métodos híbridos que combinan los dos anteriores.

La precisión de los resultados obtenidos depende de la adecuación del modelo matemático a la realidad modelada, de la calidad de la solución numérica, controlada por el tamaño de la malla elegida, del conocimiento de los parámetros que intervienen en las ecuaciones constitutivas, de las simplificaciones introducidas en el modelo y del conocimiento de las variables independientes que intervienen en el problema.

Dentro del campo de la seguridad de presas, los modelos deterministas se utilizan desde la fase de diseño y durante la vida de la presa, una vez calibrados adecuadamente, para que los resultados del modelo reproduzcan de la forma más fiel posible el comportamiento observado. De este modo pueden ser utilizados con éxito para el control del comportamiento normal de la presa y para identificar comportamientos anormales. En el caso de que se pretenda ir más allá, y utilizar el modelo para analizar un hipotético comportamiento anormal, el modelo debe refinarse al máximo, recogiendo las variaciones de comportamiento debidas al envejecimiento de la presa u otros fenómenos.

A continuación se exponen las características principales de los métodos de elementos de contorno y de los métodos de elementos del dominio.

7.1.2.- Métodos de elementos de contorno

En este caso se modela únicamente la superficie de los sólidos y las interfaces entre distintos materiales, que se subdividen en elementos, mientras que el interior de los dominios se representa como un continuo. Dentro de estos métodos encontramos tres tipos principales:

- Método Indirecto o de Tensiones Ficticias.
- Método Directo.
- Método de la Discontinuidad de Desplazamientos.

En el Método Indirecto o de Tensiones Ficticias el primer paso es encontrar un conjunto de tensiones ficticias que satisfagan las condiciones de contorno impuestas. Estas tensiones se utilizan para obtener las tensiones y desplazamientos reales dentro del sólido. En el Método Directo, en cambio, los desplazamientos se calculan directamente a partir de las condiciones de contorno.

Una ventaja de los métodos de elementos de contorno es que requieren un menor esfuerzo para la formación de la malla de cálculo, que es más reducida, y por lo tanto, los procesos de cálculo suelen ser más rápidos. Un inconveniente de estos modelos es que no permiten un tratamiento sencillo de los problemas en los que las propiedades de los materiales no son las mismas en todos los puntos del interior del dominio.

7.1.3.- Métodos de elementos del dominio

En estos métodos, el interior de la región analizada es discretizado en una serie de recintos o elementos no solapados. Cada recinto está conectado con los que le rodean mediante una serie de nodos. Las ecuaciones diferenciales que gobiernan el problema se plantean con una serie de condiciones de contorno y/o valores iniciales para las variables de campo (tensiones, desplazamientos), en todos los nodos que delimitan los recintos o elementos definidos.

En el caso del Método de las Diferencias Finitas, este sistema de ecuaciones diferenciales es sustituido por una serie de expresiones algebraicas equivalentes, de modo que las incógnitas son los valores de las variables de campo en los nodos. Los valores de las variables quedan indeterminados en el interior de los recintos.

En el caso del Método de los Elementos Finitos, las variables de campo varían dentro de cada elemento de una forma determinada. Para definir esta variación se utilizan funciones específicas denominadas “funciones de forma” controladas por una serie de parámetros. Estos parámetros se ajustan planteando una minimización energética o de errores. En ambos casos el planteamiento del problema desemboca en la obtención de un sistema de ecuaciones a resolver.

Estos métodos de elementos del dominio son adecuados para resolver problemas con materiales heterogéneos y no lineales. Las juntas normalmente son tratadas mediante elementos específicos.

Existen dos esquemas de resolución del sistema de ecuaciones planteado: el esquema implícito y el esquema explícito o de relajación dinámica (véase Otter et al. [99]).

El esquema implícito se basa en el ensamblaje de una matriz para el sistema de ecuaciones lineales, que se puede resolver mediante algoritmos clásicos (Gauss, Gradiente, Bloques, etc.). En el caso de que el material tenga un comportamiento no lineal se plantean dos inconvenientes:

- Al alcanzarse la resistencia del material en alguna zona se produce una transferencia de tensiones hacia otras zonas.
- La respuesta del sistema depende de la secuencia de aplicación de la carga.

El problema de la transferencia de tensiones se resuelve modificando los coeficientes de rigidez (lo que se conoce como aproximación “secante”) y/o ajustando variables impuestas (aproximación de “tensiones o deformaciones iniciales”). Estos ajustes deben realizarse de forma iterativa para que se siempre se verifiquen las ecuaciones constitutivas y de equilibrio para el estado de carga dado. En cuanto a la aplicación secuencial de la carga, es preciso que el modelo reproduzca esta adecuadamente la misma. Para ello se divide la carga total en escalones de carga, y se resuelve el sistema para cada uno de ellos sucesivamente.

Existen diversos algoritmos matriciales para resolver este tipo de problemas no lineales (Newton, Newton-Raphson, Secante, Longitud de Arco, etc.) y algoritmos específicos para la resolución de problemas dinámicos (Newmark, Hilbert-Hughes-Taylor, Crank-Nicholson, Wilson, etc.). Los esquemas implícitos suelen ser los más habituales en el campo de los Elementos Finitos.

En el esquema explícito, en cambio, no se forman matrices. Se plantea un cálculo secuencial por pasos. En el paso inicial, partiendo de las fuerzas y tensiones impuestas, se plantean las ecuaciones diferenciales generales del movimiento (Leyes de Newton) a los nodos de la malla de cálculo, lo que se traduce en unas velocidades y desplazamientos. De acuerdo con las ecuaciones constitutivas, estas velocidades y desplazamientos originan un nuevo estado tenso-deformacional al final del paso. En el siguiente paso, partiendo del estado de tensiones y fuerzas resultante del paso anterior, se vuelve a repetir el proceso, que da como resultado otro estado de tensiones y fuerzas, y así sucesivamente hasta alcanzar un estado estacionario (de equilibrio o no).

El esquema explícito es más eficiente en el tratamiento de las no linealidades, puesto que no son precisos ajustes matriciales, sino que la no linealidad del material se evalúa paso a paso, y está integrada en el proceso.

Además, permite introducir fácilmente y de forma natural las secuencias de carga, conforme avanza el proceso de modelación en el tiempo, sin tener que recurrir de nuevo a técnicas matriciales. El esquema explícito suele ser más habitual en el campo de las Diferencias Finitas.

Dentro de los métodos de elementos del dominio está el denominado “Distinct Element Method”, de aplicación en el campo de la mecánica de rocas, cuando la región modelada está compuesta por bloques de grandes dimensiones separados por juntas, de modo que el comportamiento del conjunto está gobernado por las juntas más que por los propios bloques individualmente. Un sistema así conformado es altamente no lineal, por lo que el esquema de resolución explícito es el indicado.

A continuación se presentan con más detalle aspectos relacionados con el Método de los Elementos Finitos y con el Método de las Diferencias Finitas.

7.1.4.- Método de Elementos Finitos

El método de los elementos finitos es un procedimiento numérico para resolver las ecuaciones diferenciales que se obtienen al formular problemas en el campo de la física y de la ingeniería. Es el más usado en la actualidad en el campo del análisis estructural. El método tiene su origen en la década de los 50 del siglo XX, en el campo de la industria aeroespacial. Posteriormente se aplica a otras ramas de la ingeniería, en problemas de conducción de calor, mecánica de fluidos, flujo en medios porosos, etc.

El fundamento del método (véase Zienkiewicz [150]), es que cualquier cantidad continua, ya sean desplazamientos, tensiones, temperaturas, etc., evaluada sobre una región del espacio, puede ser aproximada mediante un modelo discreto formado por un conjunto de funciones continuas a trozos definidas sobre un conjunto finito de subdominios. Estos subdominios, no solapados, se encuentran conectados entre sí mediante unos puntos comunes o nodos.

Conocidos los valores de la variable en los nodos de un subdominio, podemos conocer el valor de la variable en cualquier punto del mismo, mediante unas funciones denominadas “funciones de forma”.

Sea V la función cuyo valor se desea conocer, N_e el número de subdominios, recintos o elementos finitos que se han considerado:

$$V \approx \bigcup_1^{N_e} \Phi^{(e)}(x, y, z) \quad (7.1)$$

Para cada uno de los recintos, el valor de la función en sus nodos (por ejemplo, si es un elemento triangular de 3 nodos i, j, k) sería:

$$\begin{aligned} &V_i^{(e)} \\ &V_j^{(e)} \\ &V_k^{(e)} \end{aligned} \quad (7.2)$$

Y el valor de la función en un punto dado de un elemento (por ejemplo, en un caso 2D, en un punto de coordenadas x, y perteneciente al elemento) se evalúa mediante la ecuación 7.3.

$$\Phi^{(e)}(x, y) = N_i V_i^{(e)} + N_j V_j^{(e)} + N_k V_k^{(e)} \quad (7.3)$$

donde:

N_i, N_j y N_k : son las funciones de forma para el elemento considerado.

Si se tiene un total de “n” nudos en el conjunto modelado, se tendrán “n” funciones de forma. Estas funciones de forma normalmente son lineales, cuadráticas o cúbicas.

Las condiciones en el contorno (Γ) de la región analizada pueden ser de dos tipos: condiciones de tipo Dirichlet y condiciones de tipo Neumann. Si conocemos el valor de la función V sobre una parte del contorno (Γ_1) se tiene una condición de tipo Dirichlet.

$$\frac{\partial V}{\partial n} = f \quad \text{en } \Gamma_2 \tag{7.4}$$

En las condiciones Neumann lo que se conoce es la derivada normal de V sobre una parte del contorno (Γ_2):

$$V = g \quad \text{en } \Gamma_1 \tag{7.5}$$

Las ventajas del método de los elementos finitos es que permite formular el problema para cualquier ecuación diferencial, en medios no homogéneos, con una gran flexibilidad de localización de nodos y tamaños de elementos y que puede admitir prácticamente cualquier tipo de condiciones en el contorno.

La posición (u) de un punto dentro del elemento, su velocidad (\dot{u}) y su aceleración (\ddot{u}), vendrán dadas por la de los nodos que lo conforman, de acuerdo las ecuaciones 7.6.

Para un problema de mecánica, a partir de estas expresiones, y aplicando un principio físico (trabajos virtuales, minimización de la energía potencial) es posible obtener un sistema de ecuaciones de equilibrio.

$$\begin{aligned} u &= \sum_k N_k u_k \\ \dot{u} &= \sum_k N_k \dot{u}_k \\ \ddot{u} &= \sum_k N_k \ddot{u}_k \\ k &= 1, 2, \dots, n \end{aligned} \tag{7.6}$$

En un análisis estructural, si denominamos :

- u : vector de desplazamientos en los nodos
- \dot{u} : vector de velocidades en los nodos
- \ddot{u} : vector de aceleraciones en los nodos
- V : volumen del sólido analizado
- A : superficie del sólido analizado
- F : fuerzas externas
- f : fuerzas por unidad de superficie
- N : matriz de las funciones de forma
- D : matriz de deformaciones
- T : tensor de tensiones

Podemos plantear la ecuación de equilibrio entre fuerzas exteriores e internas, en función de los parámetros de los nodos, de forma matricial:

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + p(u) = F \tag{7.7}$$

Es decir, las fuerzas exteriores tienen que estar en equilibrio con la suma de las fuerzas de inercia (aceleraciones que experimenta el sólido), más las fuerzas de amortiguamiento, más las fuerzas internas resistentes (deformaciones del sólido).

La expresión para las fuerzas de inercia es:

$$M \ddot{u} = \left[\int_V N^T \rho N dV \right] \ddot{u} \quad (7.8)$$

La expresión para las fuerzas de amortiguamiento es:

$$C \dot{u} = \left[\int_V N^T C N dV \right] \dot{u} \quad (7.9)$$

Las fuerzas internas resistentes se formulan mediante:

$$p(u) = \int_V D^T T dV \quad (7.10)$$

Las fuerzas exteriores se pueden expresar como:

$$F = \int_A N^T f dA \quad (7.11)$$

Este sistema de ecuaciones conforma la formulación general de un problema dinámico en análisis de estructuras mediante elementos finitos.

Existe hoy en día un gran número de códigos comerciales homologados para cálculo con elementos finitos, que disponen de diversos algoritmos de cálculo incorporados. Algunos de los más importantes empleados en el ámbito de las presas de hormigón son los siguientes: ABAQUS, ANSYS, DIANA, LUSAS, SOLVIA, entre otros.

Por otro lado, en distintas universidades del mundo se desarrollan aplicaciones orientadas a la modelación con elementos finitos. Algunos de estos códigos de investigación son: COMET (Universidad Politécnica de Cataluña, UPC), FEFAP (Politécnico de Milán, POLIMI), FRAC-DAM (Universidad Tecnológica de Viena, TUW), FRANC2D y 3D (Universidad de Cornell).

Los programas que permiten la modelación de la fisuración lineal y elástica han de resolver el problema derivado del hecho de que en el vértice de una fractura se produce una singularidad en el campo de tensiones, que debe ser representada. Las maneras de tratar esta cuestión son:

- Mediante refinamiento local del mallado.
- Mediante incorporación de funciones singulares (poco utilizados).
- Mediante el uso de elementos singulares.

Con referencia a éstos últimos, se pueden clasificar en:

- Elementos isoparamétricos degenerados obtenidos por el desplazamiento de nodos.

- Elementos que incorporan la singularidad a través del cambio en la forma del elemento y coordenadas de los puntos nodales.
- Modificación de las funciones de base que son transformadas en polinomios racionales.
- Elementos transformados que adoptan la forma de la singularidad en un dominio con contorno irregular.

En los cuadros 7.1 a 7.10 que se adjuntan se resumen las principales características de los códigos de elementos finitos más usados en el campo de las presas: autor y usuarios, descripción, tipos de problemas que se pueden resolver, modelos constitutivos admitidos, elementos y reglas de integración, disponibilidad de modelos constitutivos según elementos, métodos de resolución de ecuaciones, algoritmos de resolución de problemas no lineales, algoritmos de resolución de problemas dinámicos, capacidades de pre-proceso y post-proceso y capacidad de simulación de la fisuración.

En las figuras 7.1 a 7.4 se ilustran algunos ejemplos de modelos numéricos bidimensionales de presas de hormigón de gravedad elaborados con algunos de estos códigos.

Cuadro 7.1: ABAQUS. Características principales.

| Código | ABAQUS |
|---|--|
| Autor y usuarios | |
| Descripción | Programa comercial de alcance general que permite el manejo de modelos de materiales desarrollados por el usuario. |
| Tipos de problemas | <ul style="list-style-type: none"> • Mecánica 2D y 3D. • Permite acoplamiento de fases. • Analiza fracturación en 3D (con un software específico denominado ZENCRACK). |
| Modelos constitutivos | Elásticos, elasto-plásticos, elasto-viscoplásticos para hormigón y otros modelos no lineales. |
| Elementos y reglas de integración | <ul style="list-style-type: none"> • Elementos generales en 2D y 3D, así como placas, membranas y vigas. • En 2D: triángulos de 3 y 6 puntos; cuadriláteros de 4, 8 y 9 puntos. • En 3D: hexaedros de 8, 20 y 27 puntos; pentaedros de 6, 15 y 18 puntos. • Integración por Gauss. |
| Disponibilidad de modelos constitutivos según elementos | Total para los principales elementos en 2D y 3D. |
| Métodos de resolución de ecuaciones | Algoritmos de resolución directos e iterativos; técnicas de eliminación de frentes múltiples y por bloques, Lanczos eigensolver. |
| Algoritmos de resolución de problemas no lineales | Newton y Newton-Raphson modificado. |
| Algoritmos de resolución de problemas dinámicos | Hilber-Hughes-Taylor, Newmark. |
| Pre-proceso y post-proceso | Dispone de rutinas de pre y post-proceso en entorno windows. |
| Simulación de la fisuración | Modelo de fractura basado en medio discontinuo. |

Cuadro 7.2: ANSYS. Características principales.

| Código | ANSYS |
|---|---|
| Autor y usuarios | Programa desarrollado por Swanson Analysis Systems Inc. |
| Descripción | Programa comercial de alcance general que permite el manejo de modelos de materiales desarrollados por el usuario. |
| Tipos de problemas | Análisis estructural, térmico y mecánico; análisis de flujo dinámico y análisis de impactos en transitorio. |
| Modelos constitutivos | <ul style="list-style-type: none"> • Modelos de plasticidad anisótropa, con rigidización cinemática o isotrópica. • Modelos visco-plásticos con rigidización isotrópica. • Reptación (creep) anisótropa. |
| Elementos y reglas de integración | <ul style="list-style-type: none"> • Elementos de contacto con fricción, elementos pretensados, fracturación de sólidos, vigas no lineales. • Elementos de contacto nodo a nodo, en 2D y 3D, con multiplicadores de Lagrange |
| Disponibilidad de modelos constitutivos según elementos | Total para los principales elementos en 2D y 3D. |
| Métodos de resolución de ecuaciones | <ul style="list-style-type: none"> • Método del gradiente conjugado pre-condicionado, gradiente conjugado de Jacobi, técnicas de eliminación de frentes múltiples y por bloques. • Lanczos eigensolver. • Métodos de dominios distribuidos. • Métodos algebraicos multimalla. |
| Algoritmos de resolución de problemas no lineales | Algoritmos basados en el método de Newton. |
| Algoritmos de resolución de problemas dinámicos | Newmark, Hilber-Hughes-Taylor, Crank-Nicholson. |
| Pre-proceso y post-proceso | Dispone de rutinas de pre y post-proceso en entorno windows. |
| Simulación de la fisuración | Simulación de fracturación difusa (Smearred crack model). |

Cuadro 7.3: COMET. Características principales.

| Código | COMET |
|---|---|
| Autor y usuarios | Código de investigación desarrollado en el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC) en colaboración con el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE). Prof. J. Oliver. |
| Descripción | COMET (CO upled ME chanical and T hermal) es un programa de elementos finitos que permite el acoplamiento del cálculo mecánico y térmico. |
| Tipos de problemas | <ul style="list-style-type: none"> • Problemas mecánicos en 2D/3D sujetos a condiciones estáticas, quasi-estáticas o dinámicas transitorias. • Problemas térmicos en 2D/3D sujetos a condiciones permanentes y transitorias. • Acoplamiento mecánico y térmico en 2D/3D en condiciones permanentes y transitorias. |
| Modelos constitutivos | <ul style="list-style-type: none"> • Modelos de plasticidad para hormigón: modelo acoplado visco-elástico. • Modelos de daño tipo “Isotropic damage”. |
| Elementos y reglas de integración | <ul style="list-style-type: none"> • Admite la mayor parte de familias de elementos 2D y 3D. • Reglas de integración de Gauss, Lobatto o Irons. |
| Disponibilidad de modelos constitutivos según elementos | Compatibilidad total. |
| Métodos de resolución de ecuaciones | <ul style="list-style-type: none"> • Resolución directa utilizando un esquema de almacenamiento tipo “Skyline”. • Método iterativo del Gradiente Conjugado Precondicionado; GMRES Iterativo. |
| Algoritmos de resolución de problemas no lineales | <ul style="list-style-type: none"> • Matriz de rigidez inicial, o Newton-Raphson completo, o Newton-Raphson modificado. • Aceleradores de convergencia: Newton Secante (1 ó 2 parámetros), y BFGS. • De longitud de arco y control de desplazamientos. |
| Algoritmos de resolución de problemas dinámicos | Wilson (esquema de primer orden) y Newmark (esquema de segundo orden). |
| Pre-proceso y post-proceso | GID (desarrollado por la UPC y el CIMNE). Es un pre- y post-procesador general para elementos finitos, con generación de malla automática para 2D y 3D. |
| Simulación de la fisuración | <ul style="list-style-type: none"> • Modelo de fractura difusa (Smearred crack model). • Modelo de discontinuidad fuerte. |

Cuadro 7.4: DIANA. Características principales.

| Código | DIANA |
|---|---|
| Autor y usuarios | Código comercial en el que han intervenido la Universidad de Delft, la Universidad de Cornell, la Shimizu Corporation y otros. |
| Descripción | DIANA (DI splacement method ANA lyzer) es un programa de elementos finitos (3D y no lineal) con extensas librerías de materiales, elementos y procesos. El programa permite el manejo de modelos constitutivos introducidos por el usuario |
| Tipos de problemas | <ul style="list-style-type: none"> • Estáticos, dinámicos, flujo, acoplamiento flujo-tensiones. • Fracturación extendida y fracturación localizada. |
| Modelos constitutivos | <ul style="list-style-type: none"> • Modelos elásticos, de plasticidad ortótropa y fracturación. • Modelos de plasticidad para hormigón: Von Mises, Mohr-Coulomb, Druker-Prager, Tresca, Rankine, Rankine/Von-Mises, Rankine/Druker-Prager. • Modelo de reptación. • Modelos de interfaz no lineales que incluyen la fracturación, dilatación, deslizamiento y fricción |
| Elementos y reglas de integración | Gran variedad de elementos (casi 200), tales como vigas (rectas y curvas), sólidos, membranas, elementos axisimétricos y de deformación plana. Láminas, placas, elementos de transición, muelles, flujo, masas puntuales y elementos de interfaz (gap). |
| Disponibilidad de modelos constitutivos por elementos | Total para los principales elementos en 2D y 3D. |
| Métodos de resolución de ecuaciones | Los métodos pueden ser de tipo directo, iterativo y de autovalores, incluyendo el Método del Gradiente Conjugado y el Método del Residuo Mínimo, algoritmo de Sparse y la descomposición de ILU. |
| Algoritmos de resolución de problemas no lineales | Newton-Raphson (standard y modificado). |
| Algoritmos de resolución de problemas dinámicos | Diversos algoritmos dinámicos, de intervalo de tiempo (time-stepping) |
| Pre-proceso y post-proceso | Generadores de malla interactivos y herramientas gráficas de post-proceso. |
| Simulación de la fisuración | <ul style="list-style-type: none"> • Fractura difusa para pautas de distribución de fracturas. • Fisuración discreta en interfaces para fisuras localizadas. |

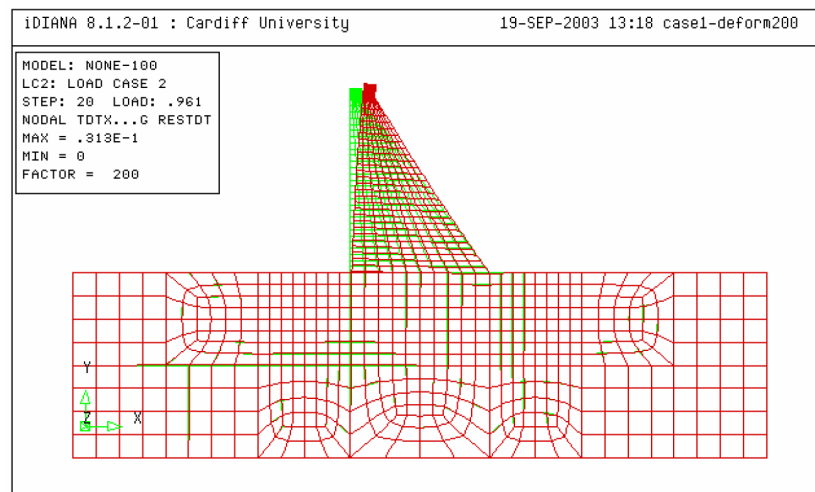


Figura 7.1: Modelo 2D de una presa de gravedad con el código DIANA (Fuente: Jefferson [72])

Cuadro 7.5: FEFAP. Características principales.

| Código | FEFAP |
|---|--|
| Autor y usuarios | Universidad de Cornell. Prof. Ingraffea. |
| Descripción | FEFAP (F inite E lement F racture A nalysis P rogram) es un código de investigación en 2D y en 3D. En la actualidad, la parte de fractura sólo está desarrollada en 2D. |
| Tipos de problemas | <ul style="list-style-type: none"> • Mecánicos 2D / 3D. • Problemas Multi-fase (térmicos, hidráulicos, mecánicos y químicos). |
| Modelos constitutivos | <ul style="list-style-type: none"> • Modelos de interfaz entre suelo – hormigón – roca. • Modelo para hormigón “Damage model” (desarrollado en el POLIMI). • Modelos de plasticidad usuales (Mises, Drucker-Prager, etc). |
| Elementos y reglas de integración | <ul style="list-style-type: none"> • Triángulos y tetraedros (deformación constante y lineal). • Cuadriláteros planos de 4, 8 y 9 nodos. • Elementos de interfaz 2D y 3D. |
| Disponibilidad de modelos constitutivos según elementos | “Damage model” disponible sólo en 2D para triángulos de deformación constante. |
| Métodos de resolución de ecuaciones | Métodos directos. |
| Algoritmos de resolución de problemas no lineales | Newton. |
| Algoritmos de resolución de problemas dinámicos | Newmark y Hilbert-Hughes-Taylor (con Newton). |
| Pre-proceso y post-proceso | Compatible con GID (de la UPC y del CIMNE). |
| Simulación de la fisuración | Utiliza un criterio de iniciación de fractura, y cuenta con algoritmos que rehacen y refinan la malla en el vértice de la fisura automáticamente en dirección y longitud arbitrarias. |

Cuadro 7.6: FRAC-DAM. Características principales.

| Código | FRAC-DAM |
|---|--|
| Autor y usuarios | Universidad de Viena. Prof. H.Linsbauer. |
| Descripción | FRACDAM (F RACture and D AMage) es un programa de elementos finitos (2D) para el análisis de estructuras de hormigón. |
| Tipos de problemas | Admite cargas estáticas, dinámicas (sísmicas), temperaturas, peso propio, presión hidrostática y presiones intersticiales. |
| Modelos constitutivos | Modelos para hormigón |
| Elementos y reglas de integración | <ul style="list-style-type: none"> • Elementos standard en 2D. • Cables pretensados y elementos de juntas. |
| Disponibilidad de modelos constitutivos según elementos | |
| Métodos de resolución de ecuaciones | |
| Algoritmos de resolución de problemas no lineales | |
| Algoritmos de resolución de problemas dinámicos | |
| Pre-proceso y post-proceso | |
| Simulación de la fisuración | Penetración de agua en fisuras y subpresiones en juntas. |

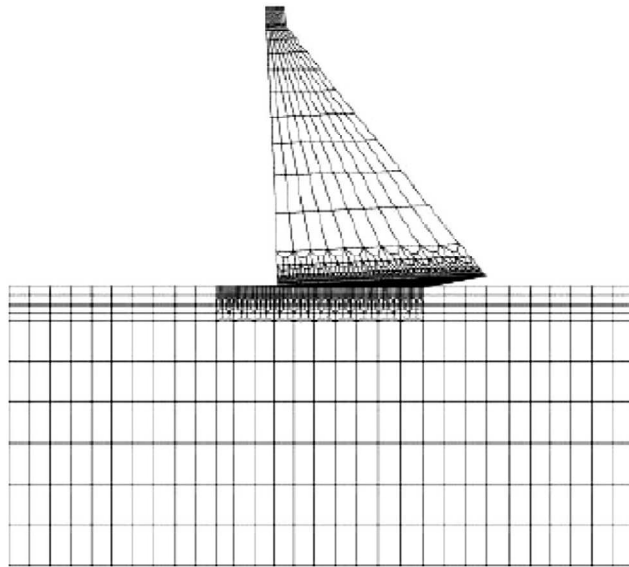


Figura 7.2: Modelo 2D de una presa de gravedad con el código FRAC-DAM (Fuente: Linsbauer et al [81])

Cuadro 7.7: FRANC2D. Características principales.

| Código | FRANC2D |
|---|---|
| Autor y usuarios | Universidad de Cornell. Prof. A.R. Ingraffea. |
| Descripción | FRANC2D (FR acture AN alysis Code 2D) es un programa de elementos finitos muy interactivo para simulaciones de propagación curvilínea de fisuras en estructuras en 2D. El programa se distribuye con una herramienta de generación de malla (CASCA). |
| Tipos de problemas | <ul style="list-style-type: none"> • Permite análisis mecánicos, de flujo y térmicos. • Análisis de fisuración en 2D. |
| Modelos constitutivos | <ul style="list-style-type: none"> • Modelos elásticos isótropos y ortótropos. • Modelos de elasto-plásticos isótropos y ortótropos. • Modelos de interfaz lineales y no lineales que incluyen modelos de fisuras con cohesión. |
| Elementos y reglas de integración | <ul style="list-style-type: none"> • Elementos standard en 2D. • Elementos de interfaz. |
| Disponibilidad de modelos constitutivos según elementos | Total para los principales elementos. |
| Métodos de resolución de ecuaciones | <ul style="list-style-type: none"> • Eliminación Gaussiana Standard. • Relajación dinámica. |
| Algoritmos de resolución de problemas no lineales | Algoritmos de resolución tipo Newton (lineales multi-etapa, relajación dinámica y no lineales) en función del tipo de modelo y del tipo de problema. |
| Algoritmos de resolución de problemas dinámicos | |
| Pre-proceso y post-proceso | <ul style="list-style-type: none"> • Generador de malla externo (CASCA). • Herramientas gráficas de post-proceso en entorno Windows. |
| Simulación de la fisuración | Fisuración discreta para fisuras localizadas. |

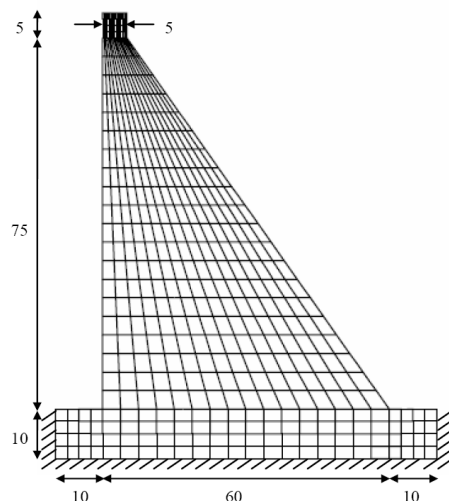


Figura 7.3: Modelo 2D de una presa de gravedad con el código FRANC2D (Fuente: Jefferson [72])

Cuadro 7.8: LUSAS. Características principales.

| Código | LUSAS |
|---|---|
| Autor y usuarios | FEA Ltd. Dr. David Irving. Cardiff University. Dr. Tony Jefferson. |
| Descripción | LUSAS es un programa de elementos finitos para el análisis de todo tipo de problemas en ingeniería de tipo lineal, no lineal, dinámicos y de temperaturas. |
| Tipos de problemas | Térmicos, mecánicos y de flujo, incluyendo el acoplamiento térmico y mecánico. |
| Modelos constitutivos | <ul style="list-style-type: none"> • Modelos elásticos isotropos y anisotropos. • Modelos de plasticidad, incluyendo Von Mises, Mohr-Coulomb, Druker-Prager, Cam-Clay. • Modelos “Isotropic damage” y “Composite damage”. • Modelo de reptación. • Modelo de plasticidad de superficies múltiples para hormigón. • Nuevo modelo plástico de rotura direccional, desarrollado con la Universidad de Cardiff. |
| Elementos y reglas de integración | <ul style="list-style-type: none"> • Múltiples opciones de elementos 2D, 3D, placas, láminas y vigas, de tipo lineal y cuadrático. • Elementos de interfaz en 2D y 3D con líneas de deslizamiento. • Múltiples reglas de integración. |
| Disponibilidad de modelos constitutivos por elementos | Prácticamente todos los modelos están disponibles para todo tipo de elementos. |
| Métodos de resolución de ecuaciones | Métodos de tipo Frontal (simétrico y asimétrico), Skyline, Gradiente conjugado preconditionado y el algoritmo de Harwell Boeing. |
| Algoritmos de resolución de problemas no lineales | Newton, Quasi-Newton, Line Search (con incremento automático), Secante y Longitud de Arco. |
| Algoritmos de resolución de problemas dinámicos | Newmark, Hilber-Hughes-Taylor + Autovalores, Combinaciones espectrales. |
| Pre-proceso y post-proceso | Dispone de rutinas de pre-proceso y post-proceso en entorno Windows. |
| Simulación de la fisuración | Fractura difusa y con elementos de interfaz. |

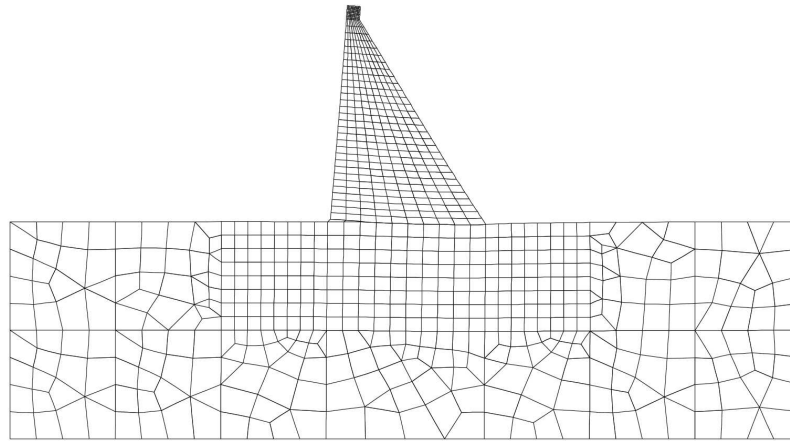


Figura 7.4: Modelo 2D de una presa de gravedad con el código LUSAS (Fuente: Jefferson [72])

Cuadro 7.9: MERLIN. Características principales.

| Código | MERLIN |
|---|--|
| Autor y usuarios | Universidad de Colorado y Electric Power Research Institute. |
| Descripción | MERLIN es un programa de elementos finitos para el análisis de la fractura en estructuras de hormigón. |
| Tipos de problemas | Mecánicos, térmicos, de flujo y de fractura lineal y no lineal en 2D y 3D con acoplamiento de presiones intersticiales en fisuras. |
| Modelos constitutivos | <ul style="list-style-type: none"> • Modelos elásticos isótropos y anisótropos. • Modelos de plasticidad. |
| Elementos y reglas de integración | Múltiples opciones de elementos 2D y 3D. |
| Disponibilidad de modelos constitutivos según elementos | Prácticamente todos los modelos están disponibles para todo tipo de elementos. |
| Métodos de resolución de ecuaciones | |
| Algoritmos de resolución de problemas no lineales | |
| Algoritmos de resolución de problemas dinámicos | |
| Pre-proceso y post-proceso | Dispone de rutinas de pre-proceso y post-proceso. |
| Simulación de la fisuración | Fractura lineal y no lineal con algoritmos de propagación y modificación de malla |

Cuadro 7.10: SOLVIA. Características principales.

| Código | SOLVIA |
|---|--|
| Autor y usuarios | |
| Descripción | Método de elementos finitos lineal y no lineal, 2D / 3D, para análisis de tensiones y análisis térmico, en problemas estáticos y dinámicos. |
| Tipos de problemas | Tensiones, desplazamientos y problemas térmicos, estáticos y dinámicos. |
| Modelos constitutivos | 20 modelos constitutivos (incluye 2 modelos específicos para hormigón) y la posibilidad de introducir modelos definidos por el usuario. |
| Elementos y reglas de integración | Elementos habituales, incluyendo Fluid2, Fluid3 (ambos basados en desplazamientos y energía potencial, elementos tipo “film”, y elementos de contacto 2D y 3D. |
| Disponibilidad de modelos constitutivos según elementos | Modelos constitutivos generalizados en 2D/3D disponibles para todos los elementos. |
| Métodos de resolución de ecuaciones | “Standard direct Skyline” y “Sparse” disponibles. |
| Algoritmos de resolución de problemas no lineales | Newton y sus variantes standard. |
| Algoritmos de resolución de problemas dinámicos | Newmark, Central, Wilson, Hilber-Hughes. |
| Pre-proceso y post-proceso | Todo el input se genera mediante SOLVIA-PRE, el cual incluye interfaces con IDEAS Universal File y PATRAN Neutral File SOLVIA-POST muestra los resultados generados por SOLVIA. |
| Simulación de la fisuración | ESPECIAL (desarrollado por el usuario). Bloque de Fractura en 3D con evaluación automática del desarrollo en el frente de fractura. |

7.1.5.- Método de Diferencias Finitas

El método de las Diferencias Finitas obtiene una solución aproximada de las ecuaciones diferenciales que gobiernan un fenómeno en una región, sobre la que se han definido unas condiciones iniciales y unas condiciones de contorno. Es probablemente la primera técnica numérica que se empleó para resolver un sistema de ecuaciones diferenciales.

La región se discretiza en una serie de recintos conectados mediante nodos. La función incógnita en cada nodo se aproxima por su desarrollo en serie de Taylor. El número de términos del desarrollo será el suficiente para que junto con las condiciones de contorno y las condiciones iniciales sea posible eliminar las derivadas y obtener una ecuación que permite conocer el valor de la función en cada nodo. Dicha ecuación relaciona el valor de la función en un nodo con el valor de la función en los nodos adyacentes. Repitiendo este proceso para cada uno de los nodos, se obtiene un sistema de ecuaciones cuya resolución conduce a la solución aproximada buscada.

El valor de la función en un nodo de posición $x+\Delta x$ se puede aproximar a partir del valor en un nodo de posición x mediante:

$$f(x + \Delta x) = f(x) + \frac{f'(x)}{1!} \Delta x + \frac{f''(x)}{2!} (\Delta x)^2 + \dots + \frac{f^{(n)}(x)}{n!} (\Delta x)^n \quad (7.12)$$

De modo análogo, para un nodo de posición $x - \Delta x$ se obtiene:

$$f(x - \Delta x) = f(x) + \frac{f'(x)}{1!}(-\Delta x) + \frac{f''(x)}{2!}(-\Delta x)^2 + \dots + \frac{f^{(n)}(x)}{n!}(-\Delta x)^n \quad (7.13)$$

Si, por ejemplo, truncamos el desarrollo por la primera derivada y agrupamos el resto de términos en un término de error K , podemos deducir dos expresiones aproximadas de la derivada primera:

$$f'(x) = \frac{f(x + \Delta x) - f(x)}{\Delta x} + K \quad (7.14)$$

$$f'(x) = \frac{f(x) - f(x - \Delta x)}{\Delta x} + K \quad (7.15)$$

De igual modo, si truncamos el desarrollo por la segunda derivada se obtiene:

$$f''(x) = \frac{f(x + \Delta x) + f(x - \Delta x) - 2f(x)}{(\Delta x)^2} + K \quad (7.16)$$

Con estas expresiones obtenemos las derivadas a partir del valor de la función en los nodos próximos. Las condiciones de contorno pueden ser de tipo Dirichlet o de tipo Neumann.

Se expone a continuación un ejemplo sencillo de cómo se formula un problema en diferencias finitas.

Ejemplo 7.1.- Formulación del problema tenso-deformacional de una barra en diferencias finitas.

Sea un elemento unidimensional (por ejemplo, una barra), de densidad ρ y módulo de Young E . La expresión de la ecuación constitutiva es:

$$\sigma_{xx} = E \frac{\partial u_x}{\partial x} \quad (7.17)$$

La ecuación de equilibrio (Newton) es:

$$\rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} \quad (7.18)$$

La formulación en diferencias finitas de la ecuación constitutiva es:

$$\sigma_{xx}^i(t) = E \frac{u_x^{i+1}(t) - u_x^i(t)}{\Delta x} \quad (7.19)$$

Donde los superíndices indican la zona en la que se evalúa la función y las expresiones entre paréntesis (t) indican el instante en el que se evalúa. La formulación en diferencias finitas de la ecuación de equilibrio, planteada en los nodos, es:

$$\frac{\rho}{\Delta t} \left[\dot{u}_x(t + \frac{\Delta t}{2}) - \dot{u}_x(t - \frac{\Delta t}{2}) \right] = \frac{1}{\Delta x} [\sigma_{xx}^i(t) - \sigma_{xx}^{i-1}(t)] \quad (7.20)$$

Reordenando términos:

$$\dot{u}_x(t + \frac{\Delta t}{2}) = \dot{u}_x(t - \frac{\Delta t}{2}) + \frac{\Delta t}{\rho \Delta x} [\sigma_{xx}^i(t) - \sigma_{xx}^{i-1}(t)] \quad (7.21)$$

Integrando nuevamente para obtener desplazamientos se obtiene:

$$u_x^i(t + \Delta t) = u_x^i(t) + \dot{u}_x(t + \frac{\Delta t}{2}) \Delta t \quad (7.22)$$

En el método explícito, las cantidades que figuran a la derecha del igual son conocidas, por ello, se evaluaría la expresión de la ecuación 7.19 para todas las zonas antes de pasar a las 7.21 y 7.22, que se evalúan en los nodos.

Los modelos de diferencias finitas se han empleado con más frecuencia en presas de materiales sueltos que en presas de hormigón. Los códigos comerciales en diferencias finitas han encontrado un gran campo de desarrollo en la modelación de flujo en medio poroso, donde podemos citar el código *MODFLOW* (U.S. Geological Survey), de amplia difusión. Uno de los códigos con uso documentado en análisis de presas de gravedad es el código *FLAC* (Itasca, USA), cuyas principales características se abordan en el apartado siguiente.

7.1.6.- El código *FLAC*

7.1.6.1.- Descripción

FLAC (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*) es un programa en diferencias finitas, para análisis en 2D y en 3D, con un esquema de resolución explícito, orientado a la modelación mecánica de suelos, rocas y elementos estructurales, incluyendo flujo subterráneo y disipación de presiones intersticiales. Además, dispone de tres módulos para:

- Análisis dinámico
- Análisis térmico
- Análisis de material fluyente (creep)

FLAC contiene un lenguaje de programación interno denominado *FISH*, que permite al usuario implementar desde funciones de cálculo hasta modelos constitutivos, de modo que el programa se puede personalizar para cada problema analizado.

El código emplea un esquema lagrangiano de deformaciones, con referencias a la malla deformada, frente al esquema euleriano, con referencias a una posición inicial en el análisis.

El tipo de análisis por defecto es de tipo mecánico y estático. De forma independiente, se puede realizar un análisis de flujo y un análisis térmico, y acoplar ambos con el cálculo mecánico. Al utilizar las ecuaciones del movimiento completas, el acoplamiento se puede realizar tanto en el análisis estático como en el dinámico. El programa utiliza un algoritmo de resolución mediante un esquema explícito, en sucesivos pasos de cálculo (time-steps).

Una de las características más importantes es que se trata de un programa guiado por comandos, aunque en versiones recientes el programa puede ser guiado parcialmente por menús.

La ecuación fundamental de equilibrio en *FLAC* es la ecuación del movimiento de Newton:

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (7.23)$$

donde ρ es la densidad, t el tiempo, x_i las componentes del vector de posición, g_i las componentes de la aceleración gravitacional (fuerzas másicas) y σ_{ij} las componentes del tensor de tensiones.

7.1.6.2.- Tipos de problemas

Entre los tipos de problemas que se pueden formular con el código *FLAC* se tiene:

- Problemas de tensión-deformación plana y axisimétricos.
- Problemas de flujo y consolidación, calculando presiones intersticiales, acoplados.
- Problemas térmicos.
- Acoplamiento de problemas de tensión, de flujo y térmicos.
- Realiza análisis estáticos y dinámicos.

El flujo se modela como transitorio, considerando el estado estacionario como una particularidad asintótica. Modela flujo confinado y con superficie freática, calculando ésta última. Puede generar líneas de corriente y trayectorias de partículas.

El código base incorpora la formulación de los siguientes modelos:

- Modelos elasto-plásticos
 - Modelo vacío o nulo (“null” model).
 - Modelo de elasticidad isotrópica.
 - Modelo de elasticidad isotrópica transversal.
 - Modelo de plasticidad de Drucker-Prager.
 - Modelo de plasticidad de Mohr-Coulomb
 - Modelo de plasticidad “ubiquitous-joint”
 - Modelo de plasticidad “strain-hardening/softening”
 - Modelo de plasticidad bilineal “strain-hardening/softening ubiquitous-joint”
 - Modelo de plasticidad “double-yield”
 - Modelo de plasticidad “Cam-clay” modificado

- Modelos visco-elásticos y visco-plásticos (incorporados en el modo “creep”)
 - Modelo visco-elástico clásico (Maxwell).
 - Modelo de ley de potencia de dos componentes
 - Modelo de reptación de referencia (WIPP)
 - Modelo visco-plástico “Burgercreep”
 - Modelo visco-plástico (WIPP-creep)
 - Modelo “crushed-salt”

El fluido puede ser deformable, y seguir la Ley de Darcy (isótropa y anisótropa). La relación entre las componentes del vector velocidad de deformación unitaria (strain-rate, e) con las componentes del vector velocidad en un punto del sólido (u) son:

$$\dot{e}_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right) \quad (7.24)$$

Con carácter general, un modelo constitutivo presenta la siguiente forma:

$$\sigma_{ij} = M \left(\sigma_{ij}, \dot{e}_{ij}, \kappa \right) \quad (7.25)$$

donde M es la forma funcional del modelo constitutivo y κ puede ser uno o varios parámetros que controlan el proceso en el tiempo.

7.1.6.3.- Elementos y reglas de integración

El código trabaja sobre elementos 2D tipo cuadrilátero, internamente divididos en dos pares de triángulos superpuestos, como se ilustra en la Figura 7.5. El esquema de numeración de elementos y nodos se muestra en la Figura 7.6. Permite manejar elementos estructurales, tales como revestimientos de túneles, pilotes, cables, anclajes y bulones, que interactúan con el macizo rocoso o con el suelo.

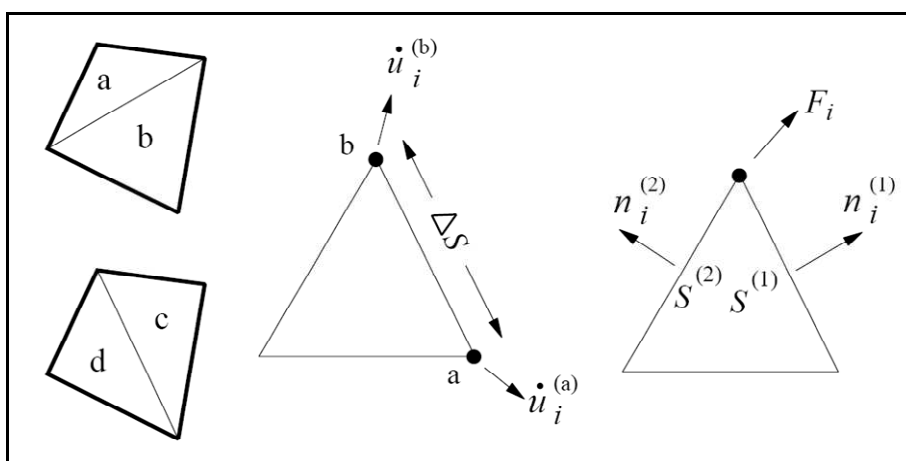


Figura 7.5: Elementos básicos en *FLAC*. (a)- Elementos Cuadriláteros Superpuestos; (b)- Elemento Triangular con vectores de velocidad; (c)- Vector de Fuerza en Nodo (Fuente: Itasca [71])

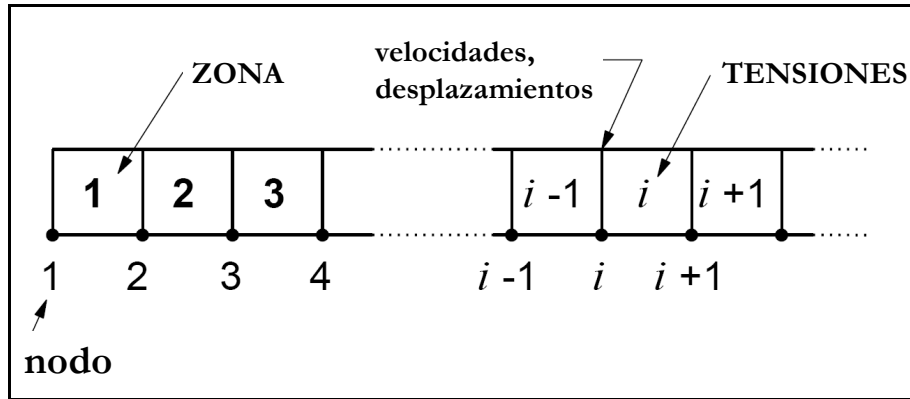


Figura 7.6: Esquema de Numeración de Elementos y Nodos en *FLAC* (Fuente: Itasca [71])

La malla de diferencias finitas identifica la localización del almacenamiento de todas las variables de estado del modelo. El procedimiento en *FLAC* es el siguiente: las magnitudes vectoriales se almacenan en los nodos (fuerzas, velocidades, desplazamientos, flujos); las magnitudes escalares y tensoriales se almacenan en las zonas (tensiones, presiones, propiedades de los materiales). Hay tres excepciones: saturación y temperatura se almacenan en los nodos y las presiones intersticiales se almacenan tanto en los nodos como en las zonas.

Una de las principales diferencias entre *FLAC* y los códigos de elementos finitos es la forma de realizar la integración de las ecuaciones. En *FLAC* se emplea el esquema denominado “mixed discretization”, que presenta ventajas cuando se modela el colapso plástico y la deformación plástica.

Consiste en tratar numéricamente por separado el tensor isótropo y el desviador, tanto para los tensores de tensiones como para los tensores de deformaciones). Este esquema está, desde el punto de vista del fenómeno físico modelado, más cerca de la realidad que los esquemas habituales en elementos finitos, basados en técnicas distintas de integración (la más común es la denominada “reduced integration”).

7.1.6.4.- Disponibilidad de modelos según elementos

Una de las principales ventajas de *FLAC* es que no tiene ninguna limitación en cuanto a materiales constitutivos. El tratamiento que el programa hace en cuanto a la formulación de las ecuaciones del movimiento sobre cada elemento tipo cuadrilátero es compatible con cualquier modelo constitutivo que se defina.

7.1.6.5.- Métodos de resolución de ecuaciones

FLAC emplea las ecuaciones generales del movimiento, incluso para modelar sistemas estáticos. Esto permite procesar fenómenos de inestabilidad física sin que se generen inestabilidades numéricas.

Se emplea un esquema de resolución “explícito” (frente a los esquemas “implícitos”, más usuales). La ventaja principal se deriva del hecho de que los esquemas explícitos son capaces de reproducir prácticamente cualquier no linealidad de la ley tensión-deformación, con el mismo tiempo de cálculo que para leyes tensión-deformación lineales.

Los esquemas implícitos, por otro lado, requieren mucho tiempo de cálculo para leyes no lineales. Con el esquema “explícito” no es preciso almacenar en memoria matrices, lo que supone dos ventajas:

- con la misma capacidad de memoria se pueden resolver problemas más extensos
- el tiempo de cálculo es el mismo para grandes que para pequeñas deformaciones, porque no hay que actualizar ninguna matriz de rigidez

FLAC es un código robusto puesto que el algoritmo de cálculo es el mismo, independientemente del modelo constitutivo escogido, mientras que los códigos de elementos finitos precisan algoritmos distintos en función de los modelos constitutivos. El esquema básico cíclico que sigue el código para resolver las ecuaciones es el recogido en la Figura 7.7.

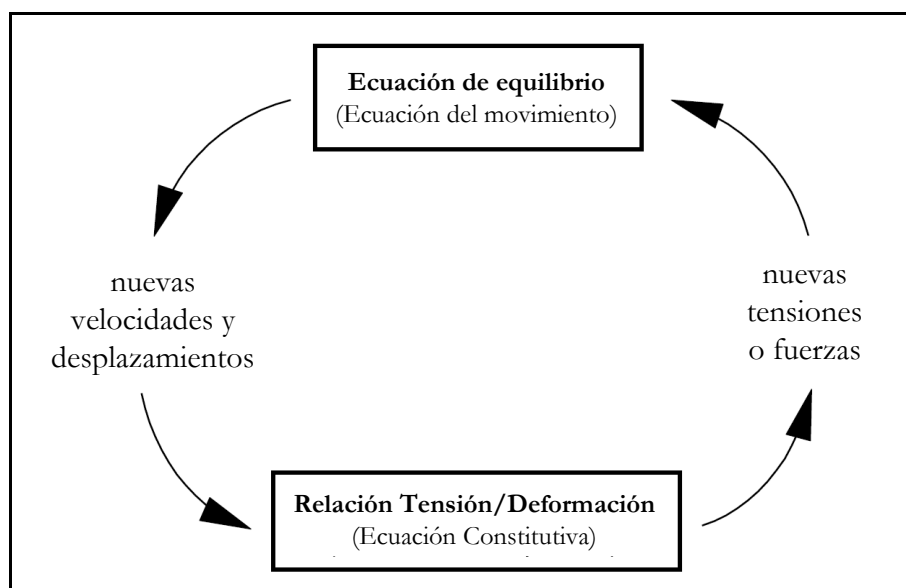


Figura 7.7: Esquema de la Resolución de Ecuaciones en *FLAC* (Fuente: Itasca [71])

7.1.6.6.- Algoritmos de resolución de problemas no lineales

El algoritmo de resolución es único para problemas lineales y no lineales. El algoritmo de resolución siempre es dinámico. Para resolver problemas estáticos se plantea un esquema de disipación de los términos inerciales (“relaxation”) en sucesivos pasos de cálculo. Esto significa que requiere más tiempo de cálculo que los métodos de elementos finitos para el caso de problemas lineales y estáticos, con bajas deformaciones (es decir, para problemas de naturaleza más estructural).

Es posible obtener la salida de resultados de todas las variables involucradas en el cálculo, con su evolución a lo largo de todo el proceso de cálculo, así como la edición de resultados en forma gráfica, con gran variedad de posibilidades.

7.1.6.7.- Simulación de fractura

FLAC, en principio, no es un código eficiente para modelar la fracturación, pues exige introducir en el modelo, previamente al cálculo, la ubicación de las fisuras, fracturas e interfaces en general. Existe un código de la familia de *FLAC*, denominado *UDEC*, orientado a la simulación de regiones con múltiples fracturas. Uno de los campos a explorar es el potencial del código *FLAC* para tratar la fracturación en presas de hormigón, utilizando *FISH*.

7.1.6.8.- Resumen de características principales

En el cuadro 7.11 se recoge, de forma análoga a como se ha hecho anteriormente para los códigos de elementos finitos, un resumen de las principales características de la herramienta *FLAC*.

7.1.6.9.- Experiencias en uso de FLAC para la modelación de presas de hormigón

El uso de *FLAC* como herramienta de simulación en problemas de evaluación de la seguridad de presas de hormigón ha sido escaso hasta la fecha. De acuerdo con la recopilación citada por Bureau solamente existen unas pocas publicaciones, relativas al tema (véase Bureau [24]), todas ellas posteriores a 1999 (véase Bureau [22, 23], Bu [20] y Tavares de Castro [126]).

El uso de *FLAC* se ha centrado en el análisis sísmico (4 referencias), en el análisis estático con cimentación de baja rigidez (1 referencia) y en el análisis térmico de una presa de Hormigón Compactado con Rodillo (1 referencia).

En los análisis sísmicos se ha adoptado, en general, modelos constitutivos de tipo elástico tanto para la presa como para el cimiento.

En cuanto al modo de amortiguamiento de la acción sísmica, distintos autores han utilizado diferentes opciones (amortiguamiento local constante frente al amortiguamiento variable tipo Rayleigh, función de la rigidez y de la masa del modelo).

Los modelos se han utilizado para evaluar las tensiones máximas inducidas en la presa y cimiento debido a la acción sísmica y, sobre todo, para evaluar los desplazamientos finales previsibles en la estructura tras un evento sísmico.

Cuadro 7.11: *FLAC*. Características principales.

| Código | <i>FLAC</i> |
|---|--|
| Autor y usuarios | Itasca Consulting, P.A. Cundall |
| Descripción | <i>FLAC</i> (F ast L agrangian A nalysis of C ontinua) es un método de diferencias finitas 2D y 3D, para análisis del continuo en problemas estáticos y dinámicos, con un esquema de resolución explícito y lagrangiano. Dispone de un lenguaje de programación propio (<i>FISH</i>). |
| Tipos de problemas | Problemas mecánicos estáticos y dinámicos con acoplamiento de flujo y con acoplamiento térmico. |
| Modelos constitutivos | Modelos constitutivos elásticos (isotrópico en conjunto y por capas), de plasticidad (Drucker-Prager, Mohr-Coulomb -y sus derivados de juntas múltiples, de rigidización y reblandecimiento-, modelo de doble cedencia y modelo Cam-clay), modelos reológicos viscoplásticos (6 variantes incluyendo los modelos Burger y WIPP) y la posibilidad de introducir modelos definidos por el usuario. |
| Elementos y reglas de integración | Elementos trapeciales en 2D y tetraédricos en 3D. Esquema de discretización mixto. |
| Disponibilidad de modelos constitutivos por elementos | Modelos constitutivos disponibles para todos los elementos. |
| Métodos de resolución de ecuaciones | Esquema explícito por pasos (time-marching). |
| Algoritmos de resolución de problemas no lineales | Esquema explícito por pasos (time-marching). |
| Algoritmos de resolución de problemas dinámicos | Esquema explícito por pasos (time-marching). |
| Pre-proceso y post-proceso | El input se genera mediante comandos. Utilidades gráficas combinadas con <i>FISH</i> . |
| Simulación de la fisuración | En elementos de interfaz previamente definidos, con posibilidad de deslizamiento y despegue. |

7.2.- Modelos estadísticos

Los modelos estadísticos son modelos matemáticos basados en el proceso de un gran número de datos disponibles relativos al comportamiento registrado del sistema modelado. En el ámbito de las presas es aconsejable disponer de datos de auscultación de un mínimo de 5 años. Mediante el tratamiento estadístico de los datos, se obtienen correlaciones entre una serie de parámetros de respuesta (desplazamientos, filtraciones, presiones, etc.) y una serie de acciones externas (nivel en el embalse, temperaturas del agua, del aire, del cuerpo de presa, edad de la presa, etc.). Estas correlaciones se obtienen mediante técnicas del tipo de mínimos cuadrados, y consisten en expresiones analíticas con una serie de componentes multiplicadas por unos coeficientes a determinar. Cuantos más grados de libertad, mejor se ajustan los resultados de la función a los datos reales. Por contra, cuantos más grados de libertad, se precisa un mayor número de datos para obtener los coeficientes de ajuste.

La utilidad de estos modelos es diagnosticar si durante un periodo dado, la presa se ha comportado de un modo esperable, o si por el contrario, algún nuevo factor que es necesario identificar ha influenciado este comportamiento. Para ello se comparan los valores medidos durante el periodo sometido a examen con los valores resultantes de las correlaciones deducidas, y comprobando si las diferencias entre ambos son estadísticamente significativas. La aplicación de estos modelos busca encontrar relaciones causa-efecto.

Los modelos estadísticos se clasifican en dos grupos:

- probabilísticos
- regresivos (o de series temporales)

Los modelos probabilísticos asumen que el efecto evaluado es una variable aleatoria con una función de densidad de probabilidad que depende de la causa.

Los modelos regresivos trabajan sobre series temporales, analizando los parámetros estadísticos que caracterizan la serie, y buscando relaciones entre los valores de la serie (descriptores de la respuesta del sistema) y los parámetros de acciones externas, introduciendo un componente aleatorio que recoge los errores y la influencia de otros fenómenos considerados poco relevantes. Estos modelos permiten identificar y aislar la influencia individual de distintas acciones externas. Un ejemplo es la modelación de los desplazamientos de una presa, considerando como acciones externas el nivel en el embalse, la temperatura y la edad de la presa.

Los modelos estadísticos con filtros son utilizados con frecuencia en análisis de señales, pero su aplicación a las presas es muy escasa. Las series estacionarias se pueden construir a partir de dos procesos estacionarios, de media móvil (MA) y auto-regresivos (AR). Los procesos de media móvil tienen una media independiente del tiempo, mientras que su varianza y covarianza dependen solamente del intervalo de tiempo. En los procesos auto-regresivos existe una dependencia de los valores previos. A partir de estos dos se pueden construir los modelos de procesos auto-regresivos de media móvil estacionarios (ARMA) y no estacionarios (ARIMA). Estos modelos aportan alguna información sobre el fenómeno analizado por medio de los coeficientes y de los parámetros estadísticos (desviaciones típicas, autocorrelaciones, etc.).

Los parámetros de los modelos AR señalan el carácter auto regresivo del fenómeno y su “memoria”. Los parámetros de los modelos MA indican la influencia de cada factor en distintos periodos. Los modelos auto-regresivos (AR) se utilizan en el campo de las presas en la modelación de fenómenos hidrológicos (series de aportaciones, niveles piezométricos). Los modelos de media móvil (MA) se emplean en la modelación de temperaturas en la presa. Los modelos auto-regresivos de media móvil (ARMA) se utilizan en la modelación de fenómenos relacionados con las filtraciones, los desplazamientos de la presa y la respuesta dinámica de la presa.

7.3.- Modelos híbridos

Un modelo híbrido combina características de los modelos deterministas y de los modelos estadísticos. La expresión analítica de los descriptores del comportamiento se obtiene mediante una aproximación determinista, pero cada término de la función se multiplica por un coeficiente de valor desconocido. Estos coeficientes se obtienen con técnicas estadísticas como las descritas en el punto anterior.

7.4.- Modelos adaptativos

Los modelos adaptativos están basados en técnicas relacionadas con la inteligencia artificial, y, concretamente, con las redes neuronales. La investigación en inteligencia artificial ha avanzado en dos direcciones: las técnicas de lógica simbólica y las técnicas de conectividad.

Las técnicas de lógica simbólica desarrollan mecanismos para la representación simbólica del conocimiento, y utilizan modelos lógicos para deducir u obtener más conocimiento a partir de los hechos memorizados en el conocimiento base del sistema. De este modo se obtienen los denominados “Sistemas Expertos”.

La conectividad introduce un nuevo concepto, la computación neuronal, que se ha plasmado en el desarrollo de las denominadas “redes neuronales”. Un concepto clave en una red neuronal es que la información no se almacena en una zona concreta del sistema, sino que está almacenada de forma difusa en toda la red. Este almacenamiento se realiza ponderando adecuadamente las conexiones entre las neuronas que componen la red. Una característica de una red neuronal es que puede aprender de los ejemplos. La red se alimenta de una serie de ejemplos de problemas similares al que queremos resolver. Al plantear éste, la red utilizará la información adquirida a partir de dichos ejemplos.

Dentro de una red, una neurona puede encontrarse en una capa de entrada de datos a la red, en una capa oculta, o en una capa de salida de datos de la red. Se han desarrollado diferentes tipos de redes. Uno de los más relevantes es el denominado “feedforward”. En este tipo de red las neuronas en un nivel sólo pueden conectarse con neuronas situadas en el nivel previo. Es una red sin memoria y los resultados sólo dependen de los datos y de los coeficientes de ponderación de las conexiones. En función de como se propaga la información, este tipo de redes pueden ser de un sólo nivel o de múltiples niveles. En este caso, la red debe disponer al menos de una capa oculta. Estas redes pueden analizar problemas complejos (no lineales). Otro tipo de redes son la denominadas “recursivas”, utilizadas en problemas de naturaleza no estacionaria.

Estos modelos apenas se han utilizado hasta la fecha en el campo de la ingeniería de presas.

7.5.- Utilidad de los modelos

Los modelos estadísticos son más simples y económicos que los modelos deterministas basados en técnicas de elementos finitos o de diferencias finitas. En cambio, sólo pueden ponerse a punto cuando se dispone de un periodo relativamente largo de registros de observación de la presa en servicio, en los que ésta haya estado sometida a diferentes condiciones de explotación. Por ello, durante las fases de proyecto y en los primeros años de vida de la presa, sólo pueden utilizarse modelos deterministas. Por otro lado, los modelos estadísticos permiten identificar anomalías en el comportamiento de la presa, pero no ofrecen información sobre las causas que desencadenan las mismas, mientras que los modelos deterministas permiten investigar las causas de los comportamientos anormales. La gran utilidad de los modelos estadísticos es que permiten calibrar periódicamente los modelos deterministas, recogiendo los efectos del envejecimiento. También son utilizados con éxito en el control en tiempo real de la presa, mediante su integración en “Sistemas Expertos”. Los modelos deterministas deben estar siempre disponibles para ser aplicados en caso de que cualquier suceso imprevisto tenga lugar durante la vida útil de la presa.

El desarrollo futuro en este campo va hacia los modelos híbridos, combinando métodos de regresión o de redes neuronales con métodos determinísticos basados en los elementos finitos. Partiendo de los datos de auscultación, los parámetros de un modelo de elementos finitos pueden ser evaluados mediante un análisis mixto estadístico-determinista. Las predicciones que proporcione un modelo así construido serán mucho más precisas que las que hoy se pueden conseguir.

Capítulo 8

Métodos probabilísticos

En el capítulo 2 se han introducido las metodologías utilizadas para la evaluación de la seguridad de presas. Se han revisado los métodos clásicos, basados en el análisis determinístico y en la utilización de coeficientes de seguridad, y se han presentado las nuevas técnicas que se desarrolladas en los últimos años basadas en el análisis de riesgos. Para poder aplicar estas últimas es preciso determinar la probabilidad de fallo de la presa, dadas unas determinadas condiciones de sollicitación (probabilidad condicional). Dentro de los métodos allí expuestos para estimar la probabilidad condicional de fallo se encuentra el grupo que se denomina Análisis Cuantitativo. Este grupo comprende la utilización de diagramas lógicos, como árboles de eventos o fallos, así como los métodos analíticos. En el presente capítulo se tratan los diversos métodos analíticos existentes para determinar esta probabilidad condicional.

8.1. Métodos probabilísticos. Niveles de análisis

El objeto es determinar la probabilidad de fallo, formulada mediante la ecuación (2.1) que se reproduce a continuación:

$$P_f [g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 0] = \int_{g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 0} f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad (8.1)$$

Los métodos para estimar la probabilidad de fallo de un sistema se pueden agrupar en distintos niveles (véase Mínguez [94]):

Nivel 1: Método de los coeficientes de seguridad parciales. No proporciona la probabilidad de fallo. La incertidumbre se mide mediante factores arbitrarios.

Nivel 2: Método de los momentos de segundo orden. Puede proporcionar la probabilidad de fallo. Aproxima la función de densidad de probabilidad conjunta $f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n)$ mediante sus dos primeros momentos (media y desviación típica). En algunos casos, se utiliza también una aproximación para la región de fallo $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$.

Nivel 3: Métodos exactos. Proporciona la probabilidad de fallo. Utiliza la función de densidad conjunta global y métodos específicos para poder realizar la integración.

En el Cuadro 8.1 se recoge un resumen de las características de estos niveles, adaptada de Mínguez [94].

Cuadro 8.1: Niveles de medidas de fiabilidad estructural

| NIVEL | Métodos de cálculo | Distribuciones estadísticas | Ecuaciones de estado límite | Incertidumbres asociadas | Resultados |
|---------|---|--------------------------------------|--------------------------------|--|-------------------------|
| Nivel 1 | Calibración de códigos con métodos de nivel 2 ó 3 | No se utilizan | Ecuaciones lineales usualmente | Factores arbitrarios | Coefficientes Parciales |
| Nivel 2 | Álgebra de segundo orden | Sólo distribuciones normales | Lineales o aprox. lineales | Puede incluirse como distribuciones normales | Probabilidad de fallo |
| Nivel 3 | Transformaciones | Distribuciones normales equivalentes | Lineales o aprox. lineales | Puede incluirse | Probabilidad de fallo |
| | Integración numérica y simulación | Cualesquiera | Cualesquiera | Variables aleatorias | |

En el capítulo 2 se han expuesto los fundamentos de los métodos de Nivel 1. En este capítulo se desarrollan algunos de los principales métodos de Nivel 2 y de Nivel 3.

8.2.- Métodos de Nivel 2 o de momentos de segundo orden

8.2.1.- Fundamentos

Los métodos de Nivel 2 utilizan aproximaciones de la función $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$ de tipo lineal (es decir, de primer orden, o First Order). Además, en lugar de trabajar con la función de densidad de probabilidad conjunta, utilizan únicamente los dos primeros momentos de la misma (Second Moment). Por ello, estos métodos se denominan como métodos FOSM (First Order Second Moment).

El resultado directo típico que se obtiene con estos métodos es el índice de fiabilidad, β , que se define como el número de desviaciones típicas que separan el valor esperado de la función $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$, del valor correspondiente al estado límite $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)=0$. Este valor proporciona una medida relativa de la fiabilidad (distancia del valor más probable a la región de fallo), de forma que cuanto mayor sea β , más segura es la estructura, pero no proporciona el valor buscado de la probabilidad de fallo.

$$\beta = \frac{E[g^*] - (g^*)_{fallo}}{\sigma_{g^*}} = \frac{E[g^*] - 0}{\sigma_{g^*}} = \frac{E[g^*]}{\sigma_{g^*}} \quad (8.2)$$

Puesto que X_1, X_2, \dots, X_n son variables aleatorias, $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$ es una variable aleatoria, que tendrá una función de distribución de probabilidad determinada, que normalmente es desconocida. Para poder determinar la probabilidad de fallo es preciso realizar una hipótesis sobre cómo es la función de distribución de $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$. Realizada esta hipótesis y con los dos primeros momentos de la distribución obtenidos a partir de los dos primeros momentos de las distribuciones de probabilidad de las variables aleatorias X_1, X_2, \dots, X_n , se puede obtener el índice de fiabilidad y la probabilidad de fallo.

A continuación se presentan diversas técnicas para abordar el problema:

- Desarrollo en serie de Taylor alrededor del valor medio.
- Método de estimación puntual (Point Estimate Method)
- Método de Hasofer-Lind

8.2.2.- Desarrollo en serie de Taylor alrededor del valor medio

Para poder obtener los dos primeros momentos de la distribución de probabilidad de $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$ a partir de los dos primeros momentos de las distribuciones de probabilidad de las variables aleatorias X_1, X_2, \dots, X_n es preciso que $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$ sea una función lineal:

$$g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 + \dots + a_n x_n \quad (8.3)$$

Si g^* no es lineal, es preciso realizar una aproximación, linealizando. El primer momento de g^* , suponiendo que las variables aleatorias no son independientes, se obtiene mediante:

$$E[g^*] = g^*(E[X_1], E[X_2], \dots, E[X_n]) + \frac{1}{2} \sum \left(\frac{\partial^2 g^*}{\partial X_i \partial X_j} \rho_{X_i X_j} \sigma_{X_i} \sigma_{X_j} \right) \quad (8.4)$$

donde σ_{X_i} es la desviación típica de variable aleatoria X_i y $\rho_{X_i X_j}$ es el coeficiente de correlación entre las variables aleatorias X_i y X_j .

Por tratarse de una aproximación de primer orden, las derivadas de segundo orden se desprecian, por lo que la expresión resultante es la misma tanto si las variables aleatorias son dependientes como si son independientes (sin correlaciones):

$$E[g^*] = g^*(E[X_1], E[X_2], \dots, E[X_n]) \quad (8.5)$$

Es decir, el valor esperado de g^* se obtiene evaluando la función en el punto del espacio n-dimensional correspondiente a los valores esperados de las distintas variables aleatorias.

La varianza de g^* , suponiendo variables dependientes, se obtiene mediante:

$$Var[g^*] = \sum_i \left(\left(\frac{\partial g^*}{\partial X_i} \right)^2 \sigma_{X_i}^2 \right) + 2 \sum_{i \neq j} \left(\frac{\partial g^*}{\partial X_i} \frac{\partial g^*}{\partial X_j} \rho_{X_i X_j} \sigma_{X_i} \sigma_{X_j} \right) \quad (8.6)$$

donde $\sigma_{X_i}^2$ es la varianza de la variable aleatoria X_i .

En el caso de independencia entre las variables aleatorias, la expresión (8.6) se reduce a:

$$Var[g^*] = \sum_i \left(\left(\frac{\partial g^*}{\partial X_i} \right)^2 \sigma_{X_i}^2 \right) \quad (8.7)$$

Si la función g^* es lineal, es posible obtener de forma inmediata las derivadas de primer orden. En el caso de que sea no lineal, las derivadas de primer orden se aproximan utilizando el desarrollo en serie de Taylor de primer orden para g^* alrededor del valor medio. Para ello, aunque lo normal es evaluar la función g^* en dos puntos próximos al valor medio, uno a cada lado, se utilizan dos puntos más lejanos del valor medio, que son los puntos situados a una distancia de una desviación típica del valor medio, uno a cada lado. La justificación de esta forma de proceder es que, de este modo, en el caso de ser g^* no lineal, se captura parte del comportamiento no lineal, de forma aproximada. Así pues:

$$\frac{\partial g^*}{\partial X_i} \approx \frac{g^*(E[X_i] + \sigma_{X_i}) - g^*(E[X_i] - \sigma_{X_i})}{(X_i + \sigma_{X_i}) - (X_i - \sigma_{X_i})} = \frac{g^*(E[X_i] + \sigma_{X_i}) - g^*(E[X_i] - \sigma_{X_i})}{2\sigma_{X_i}} \quad (8.8)$$

y el cuadrado de la derivada de primer orden se puede aproximar por:

$$\left(\frac{\partial g^*}{\partial X_i} \right)^2 \approx \frac{1}{\sigma_{X_i}^2} \left(\frac{g^*(E[X_i] + \sigma_{X_i}) - g^*(E[X_i] - \sigma_{X_i})}{2} \right)^2 \quad (8.9)$$

sustituyendo (8.9) en (8.7) se obtiene:

$$Var[g^*] = \sum_i \left(\left(\frac{g^*(E[X_i] + \sigma_{X_i}) - g^*(E[X_i] - \sigma_{X_i})}{2} \right)^2 \right) \quad (8.10)$$

Nótese que con este método, es preciso realizar $2n+1$ evaluaciones de la función g^* , siendo n el número de variables aleatorias consideradas.

A continuación se desarrolla un ejemplo de aplicación de esta metodología para una presa como la del ejemplo 2.1.

Ejemplo 8.1.- Probabilidad de fallo con método FOSM: Desarrollo en serie de Taylor.

Sea la presa del ejemplo 2.1. De todas las variables que intervienen se consideran como variables aleatorias el ángulo de fricción, ϕ , y la cohesión, c , en el plano de contacto presa-cimiento. Todas las demás variables se consideran determinadas por sus respectivos valores. El ángulo de fricción se supone definido por una función de densidad de probabilidad normal de media 45° y desviación típica 6.75° . La cohesión se supone definida por una función de distribución normal de media 5.00×10^5 N/m² y desviación típica 1.25×10^5 N/m². Ambas variables se suponen independientes.

La función de estado g^ se define como:*

$$g^* = \frac{r}{s} - 1 \quad (8.11)$$

Donde r es la función de la resistencia al deslizamiento y s es la sollicitación al deslizamiento. De acuerdo con los valores del ejemplo 2.1, la función de la resistencia viene dada por:

$$\begin{aligned} r &= (A \cdot \rho_c g - U) \operatorname{tg} \varphi + B \cdot c = (3750 \times 2300 \times 10 - 3.375 \times 10^7) \operatorname{tg} \varphi + 75 \times c \\ r &= 5.25 \times 10^7 \times \operatorname{tg} \varphi + 75 \times c \end{aligned} \quad (8.12)$$

y la función de sollicitación viene dada por:

$$s = 0.5 \cdot \rho_w g \cdot h^2 = 0.5 \times 1000 \times 10 \times 90^2 = 4.05 \times 10^7 \text{ N/m} \quad (8.13)$$

Por tanto, la función de estado queda definida por:

$$g^*(\varphi, c) = \frac{5.25 \times 10^7 \times \operatorname{tg} \varphi + 75 \times c}{4.05 \times 10^7} - 1 \quad (8.14)$$

El término $\operatorname{tg} \varphi$ introduce una no linealidad en la función. El primer momento de g^* , de acuerdo con (8.5), vale:

$$E[g^*] = \frac{5.25 \times 10^7 \times \operatorname{tg} 45 + 75 \times 5.00 \times 10^5}{4.05 \times 10^7} - 1 = 1.222222 \quad (8.15)$$

Es preciso realizar 4 evaluaciones más de g^* :

$$\begin{aligned} g^*(45 + 6.75, 5.00 \times 10^5) &= \frac{5.25 \times 10^7 \times \operatorname{tg} 51.75 + 75 \times 5.00 \times 10^5}{4.05 \times 10^7} - 1 = 1.570270 \\ g^*(45 - 6.75, 5.00 \times 10^5) &= \frac{5.25 \times 10^7 \times \operatorname{tg} 38.25 + 75 \times 5.00 \times 10^5}{4.05 \times 10^7} - 1 = 0.947844 \\ g^*(45, 5.00 \times 10^5 + 1.25 \times 10^5) &= \frac{5.25 \times 10^7 \times \operatorname{tg} 45 + 75 \times 6.25 \times 10^5}{4.05 \times 10^7} - 1 = 1.453704 \\ g^*(45, 5.00 \times 10^5 - 1.25 \times 10^5) &= \frac{5.25 \times 10^7 \times \operatorname{tg} 45 + 75 \times 3.75 \times 10^5}{4.05 \times 10^7} - 1 = 0.990741 \end{aligned} \quad (8.16)$$

y aplicando (8.10) se obtiene:

$$\begin{aligned} \operatorname{Var}[g^*] &= \left(\frac{1.570270 - 0.947844}{2} \right)^2 + \left(\frac{1.453704 - 0.990741}{2} \right)^2 \\ \operatorname{Var}[g^*] &= 0.096854 + 0.053584 = 0.150438 \end{aligned} \quad (8.17)$$

Una vez obtenidos los dos primeros momentos el valor del índice de fiabilidad se obtiene mediante (8.2). En la Figura 8.1 se ilustra la aplicación gráfica del método.

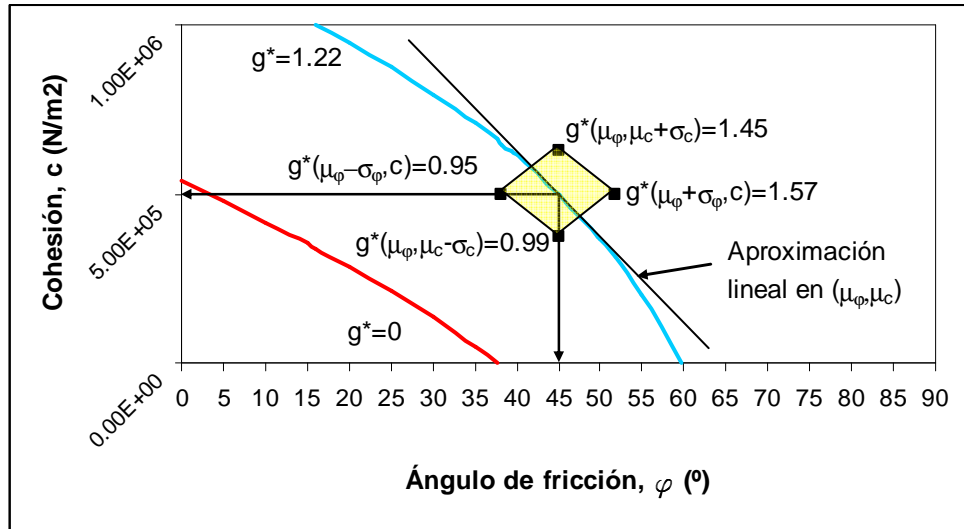


Figura 8.1: Método de desarrollo en serie de Taylor.

$$\beta = \frac{E[g^*] - (g^*)_{fallo}}{\sigma_{g^*}} = \frac{E[g^*] - 0}{\sigma_{g^*}} = \frac{E[g^*]}{\sigma_{g^*}} = \frac{1.222222}{\sqrt{0.150437}} = 3.151174 \quad (8.18)$$

La contribución a la varianza total de cada una de las variables aleatorias es:

Contribución de φ : $(0.096854/0.150438) \rightarrow 64.38\%$

Contribución de c : $(0.053584/0.150438) \rightarrow 35.62\%$

Para poder determinar la probabilidad de fallo es preciso realizar una hipótesis sobre la distribución de probabilidad de la función g^* . Si se supone que g^* se distribuye normalmente:

$$g^* \sim N(\mu_{g^*}, \sigma_{g^*}^2) \sim N(1.222222; 0.150438)$$

entonces, la probabilidad de fallo $P_f[g^* \leq 0]$ se obtiene como:

$$P_f[g^* \leq 0] = F_N(0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_{g^*}}{\sigma_{g^*}}\right) = \Phi(-\beta) = \Phi(-3.151174) = 0.000813 \quad (8.19)$$

Es decir, una probabilidad de 8 entre 10,000 aproximadamente. La probabilidad obtenida lleva aparejada un error debido a la aproximación lineal realizada para g^* y a la suposición realizada sobre cómo es la función de densidad de probabilidad de g^* . Si la variable aleatoria hubiera sido $\tan \varphi$ en lugar de φ , y si $\tan \varphi$ se distribuyera normalmente, g^* sería una variable aleatoria normal, por ser la suma de variables aleatorias normales.

Nótese que puesto que se ha considerado $n=2$ variables aleatorias, ha sido preciso evaluar g^* un total de $2n+1=5$ veces.

8.2.3.- Método de estimación puntual (Point Estimate Method)

El método de estimación puntual aproxima los dos primeros momentos de g^* mediante la discretización de las funciones de probabilidad de las variables aleatorias X_1, X_2, \dots, X_n . Esta discretización se realiza mediante unos pocos puntos para cada una de ellas (dos, a lo sumo tres puntos), donde se concentra la probabilidad, de modo que la suma de las probabilidades concentradas en los puntos es igual a la unidad para cada variable (véase Rosenblueth [108, 109] y Harr [56]). La formulación general del método aproxima hasta el tercer momento de las distribuciones, lo que permite el análisis con variables aleatorias asimétricas. También admite el tratamiento de variables aleatorias correlacionadas.

A diferencia del método de las series de Taylor, no es preciso evaluar las derivadas parciales de la función g^* . Un inconveniente del método es que precisa evaluar la función g^* 2^n veces, siendo n el número de variables aleatorias consideradas. Si n es grande, la aplicación del método requiere un considerable esfuerzo computacional, sobre todo si la evaluación de g^* no es inmediata.

El método discretiza la función de densidad de probabilidad continua de la variable aleatoria X_i en dos puntos, x_{i+} y x_{i-} , donde se concentra la masa de probabilidad, P_{i+} y P_{i-} . Los puntos se sitúan a cada lado de la media, μ_{X_i} , a una distancia de la misma de d_{i+} y d_{i-} veces la desviación típica, σ_{X_i} , respectivamente.

$$\begin{aligned} P_{i+} + P_{i-} &= 1 \\ x_{i+} &= \mu_{X_i} + d_{i+} \cdot \sigma_{X_i} \\ x_{i-} &= \mu_{X_i} + d_{i-} \cdot \sigma_{X_i} \end{aligned} \quad (8.20)$$

Los coeficientes d_{i+} y d_{i-} se obtienen a partir del coeficiente de asimetría o sesgo, γ_i , de la variable aleatoria X_i :

$$\begin{aligned} d_{i+} &= \frac{\gamma_i}{2} + \sqrt{1 + \left(\frac{\gamma_i}{2}\right)^2} \\ d_{i-} &= d_{i+} - \gamma_i \end{aligned} \quad (8.21)$$

Las probabilidades asignadas a cada punto se obtienen mediante:

$$\begin{aligned} P_{i+} &= \frac{d_{i-}}{d_{i+} + d_{i-}} \\ P_{i-} &= 1 - P_{i+} \end{aligned} \quad (8.22)$$

La discretización de una variable aleatoria se ilustra en las figuras 8.2 y 8.3.

Se ha de obtener 2^n valores de probabilidades, obtenidas por combinación de cada una de las probabilidades puntuales de cada variable con las de las restantes. Estas probabilidades se designan como $P_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)}$, donde δ_i es el indicador del signo (+ ó -).

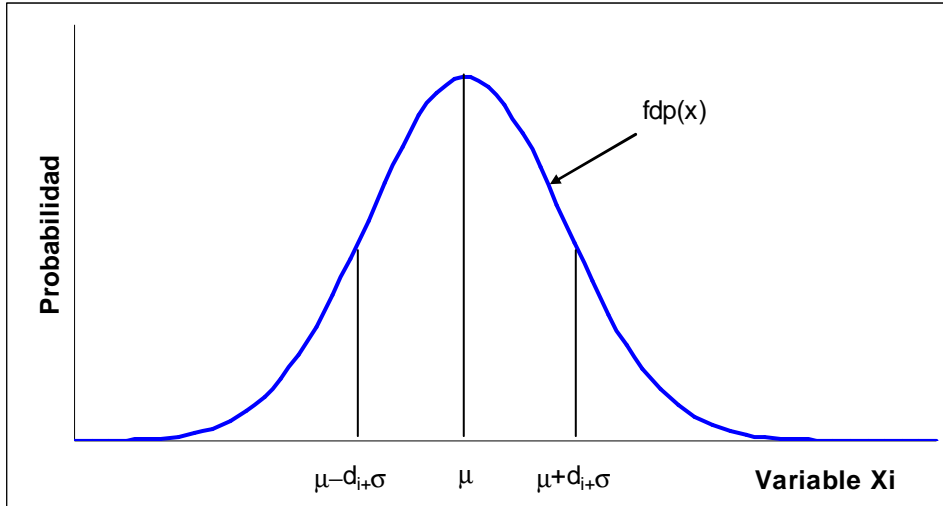


Figura 8.2: Función de densidad de probabilidad de la variable X_i .

Los valores de las probabilidades se obtienen como:

$$P_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)} = \prod_{i=1}^n P_{i, \delta_i} + \sum_{i=1}^{n-1} \left(\sum_{j=i+1}^n \delta_i \delta_j a_{ij} \right) \quad (8.23)$$

donde los coeficientes a_{ij} se obtienen mediante:

$$a_{ij} = \frac{\frac{\rho_{ij}}{2^n}}{\sqrt{\prod_{i=1}^n \left(1 + \left(\frac{\gamma_i}{2} \right)^2 \right)}} \quad (8.24)$$

siendo ρ_{ij} el coeficiente de correlación entre las variables aleatorias X_i y X_j .

Es preciso evaluar la función g^* un total de 2^n veces, correspondientes a las 2^n combinaciones de puntos donde se ha calculado la probabilidad $P_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)}$, obteniendo $g^*_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)}$. Una vez realizado esto, el momento de orden m de la distribución de probabilidad de g^* se estima mediante:

$$E[g^{*m}] \approx \sum P_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)} g^{*m}_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)} \quad (8.25)$$

De modo que para el momento de primer orden se obtiene:

$$E[g^*] = \sum P_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)} g^*_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)} \quad (8.26)$$

y para el momento de segundo orden:

$$E[g^{*2}] = \sum P_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)} g^{*2}_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)} \quad (8.27)$$

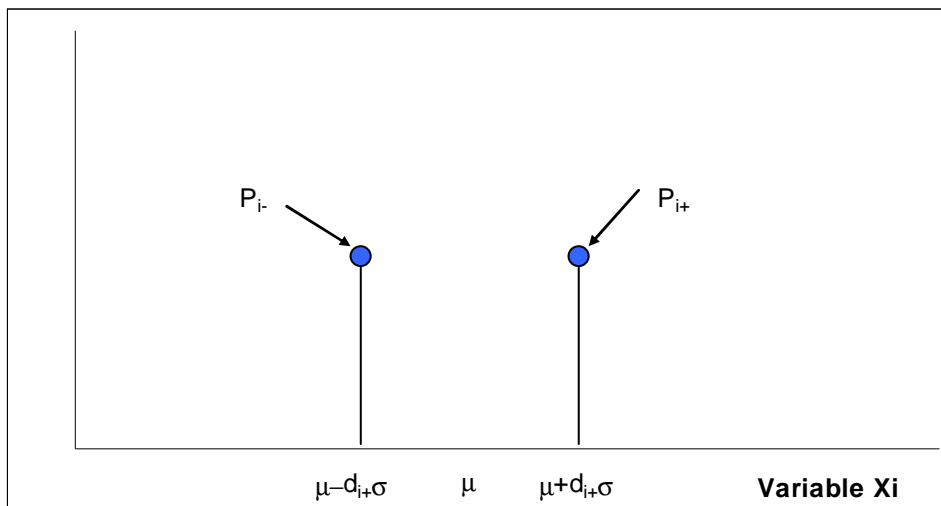


Figura 8.3: Discretización de la probabilidad con el Point Estimate Method.

La varianza de g^* se obtiene mediante:

$$\text{Var}[g^*] = E[(g^* - \mu_{g^*})^2] = E[g^{*2}] - \mu_{g^*}^2 \quad (8.28)$$

De este modo se puede estimar la media y la varianza de la distribución de probabilidad de g^* , pero, al igual que con el método anterior, la forma de la distribución es desconocida. Para poder obtener una medida de la probabilidad de fallo es preciso realizar de nuevo una hipótesis sobre el tipo de función de probabilidad de g^* . A partir de aquí, el procedimiento es análogo al descrito en el apartado anterior.

El método pierde exactitud con no linealidades crecientes de la función g^* , y para la estimación de momentos de orden superior al segundo. No proporciona un criterio sobre la aportación a la varianza de g^* de cada una de las variables aleatorias X_i , por lo que no es adecuado para identificar las variables más significativas en el análisis.

Ejemplo 8.2.- Probabilidad de fallo con el Point Estimate Method.

Sea la presa del ejemplo 8.1. Los datos de partida son los mismos que los allí definidos. La función de estado es la misma definida en (8.11).

En primer lugar hay que discretizar las distribuciones de probabilidad de las variables aleatorias consideradas. Las funciones de densidad de probabilidad de las variables ϕ y c son normales (simétricas, por tanto), por lo que $\gamma_\phi = \gamma_c = 0$ (coeficiente de asimetría nulo).

Aplicando (8.21) se obtiene que $d_{\varphi_+} = d_{\varphi_-} = 1$ y $d_{c_+} = d_{c_-} = 1$, y los puntos de concentración de la masa de probabilidad, aplicando (8.20), resultan:

$$\begin{aligned}\varphi_+ &= \mu_{\varphi} + \sigma_{\varphi} = 45 + 6.75 = 51.75 \\ \varphi_- &= \mu_{\varphi} - \sigma_{\varphi} = 45 - 6.75 = 38.25 \\ c_+ &= \mu_c + \sigma_c = 5.00 \times 10^5 + 1.25 \times 10^5 = 6.25 \times 10^5 \\ c_- &= \mu_c - \sigma_c = 5.00 \times 10^5 - 1.25 \times 10^5 = 3.75 \times 10^5\end{aligned}\tag{8.29}$$

Los valores concentrados de probabilidad en cada una de las dos distribuciones resultan, aplicando (8.22):

$$\begin{aligned}P_{\varphi_+} &= \frac{d_{\varphi_-}}{d_{\varphi_+} + d_{\varphi_-}} = \frac{1}{1+1} = 0.5 \\ P_{\varphi_-} &= 1 - P_{\varphi_+} = 1 - 0.5 = 0.5 \\ P_{c_+} &= \frac{d_{c_-}}{d_{c_+} + d_{c_-}} = \frac{1}{1+1} = 0.5 \\ P_{c_-} &= 1 - P_{c_+} = 1 - 0.5 = 0.5\end{aligned}\tag{8.30}$$

Puesto que las variables aleatorias fricción y cohesión se consideran independientes en este ejemplo, el coeficiente de correlación es nulo ($\rho_{\varphi_c} = 0$), y, aplicando (8.24), se obtiene $a_{\varphi_c} = 0$. Por tanto, el cálculo de las $2^n = 2^2 = 4$ probabilidades dadas por (8.23) resulta:

$$\begin{aligned}P_{(\varphi_+, c_+)} &= P_{\varphi_+} \cdot P_{c_+} = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \\ P_{(\varphi_+, c_-)} &= P_{\varphi_+} \cdot P_{c_-} = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \\ P_{(\varphi_-, c_+)} &= P_{\varphi_-} \cdot P_{c_+} = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \\ P_{(\varphi_-, c_-)} &= P_{\varphi_-} \cdot P_{c_-} = 0.5 \times 0.5 = 0.25\end{aligned}\tag{8.31}$$

La evaluación de la función g^* en los $2^n = 2^2 = 4$ puntos donde se han evaluado las probabilidades resulta:

$$\begin{aligned}g^*(\varphi_+, c_+) &= g^*(51.75, 6.25 \times 10^5) = \frac{5.25 \times 10^7 \times \text{tg} 51.75 + 75 \times 6.25 \times 10^5}{4.05 \times 10^7} - 1 = 1.801751 \\ g^*(\varphi_+, c_-) &= g^*(51.75, 3.75 \times 10^5) = \frac{5.25 \times 10^7 \times \text{tg} 51.75 + 75 \times 3.75 \times 10^5}{4.05 \times 10^7} - 1 = 1.338788 \\ g^*(\varphi_-, c_+) &= g^*(38.25, 6.25 \times 10^5) = \frac{5.25 \times 10^7 \times \text{tg} 38.25 + 75 \times 6.25 \times 10^5}{4.05 \times 10^7} - 1 = 1.179325 \\ g^*(\varphi_-, c_-) &= g^*(38.25, 3.75 \times 10^5) = \frac{5.25 \times 10^7 \times \text{tg} 38.25 + 75 \times 3.75 \times 10^5}{4.05 \times 10^7} - 1 = 0.716362\end{aligned}\tag{8.32}$$

Por tanto, se puede obtener el momento de primer orden aplicando (8.26):

$$\begin{aligned}E[g^*] &= 0.25 \times 1.801751 + 0.25 \times 1.338788 + 0.25 \times 1.179325 + 0.25 \times 0.716362 \\ E[g^*] &= 1.259057\end{aligned}\tag{8.33}$$

En la Figura 8.4 se muestra la aplicación gráfica del método.

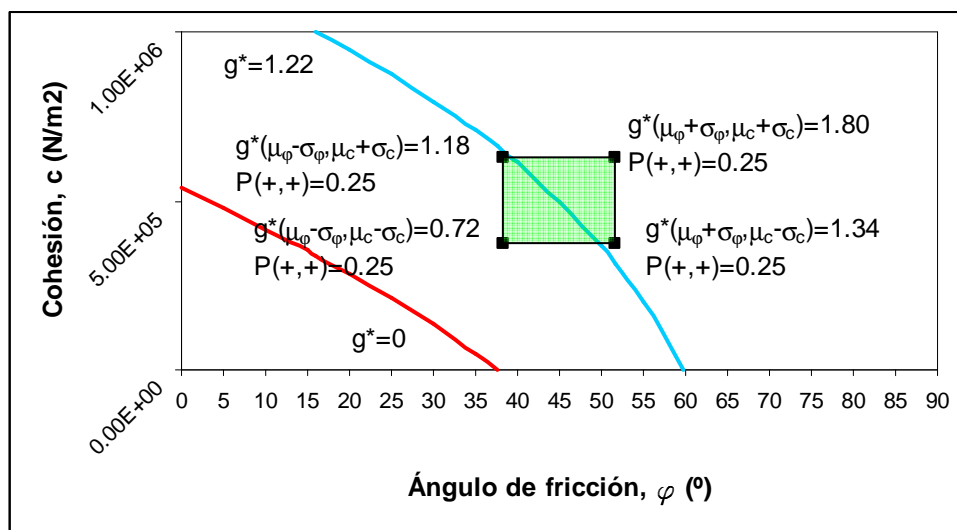


Figura 8.4: Método de Estimación Puntual.

El momento de segundo orden se calcula aplicando (8.27):

$$E[g^{*2}] = 0.25 \times 1.801751^2 + 0.25 \times 1.338788^2 + 0.25 \times 1.179325^2 + 0.25 \times 0.716362^2$$

$$E[g^{*2}] = 1.735661 \quad (8.34)$$

y la varianza de g^* se estima aplicando (8.28):

$$\text{Var}[g^*] = E[g^{*2}] - \mu_{g^*}^2 = 1.735661 - 1.259057^2 = 0.150437 \quad (8.35)$$

Al igual que en el caso anterior, es preciso realizar una hipótesis sobre la forma de la distribución de g^* para poder obtener una probabilidad. Si, al igual que en el ejemplo 8.1 se supone que g^* sigue una distribución normal:

$$g^* \sim N(\mu_{g^*}, \sigma_{g^*}^2) \sim N(1.259057; 0.150437)$$

entonces, la probabilidad de fallo $P_f[g^* \leq 0]$ se obtiene como:

$$P_f[g^* \leq 0] = F_N(0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_{g^*}}{\sigma_{g^*}}\right) = \Phi\left(\frac{-1.259057}{\sqrt{0.150437}}\right) = \Phi(-3.246142) = 0.000585 \quad (8.36)$$

Es decir, una probabilidad de casi 6 entre 10,000. Nótese que la probabilidad obtenida es inferior a la estimada por el método de las series de Taylor. La media de g^* obtenida con el Point Estimate Method es ligeramente superior, mientras que la estimación de la varianza coincide en ambos casos.

8.2.4.- Método de Hasofer-Lind

Uno de los problemas que se plantea al utilizar las metodologías del desarrollo en serie de Taylor y del Point Estimate Method es que los índices de fiabilidad que se obtienen no son invariantes, sino que dependen de cómo se haya definido la función g^* (véase US Army Corps of Engineers [134]). Para evitar este problema, Hasofer y Lind [58] propusieron una definición invariante del índice de fiabilidad.

Sea \mathbf{X} el vector de las variables aleatorias que intervienen (X_1, X_2, \dots, X_n) , que se suponen normales, $\boldsymbol{\mu}_X$ el vector de las medias, $\boldsymbol{\sigma}_X$ la matriz de varianzas covarianzas y g_X^* la función de estado, que se supone lineal por ahora. El índice de fiabilidad de Hasofer y Lind es el obtenido al resolver el problema:

$$\beta = \underset{x}{\text{Mínimo}} \sqrt{(x - \boldsymbol{\mu}_X)^T \boldsymbol{\sigma}_X^{-1} (x - \boldsymbol{\mu}_X)} \quad (8.37)$$

suje to a:

$$g_X^*(x) = 0 \quad (8.38)$$

El punto del espacio n-dimensional que verifica la condición se denomina punto de diseño.

El punto de diseño se encuentra sobre el límite de la región de fallo (sobre la superficie n-dimensional de frontera entre la región segura y la región de fallo), y es, de todos los puntos de dicha superficie, el más probable. Es decir, aquel para el que la función de densidad conjunta de todas las variables aleatorias que intervienen f_{X_1, X_2, \dots, X_n} es máxima, de entre todos los que se encuentran en dicha superficie.

En el caso de que las variables aleatorias sean independientes, la matriz de varianzas covarianzas es una matriz diagonal, donde los términos de la diagonal son las varianzas de las funciones aleatorias, $\sigma_{X_i}^2$, por lo que el problema definido en (8.37) y (8.38) se puede formular como:

$$\beta = \underset{x_i}{\text{Mínimo}} \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{x_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \right)^2} \quad (8.39)$$

suje to a:

$$g_X^*(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (8.40)$$

Para aplicar el método de Hasofer y Lind es habitual transformar las variables aleatorias normales correlacionadas (X_1, X_2, \dots, X_n) en variables aleatorias normales independientes estandarizadas, de media nula y varianza la unidad (Z_1, Z_2, \dots, Z_n) . Para conservar las distancias en ambos espacios la transformación debe ser ortogonal. En un primer paso es preciso transformar las variables iniciales en variables aleatorias normales independientes (U_1, U_2, \dots, U_n) .

Para ello se utiliza una matriz de transformación, B, tal que:

$$\mathbf{U} = \mathbf{B}\mathbf{X} \quad (8.41)$$

Por ser la matriz de varianzas-covarianzas simétrica y definida positiva, mediante la descomposición de Cholesky resulta:

$$\boldsymbol{\sigma}_X = \mathbf{L}\mathbf{L}^T \quad (8.42)$$

donde L es una matriz triangular inferior que es sencillo obtener a partir de $\boldsymbol{\sigma}_X$. La matriz de la transformación se obtiene como:

$$\mathbf{B} = \mathbf{L}^{-1} \quad (8.43)$$

Se puede comprobar que $\boldsymbol{\sigma}_U = \mathbf{I}$ (véase por ejemplo Mínguez [94]). La estandarización de las variables se realiza mediante:

$$\mathbf{Z} = \mathbf{U} - \boldsymbol{\mu}_U = \mathbf{B}(\mathbf{X} - \boldsymbol{\mu}_X) \quad (8.44)$$

En el espacio transformado, la formulación del problema para obtener el índice de fiabilidad queda:

$$\boldsymbol{\beta} = \underset{z}{\text{Mínimo}} \sqrt{z^T z} \quad (8.45)$$

sujeto a:

$$g_Z^*(z) = 0 \quad (8.46)$$

En el espacio transformado $\boldsymbol{\beta}$ es la mínima distancia entre el origen de coordenadas y la región de fallo. El vector $\boldsymbol{\alpha}$ a lo largo del cual se define la distancia $\boldsymbol{\beta}$ en el espacio transformado viene dado por los cosenos directores, que se obtienen mediante:

$$\boldsymbol{\alpha} = \frac{\frac{\partial g_Z^*}{\partial z}}{\sqrt{\frac{\partial g_Z^*}{\partial z}^T \frac{\partial g_Z^*}{\partial z}}} \quad (8.47)$$

Estos cosenos directores representan la sensibilidad de la función de estado g_Z^* a cambios en la variable z_i . Si la función g^* no es lineal, es preciso realizar una aproximación, linealizándola mediante desarrollo en serie de Taylor, alrededor del punto de diseño. El hecho de que g^* se aproxime en el punto de diseño (situado sobre la superficie de rotura) y no alrededor del valor medio, como en los métodos anteriores, supone una mejor aproximación al valor del índice de fiabilidad.

Para resolver el problema se pueden utilizar diversos algoritmos (Newton, gradiente conjugado, etc.). Hasofer y Lind propusieron el algoritmo que se desarrolla a continuación (véase Hasofer y Lind [58]).

Se parte de las variables aleatorias (X_1, X_2, \dots, X_n) , con distribuciones normales multivariadas y de la función de estado $g^*_X(x_1, x_2, \dots, x_n)$ que define la región de fallo como $g^* \leq 0$.

Paso 1: Transformación de las variables aleatorias (X_1, X_2, \dots, X_n) en las variables aleatorias (Z_1, Z_2, \dots, Z_n) con distribuciones normales estándar independientes.

Paso 2: Formulación de la función de estado $g^*_x(x_1, x_2, \dots, x_n)$ correspondiente a las variables transformadas: $g^*_z(z_1, z_2, \dots, z_n)$.

Paso 3: Selección del punto de inicio de la búsqueda del punto de diseño, $x^{(i)}$ y su correspondiente transformado, $z^{(i)}$.

Paso 4: Cálculo de la distancia del punto $z^{(i)}$ al origen del espacio transformado. Esta distancia es la aproximación i -ésima al valor del índice de fiabilidad:

$$\beta^{(i)} = \sqrt{z^{(i)T} z^{(i)}} \quad (8.48)$$

Paso 5: Cálculo de las componentes del vector de derivadas parciales de la función $g^*_z(z_1, z_2, \dots, z_n)$ respecto de las variables (Z_1, Z_2, \dots, Z_n) , evaluada en el punto $z^{(i)}$.

$$\nabla g^*_z(z^{(i)}) = \left(\frac{\partial g^*_z(z)}{\partial z} \right)^{(i)} \quad (8.49)$$

y cálculo de los cosenos directores, $\alpha^{(i)}$, del vector normal a la región de fallo:

$$\alpha^{(i)} = \frac{\nabla g^*_z(z^{(i)})}{\sqrt{\nabla g^*_z(z^{(i)})^T \nabla g^*_z(z^{(i)})}} \quad (8.50)$$

Paso 6: Evaluación de la función de estado en el punto de trabajo, $g^*_z(z^{(i)})$.

Paso 7: Cálculo del nuevo punto de diseño $z^{(i+1)}$ y del nuevo índice de fiabilidad $\beta^{(i+1)}$ mediante:

$$z^{(i+1)} = -\alpha^{(i)} \left(\beta^{(i)} + \frac{g^*_z(z^{(i)})}{\sqrt{\nabla g^*_z(z^{(i)})^T \nabla g^*_z(z^{(i)})}} \right) \quad (8.51)$$

Paso 8: Comprobación de la estabilidad. Si los valores de β o de $g^*_z(z)$ se estabilizan, se da por buena la aproximación. En caso contrario, con el valor obtenido de $z^{(i+1)}$ se vuelve al Paso 5 y se continúa el proceso.

Como en los casos anteriores, la probabilidad se obtiene a partir del índice de fiabilidad, haciendo una hipótesis sobre la función de probabilidad de g^* . Si las variables aleatorias son normalmente distribuidas y g^* es una función lineal, entonces g^* se distribuye normalmente.

Ejemplo 8.3 Método de Hasofer y Lind.

Sea la presa del ejemplo 8.2, con los mismos datos allí recogidos. Puesto que las variables aleatorias son normales e independientes, la obtención del índice de fiabilidad por el método de Hasofer y Lind se reduce a resolver el problema:

$$\beta = \underset{(\varphi, c)}{\text{Mínimo}} \sqrt{\left(\frac{\varphi - \mu_\varphi}{\sigma_\varphi} \right)^2 + \left(\frac{c - \mu_c}{\sigma_c} \right)^2} = \underset{(\varphi, c)}{\text{Mínimo}} \sqrt{\left(\frac{\varphi - 45}{6.75} \right)^2 + \left(\frac{c - 5.00 \times 10^5}{1.25 \times 10^5} \right)^2} \quad (8.52)$$

sujeto a

$$g^*(\varphi, c) = \frac{5.25 \times 10^7 \times \tan \varphi + 75 \times c}{4.05 \times 10^7} - 1 = 0 \quad (8.53)$$

Para resolver el problema se pueden utilizar algoritmos como el de Newton o el del gradiente conjugado, implementados en hoja de cálculo. En este caso se ha utilizado la herramienta “Solver” implementada en la hoja de cálculo Excel©, con estimación lineal, cálculo de derivadas progresivas y algoritmo de Newton.

En la Figura 8.5 se ilustra la aplicación gráfica del método.

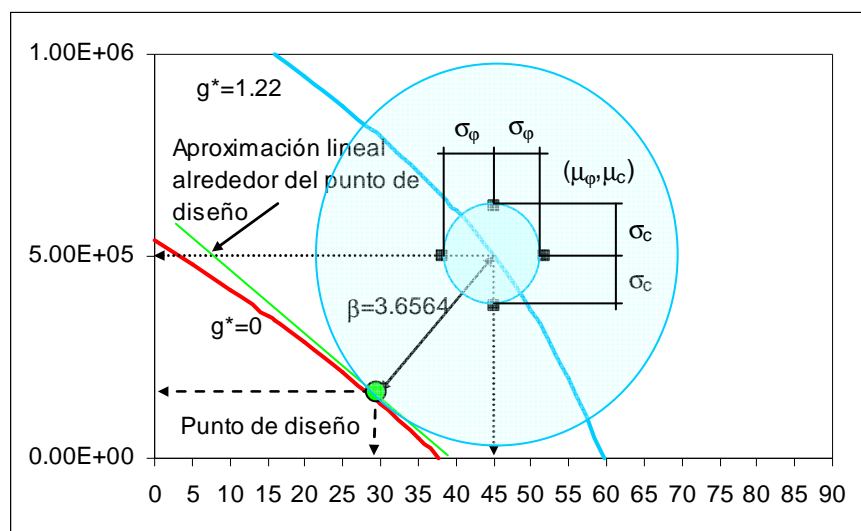


Figura 8.5: Método de Hasofer y Lind

Los valores iniciales utilizados han sido $\varphi = c = 0$. El resultado obtenido es $\beta = 3.656443$, correspondiente a los valores de $\varphi = 28.8987^\circ$ y $c = 1.54 \times 10^5 \text{ N/m}^2$. Asumiendo para g^* una distribución de probabilidad normal, la probabilidad de fallo que se obtiene es:

$$P_f [g^* \leq 0] = F_N(0) = \Phi(-3.656443) = 0.000128 \quad (8.54)$$

Esta probabilidad es ligeramente superior a 1 entre 10,000, e inferior a la estimada por los métodos anteriores. Este método proporciona una mejor aproximación al valor de la probabilidad.

8.3- Métodos de Nivel 3

8.3.1.- Generalidades

Los métodos de nivel 3 permiten una evaluación más exacta de la probabilidad de fallo, puesto que trabajan con las funciones de densidad de probabilidad completas de las variables aleatorias y no solamente con los dos primeros momentos de las mismas. El problema sigue siendo la evaluación de la integral definida en la ecuación (8.1).

Para calcular el valor de la integral se adoptan dos tipos de métodos. Por un lado están los métodos que utilizan transformaciones especiales de las variables aleatorias y siguen una metodología similar a los métodos FOSM, basada en obtener el índice de fiabilidad β . Entre

ellos están los métodos denominados FORM (First Order Reliability Methods) y SORM (Second Order Reliability Methods).

El otro gran grupo de métodos de nivel 3 lo forman aquellos mediante los cuales se intenta evaluar directamente el valor de la integral (8.1). Entre ellos se encuentran los métodos de integración numérica (regla trapezoidal, regla de Simpson, Gauss-Laguerre, Gauss-Hermite, etc.) y los métodos de simulación (métodos de Monte Carlo).

8.3.2.- Métodos de fiabilidad de primer orden (FORM)

Estos métodos utilizan las funciones de densidad de probabilidad completas de las variables aleatorias, y realizan una aproximación lineal de la función de estado g^* . Permiten trabajar con un conjunto inicial de variables aleatorias dependientes y con funciones de probabilidad distintas.

La transformación se realiza en dos etapas. En la primera, el conjunto inicial de variables (X_1, X_2, \dots, X_n) , se transforma en un conjunto de variables uniformes (media cero y varianza unidad) e independientes (U_1, U_2, \dots, U_n) . Para ello se utiliza la denominada transformación de Rosenblatt [107]. En una segunda etapa, se realiza la transformación para obtener un conjunto de variables normales estándar independientes (Z_1, Z_2, \dots, Z_n) . El método se desarrolla mediante un proceso iterativo (véase Hohenbichler y Rackwitz [62]).

La transformación de Rosenblatt del conjunto inicial de variables (X_1, X_2, \dots, X_n) en las variables uniformes independientes (U_1, U_2, \dots, U_n) se realiza del siguiente modo:

$$\begin{aligned} u_1 &= F_1(x_1) \\ u_2 &= F_2(x_2 | x_1) \\ &\dots \\ u_n &= F_n(x_n | x_1, x_2, \dots, x_{n-1}) \end{aligned} \tag{8.55}$$

donde $F_1(x_1)$ es la distribución marginal de la variable aleatoria X_1 , y el resto de funciones definidas $F_2(x_2|x_1), \dots, F_n(x_n|x_1, x_2, \dots, x_{n-1})$ son las funciones de distribución marginales condicionales de las restantes variables aleatorias.

La transformación normal de una variable aleatoria $U(0,1)$ con una función de distribución determinada $F(u)$ de media cero y varianza unidad en una variable aleatoria $Z(0,1)$ con una función de distribución normal estándar se define como:

$$F_U(u) = \Phi(z) \tag{8.56}$$

de donde:

$$z = \Phi^{-1}(F_U(u)) \tag{8.57}$$

Por tanto, el segundo paso en la transformación de las variables tras realizar la transformación de Rosenblatt supone definir:

$$\begin{aligned} z_1 &= \Phi^{-1}(F_1(x_1)) \\ z_2 &= \Phi^{-1}(F_2(x_2 | x_1)) \\ &\dots \\ z_n &= \Phi^{-1}(F_n(x_n | x_1, x_2, \dots, x_{n-1})) \end{aligned} \tag{8.58}$$

Además es preciso transformar la función de estado límite $g^*_x(x_1, x_2, \dots, x_n)$ al espacio definido por las variables transformadas $g^*_z(z_1, z_2, \dots, z_n)$, y obtener el jacobiano de la transformación, J , cuyos términos se definen como:

$$j_{ij} = \frac{1}{\Phi(z_j)} \frac{\partial F_j(x_j | x_1, x_2, \dots, x_{j-1})}{\partial x_i} \quad (8.59)$$

Puesto que para $i > j$, $\partial F_j / \partial x_i = 0$, el jacobiano es una matriz triangular superior. El vector de derivadas parciales de la función transformada, $\partial g_z(\mathbf{z}) / \partial \mathbf{z}$, se puede obtener a partir de la función original:

$$\frac{\partial g_z(z)}{\partial z} = J^{-1} \frac{\partial g_x(x)}{\partial x} \quad (8.60)$$

La resolución se aborda de manera totalmente análoga a la descrita para el método de Hasofer y Lind, mediante un proceso iterativo de búsqueda del punto de diseño en el espacio transformado.

Se parte de las variables aleatorias correlacionadas (X_1, X_2, \dots, X_n) , con distribuciones cualesquiera, y de la función de estado $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$ que define la región de fallo como $g^* \leq 0$.

Paso 1: Transformación de las variables aleatorias (X_1, X_2, \dots, X_n) en las variables aleatorias (Z_1, Z_2, \dots, Z_n) con distribuciones normales estándar independientes.

Paso 2: Formulación de la función de estado $g^*_x(x_1, x_2, \dots, x_n)$ correspondiente a las variables transformadas: $g^*_z(z_1, z_2, \dots, z_n)$ y cálculo del jacobiano, J .

Paso 3: Selección del punto de inicio de la búsqueda del punto de diseño, $x^{(i)}$ y su correspondiente transformado, $z^{(i)}$.

Paso 4: Cálculo de la distancia del punto $z^{(i)}$ al origen del espacio transformado. Esta distancia es la aproximación i -ésima al valor del índice de fiabilidad:

$$\beta^{(i)} = \sqrt{z^{(i)T} z^{(i)}} \quad (8.61)$$

Paso 5: Cálculo de las componentes del vector de derivadas parciales de la función $g^*_z(z_1, z_2, \dots, z_n)$ respecto de las variables (Z_1, Z_2, \dots, Z_n) , evaluada en el punto $z^{(i)}$.

$$\nabla g_z^*(z^{(i)}) = J^{-1} \nabla g_x^*(x^{(i)}) \quad (8.62)$$

y cálculo de los cosenos directores, $\alpha^{(i)}$, del vector normal a la región de fallo:

$$\alpha^{(i)} = \frac{\nabla g_z^*(z^{(i)})}{\sqrt{\nabla g_z^*(z^{(i)})^T \nabla g_z^*(z^{(i)})}} \quad (8.63)$$

Paso 6: Evaluación de la función de estado en el punto de trabajo, $g^*_z(z^{(i)})$.

Paso 7: Cálculo del nuevo punto de diseño $z^{(i+1)}$ y del nuevo índice de fiabilidad $\beta^{(i+1)}$ mediante:

$$z^{(i+1)} = -\alpha^{(i)} \left(\beta^{(i)} + \frac{g_z^*(z^{(i)})}{\sqrt{\nabla g_z^*(z^{(i)})^T \nabla g_z^*(z^{(i)})}} \right) \quad (8.64)$$

Paso 8: Comprobación de la estabilidad. Si los valores de β o de $g_z^*(z)$ se estabilizan, se da por buena la aproximación. En caso contrario, con el valor obtenido de $z^{(i+1)}$ se vuelve al Paso 5 y se continúa el proceso.

Como en el método de Hasofer-Lind, la probabilidad se obtiene a partir del índice de fiabilidad.

8.3.3.- Métodos de fiabilidad de segundo orden (SORM)

Estos métodos surgen para poder afinar la solución al problema cuando las funciones de estado presentar curvaturas pronunciadas en las proximidades del estado límite. Realizan una aproximación de la superficie n-dimensional que define la región de fallo mediante aproximaciones parabólicas o esféricas en el entorno del punto de diseño (véase Ditlevsen y Madsen [39], Madsen et al [86] y Breitung [17]).

Estos métodos introducen una cierta complejidad formal y operativa adicional que ha limitado en parte la generalización de su empleo.

8.3.4.- Métodos de integración

Un grupo de técnicas de Nivel 3 lo constituyen los métodos que tratan de evaluar el valor de la integral definida en (8.1). La integración directa por métodos analíticos no suele ser posible en la práctica, por lo que se hace necesario recurrir a métodos de integración numérica. Para poder realizar la integración es necesario conocer la función de densidad de probabilidad conjunta de las variables aleatorias, $f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n)$, y conocer con precisión el dominio de integración definido por $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 0$. Se pueden utilizar algoritmos basados en las fórmulas de Newton-Cotes (como la regla del trapecio y la regla Simpson) y algoritmos más eficientes, como los basados en las fórmulas de cuadratura gaussiana, la integración de Romberg y la cuadratura adaptativa (véase Burden y Faires [21]).

Otras metodologías desarrolladas recientemente realizan la evaluación de la integral mediante polítopos (véase Mínguez [94]).

En el caso de variables independientes, la función de densidad de probabilidad conjunta $f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n)$ se puede expresar como:

$$f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) = f_{X_1}(x_1) \cdot f_{X_2}(x_2) \cdot \dots \cdot f_{X_n}(x_n) \quad (8.65)$$

donde $f_{X_1}, f_{X_2}, \dots, f_{X_n}$ son las funciones de densidad de probabilidad marginales de las variables aleatorias X_1, X_2, \dots, X_n . A partir de la función de densidad conjunta es posible determinar las funciones de densidad marginales. Si se conocen éstas últimas, y se conoce el dominio de integración, es decir, la región para la que $g^* \leq 0$, es posible determinar de una forma aproximada y sencilla el valor de la integral (8.1).

Supóngase un caso bidimensional (la generalización al espacio n-dimensional es inmediata), con dos variables aleatorias independientes, X_1 y X_2 , con funciones de densidad de probabilidad conocidas f_{X_1} y f_{X_2} , y con la región de fallo definida por $g^*(x_1, x_2) \leq 0$. Suponemos que el campo de variación de la variable X_1 (los valores posibles que puede tomar la misma) está definido por el intervalo continuo y cerrado $[x_{1\min}, x_{1\max}]$. De igual modo suponemos para la variable X_2 un campo de variación definido por el intervalo continuo y cerrado $[x_{2\min}, x_{2\max}]$.

Dado un valor cualquiera x_1^* ($x_1^* \in [x_{1\min}, x_{2\max}]$), se puede conocer el valor de x_2^* que verifica $g^*(x_1^*, x_2^*) = 0$. Este valor x_2^* puede pertenecer o no al dominio de variación de X_2 . Si no pertenece al dominio, se hace necesario evaluar $g^*(x_1^*, x_{2\min})$ y $g^*(x_1^*, x_{2\max})$ para determinar si los puntos situados sobre la recta $x_1 = x_1^*$ pertenecen o no a la región de fallo. En principio, se pueden dar los siguientes casos:

$$\begin{aligned} g^*(x_1^*, x_{2\min}) > 0 \text{ y } g^*(x_1^*, x_{2\max}) > 0 & : \text{Caso A} \\ g^*(x_1^*, x_{2\min}) < 0 \text{ y } g^*(x_1^*, x_{2\max}) < 0 & : \text{Caso B} \\ g^*(x_1^*, x_{2\min}) < 0 \text{ y } g^*(x_1^*, x_{2\max}) > 0 & : \text{Caso C} \\ g^*(x_1^*, x_{2\min}) > 0 \text{ y } g^*(x_1^*, x_{2\max}) < 0 & : \text{Caso D} \end{aligned} \tag{8.66}$$

En el caso A ningún valor posible de x_2 pertenece al dominio de integración; en el caso B, todos los valores posibles de x_2 están incluidos en el dominio de integración, por lo que éste se define como $[x_{2\inf}, x_{2\sup}] = [x_{2\min}, x_{2\max}]$; en el caso C el dominio de integración es $[x_{2\inf}, x_{2\sup}] = [x_{2\min}, x_2^*]$ y, finalmente, en el caso D, se tiene $[x_{2\inf}, x_{2\sup}] = [x_2^*, x_{2\max}]$.

Por la propia definición de función de distribución marginal de probabilidad, F_{X_2} , la probabilidad asociada a cada caso, Pr_2 , queda:

$$\begin{aligned} Pr_2 &= 0 : \text{Caso A} \\ Pr_2 &= 1 : \text{Caso B} \\ Pr_2 &= F_{X_2}(x_2^*) : \text{Caso C} \\ Pr_2 &= 1 - F_{X_2}(x_2^*) : \text{Caso D} \end{aligned} \tag{8.67}$$

y la ecuación (8.1) se puede escribir como:

$$\begin{aligned} P_f [g^*(x_1, x_2) \leq 0] &= \int_{g^*(x_1, x_2) \leq 0} f_{X_1, X_2}(x_1, x_2) \cdot dx_1 dx_2 = \\ &= \int_{g^*(x_1, x_2) \leq 0} f_{X_1}(x_1) \cdot f_{X_2}(x_2) \cdot dx_1 dx_2 = \\ &= \int_{x_{1\min}}^{x_{1\max}} \left(\int_{x_{2\inf}}^{x_{2\sup}} f_{X_2}(x_2) \cdot dx_2 \right) f_{X_1}(x_1) \cdot dx_1 = \int_{x_{1\min}}^{x_{1\max}} Pr_2 \cdot f_{X_1}(x_1) \cdot dx_1 \end{aligned} \tag{8.68}$$

Esta integral representa una convolución. Para cada punto barrido en el intervalo de variación de X_1 , el valor $f_{X_1}(x_1)$ representa la probabilidad de que la variable aleatoria X_1 adopte ese valor concreto. El término Pr_2 representa la probabilidad de que la variable aleatoria X_2 presente un valor más desfavorable que aquél para el que se verifica la condición de fallo, dado el valor de x_1 (puesto que x_2^* depende del x_1 evaluado, y varía con cada x_1 barrido).

Discretizando adecuadamente los dominios de variación de las variables aleatorias se puede evaluar de forma aproximada la integral y obtener así la probabilidad de fallo. Para poder aplicar este método con el suficiente grado de precisión es necesario realizar numerosas evaluaciones de la función de estado g^* para distintas combinaciones de las variables. Más aún, ha de ser posible deducir el valor de x_2 correspondiente a la región de fallo, dado un valor de x_1 determinado. Por ello se hace muy conveniente disponer de la expresión analítica de g^* o poder evaluarla numéricamente con un tiempo de cálculo aceptable.

Para el caso de n variables aleatorias independientes, resulta:

$$P_f [g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 0] = \int_{g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 0} f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) \cdot dx_1 dx_2 \dots dx_n =$$

$$= \int_{x_{1,\min}}^{x_{1,\max}} \dots \left(\int_{x_{n-2,\min}}^{x_{n-2,\max}} \left(\int_{x_{n-1,\inf}}^{x_{n-1,\sup}} Pr_n \cdot f_{X_{n-1}}(x_{n-1}) \cdot dx_{n-1} \right) f_{X_{n-2}} \cdot dx_{n-2} \right) \dots f_{X_1} \cdot dx_1 \quad (8.69)$$

Para el caso de variables dependientes es posible utilizar la misma metodología, pero realizando previamente una transformación del conjunto de variables iniciales a un conjunto de variables independientes. Para ello se puede emplear la transformación de Rosenblatt.

Ejemplo 8.4 Cálculo de la probabilidad mediante integración.

Sea la presa del ejemplo 8.1 con los datos allí expuestos. El dominio de rotura $g^*=0$ queda definido por la ecuación:

$$g^*(\varphi, c) = a_0 + a_1 \times tg\varphi + a_2 \times c = -1 + 1.30tg\varphi + 1.85 \times 10^{-6} \times c = 0 \quad (8.70)$$

El dominio de rotura se conoce con total exactitud. Además, es inmediato obtener los valores límite de una variable en función de la otra. En este caso, despejando la cohesión de la ecuación (8.70):

$$c^* = \left(\frac{-1}{1.85 \times 10^{-6}} \right) \times (-1 + 1.30tg\varphi) \quad (8.71)$$

El esquema de cálculo es el siguiente:

Paso 1: Elección del nivel de discretización para las variables y de la regla de integración. En este ejemplo se ha considerado inicialmente un valor de $n = 1,000$ para discretizar el rango factible de la variable aleatoria φ .

En principio, se considera que φ puede tomar cualquier valor entre 0° y 90° , de acuerdo con la función de distribución normal que la define. Más adelante se matizará esta cuestión. Por tanto, se adopta $\varphi_{\min} = 0^\circ$ y $\varphi_{\max} = 90^\circ$, por lo que $\Delta\varphi = (90-0)/1000 = 0.09$.

Como regla de integración se adopta la regla de Simpson, que aproxima el valor de la integral en un intervalo $[\varphi(i) - (\Delta\varphi/2), \varphi(i) + (\Delta\varphi/2)]$, de longitud $\Delta\varphi$, mediante:

$$I_{\varphi(i)} = \int_{\varphi(i) - \frac{\Delta\varphi}{2}}^{\varphi(i) + \frac{\Delta\varphi}{2}} f_{\varphi}(\varphi) d\varphi = \frac{\Delta\varphi}{6} \left[f_{\varphi} \left(\varphi(i) - \frac{\Delta\varphi}{2} \right) + 4f_{\varphi}(\varphi(i)) + f_{\varphi} \left(\varphi(i) + \frac{\Delta\varphi}{2} \right) \right] \quad (8.72)$$

Paso 2: Inicialización con $i = 1$, $P_{\text{fallo}}^{(0)} = 0$, y cálculo del valor i -ésimo del ángulo de fricción, $\varphi^{(i)}$ y del valor límite correspondiente para cohesión, $c^{*(i)}$:

$$\varphi^{(i)} = \varphi_{\min} + \Delta\varphi(i - 0.5) \quad (8.73)$$

Paso 3: Evaluación de la función de densidad de probabilidad de φ en el intervalo de cálculo:

$$\begin{aligned} & f_{\varphi}\left(\varphi^{(i)} - \frac{\Delta\varphi}{2}\right) \\ & f_{\varphi}\left(\varphi^{(i)}\right) \\ & f_{\varphi}\left(\varphi^{(i)} + \frac{\Delta\varphi}{2}\right) \end{aligned} \quad (8.74)$$

y cálculo de la integral correspondiente mediante (8.72).

Paso 4: Evaluación de la función de estado g^* en los 3 puntos siguientes:

$$\begin{aligned} & g^*\left(\varphi^{(i)}, c^{*(i)}\right) \\ & g^*\left(\varphi^{(i)}, c_{\min}\right) \\ & g^*\left(\varphi^{(i)}, c_{\max}\right) \end{aligned} \quad (8.75)$$

y determinación del caso de dominio de integración (A , B , C ó D).

Paso 5: Cálculo de la probabilidad acumulada $\text{Pr}_C^{(i)}$ de acuerdo con (8.67), utilizando la función de distribución normal de la cohesión.

Paso 6: Cálculo de la probabilidad de fallo mediante:

$$P_{\text{fallo}}^{(i)} = P_{\text{fallo}}^{(i-1)} + I_{\varphi^{(i)}} \times \text{Pr}_C^{(i)} \quad (8.76)$$

Paso 7: Ir al Paso 2 con $i = i + 1$.

El esquema de cálculo descrito se ha programado en una hoja de cálculo comercial, arrojando un valor para la probabilidad de fallo de $P_f = 0.00011110$ (es decir, de casi 1 entre 10,000). Se observa que el valor obtenido anteriormente por el método de Hasofer-Lind es una buena aproximación al valor más exacto que se acaba de obtener.

Para comprobar la sensibilidad de la estimación al nivel de discretización adoptado, se ha calculado también la probabilidad con discretizaciones de $n = 10$; $n = 100$ y $n = 10,000$. Además, para comprobar la sensibilidad de la estimación al método de cálculo se ha programado una regla de cálculo alternativa trapezoidal, más sencilla, que evalúa la integral mediante:

$$I_{\varphi^{(i)}} = \int_{\varphi^{(i)} - \frac{\Delta\varphi}{2}}^{\varphi^{(i)} + \frac{\Delta\varphi}{2}} f_{\varphi}(\varphi) d\varphi = \frac{\Delta\varphi}{2} \left[f_{\varphi}\left(\varphi^{(i)} - \frac{\Delta\varphi}{2}\right) + f_{\varphi}\left(\varphi^{(i)} + \frac{\Delta\varphi}{2}\right) \right] \quad (8.77)$$

y se ha realizado un tercer grupo de cálculos con la siguiente aproximación rectangular central:

$$I_{\varphi^{(i)}} = \int_{\varphi^{(i)} - \frac{\Delta\varphi}{2}}^{\varphi^{(i)} + \frac{\Delta\varphi}{2}} f_{\varphi}(\varphi) d\varphi = \Delta\varphi \times f_{\varphi}\left(\varphi^{(i)}\right) \quad (8.78)$$

En la Figura 8.6 se muestra gráficamente el proceso de integración en el dominio de las funciones de probabilidad de las variables.

Los resultados se adjuntan en el cuadro 8.2. Se observa cómo la aproximación central proporciona la convergencia más rápida, con menores niveles de discretización. Para niveles altos de discretización, los tres métodos arrojan los mismos resultados.

Un aspecto importante es el de la extensión del dominio de integración y su efecto sobre la estimación realizada. En este ejemplo (y en todos los anteriores) se trabaja con funciones de distribución normales para las variables aleatorias, que toman valores en el intervalo $[-\infty, \infty]$. Ahora bien, es habitual en la práctica restringir el dominio de variabilidad de los parámetros a valores con sentido físico.

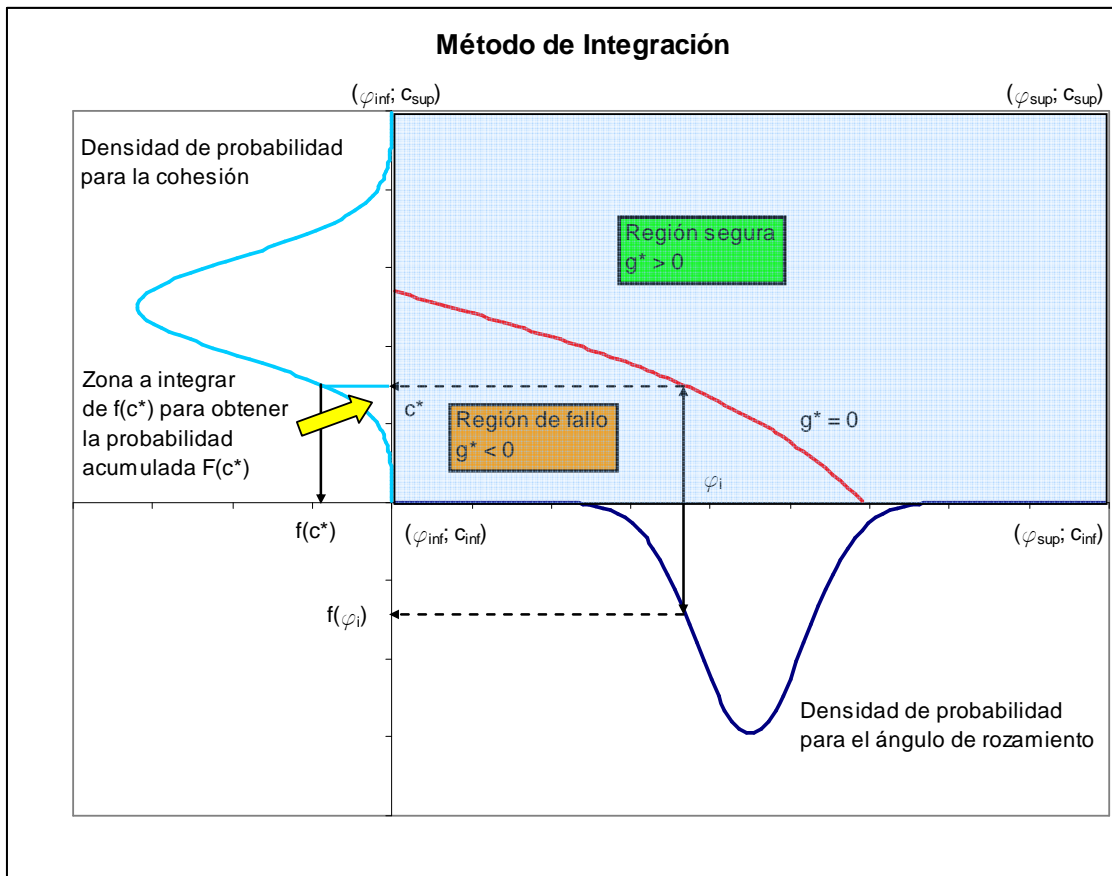


Figura 8.6: Método de integración

Cuadro 8.2: Probabilidades de fallo por el método de integración

| Nº Intervalos | Regla de integración | | |
|---------------|----------------------|-------------|------------|
| | Simpson | Trapezoidal | Central |
| $n = 10$ | 0.00017319 | 0.00029362 | 0.00011297 |
| $n = 100$ | 0.00011163 | 0.00011268 | 0.00011110 |
| $n = 1,000$ | 0.00011110 | 0.00011111 | 0.00011109 |
| $n = 10,000$ | 0.00011109 | 0.00011109 | 0.00011109 |

El resultado exacto de la probabilidad de fallo es $P_f = 0.00011109$.

El dominio factible $[0^\circ, 90^\circ]$ para el ángulo de fricción concentra prácticamente toda la masa de probabilidad (deja fuera un valor de 2.63×10^{-11}), por lo que el efecto sobre los cálculos al truncar las colas de la distribución, dejando fuera los valores inferiores a 0° y superiores a 90° , es despreciable. Sin embargo, en un caso real pueden no resultar creíbles ciertos rangos de valores, lo que obliga a realizar truncamientos que comienzan a ser significativos desde el punto de vista de la masa de probabilidad que queda fuera del dominio.

En este caso podría ser razonable pensar que no se pueden dar ángulos de fricción inferiores a 20° ni superiores a 70° . Este nuevo dominio factible $[20^\circ, 70^\circ]$ deja fuera una probabilidad de 2.13×10^{-4} , que es significativa.

Un truncamiento aún mayor, de $[30^\circ, 60^\circ]$, deja fuera una probabilidad importante, de 2.63×10^{-2} . Al dejar fuera del rango realizable valores de los parámetros desfavorables desde el punto de vista del fallo del sistema, la probabilidad de fallo estimada disminuye de forma notable.

Se ha evaluado la repercusión que sobre la probabilidad de fallo tienen los posibles truncamientos para el ángulo de fricción.

Para la cohesión se ha mantenido un intervalo de variación constante definido por $[0, 1.00 \times 10^6]$ N/m², que deja fuera del dominio una probabilidad de 6.34×10^{-5} .

Cuando se realiza este tipo de truncamientos, es preciso corregir las probabilidades obtenidas, refiriéndolas a un espacio de probabilidad de valor unidad, correspondiente a la región truncada. Esto se consigue dividiendo las funciones de densidad por la masa de probabilidad realmente existente en el intervalo considerado, que es menor que 1.

Las probabilidades obtenidas, siguiendo los pasos 3 y 5 del proceso, incorporan esta corrección por truncamiento. Las probabilidades se han obtenido integrando con la aproximación central.

Los resultados obtenidos se muestran en el cuadro 8.3.

Cuadro 8.3: Probabilidades de fallo para distintos rangos de variación

| Nº Intervalos | Método de aproximación central | | | |
|---------------|--|------------------------|------------------------|------------------------|
| | Rango de variación del ángulo de fricción, φ | | | |
| | $[0^\circ, 90^\circ]$ | $[10^\circ, 80^\circ]$ | $[20^\circ, 70^\circ]$ | $[30^\circ, 60^\circ]$ |
| $n=10$ | 0.00011297 | 0.00011214 | 0.00010396 | 0.00003208 |
| $n = 100$ | 0.00011110 | 0.00011103 | 0.00010429 | 0.00003280 |
| $n = 1000$ | 0.00011109 | 0.00011106 | 0.00010429 | 0.00003280 |
| $n = 10000$ | 0.00011109 | 0.00011106 | 0.00010429 | 0.00003280 |

Como se observa, el efecto que sobre la estimación de la probabilidad de fallo tiene la correcta definición de los dominios de variabilidad puede ser de cierta importancia. En el caso de truncar por debajo de 30° , se está eliminando del problema zonas situadas en el dominio de fallo, por lo que los valores de la probabilidad de fallo disminuyen más de tres veces.

Uno de los problemas que presentan los métodos de integración numérica es que conforme crece el número de variables aleatorias a considerar y la complejidad que represente la evaluación de la función de estado g^* , tanto el tiempo de cálculo como la imprecisión de los resultados aumentan de forma considerable. Para evitar estos problemas, se han desarrollado métodos alternativos que son los denominados métodos de simulación.

8.3.5.- Métodos de simulación

En el apartado anterior se han revisado los métodos de integración, que tratan de evaluar la integral del problema definido mediante (8.1). Otro grupo de métodos que persiguen el mismo objetivo son los denominados métodos de simulación.

Puesto que se trata de evaluar una integral cuyo significado es la probabilidad de fallo, con los métodos de simulación lo que se hace es generar N realizaciones de las variables aleatorias (experimentos) mediante técnicas estadísticas, de forma que los valores generados son consistentes con las distribuciones supuestas o conocidas de los mismos y con las posibles correlaciones existentes entre las variables:

$$\hat{x}_{(i)} = \left(\hat{x}_1, \hat{x}_2, \dots, \hat{x}_n \right)_{(i)} ; i = 1, \dots, N \quad (8.79)$$

La generación de estas realizaciones de las variables aleatorias se acomete mediante técnicas estadísticas como el método de la transformación inversa, el método de la composición, el método de aceptación-rechazo, y otros (véase Rubinstein [110]).

Se evalúa la función de estado para cada una de estas realizaciones, obteniendo el número de ocasiones, m , en que se verifica la situación de fallo $g^* \leq 0$. La probabilidad buscada se puede aproximar por:

$$P_{fallo} \approx \frac{m \left(g^* \left(\hat{x}_1, \hat{x}_2, \dots, \hat{x}_n \right) \leq 0 \right)}{N} = \hat{P}_f \quad (8.80)$$

El método de simulación expuesto constituye el denominado método de Monte Carlo normal (“Hit or Miss Monte Carlo Method”). Estos métodos se denominan exactos porque proporcionan el valor exacto de la probabilidad cuando $N \rightarrow \infty$. Para valores menores de N , lo que proporciona es una estimación del valor de la integral (8.1). El estimador de la probabilidad de fallo presenta una media y varianza dadas por:

$$\begin{aligned} E \left[\hat{P}_f \right] &= P_f \\ \sigma_{\hat{P}_f}^2 &= \frac{1}{N} P_f (1 - P_f) \end{aligned} \quad (8.81)$$

La precisión en la estimación realizada viene dada por desviación típica del estimador, que es inversamente proporcional a la raíz cuadrada del número de realizaciones o experimentos. Esto significa que doblar la precisión supone multiplicar por cuatro el número de realizaciones (véase USACE [134]).

Por otro lado, las probabilidades de fallo en ingeniería civil y en ingeniería de presas en particular suelen ser pequeñas, del orden de 1 entre 10,000 y menores. Por ello, es preciso realizar un gran número de simulaciones para poder registrar situaciones de fallo (cada realización o experimento es un proceso de Bernoulli, cuya probabilidad de fallo es, precisamente, la P_f que se quiere averiguar).

En la Figura 8.7 se recoge un ejemplo del muestreo por Monte Carlo para 1 variable aleatoria.

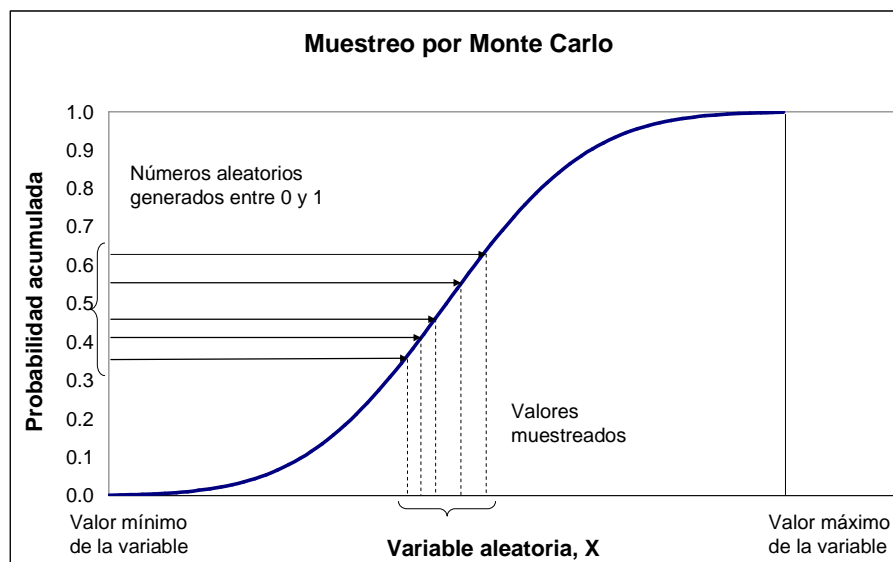


Figura 8.7: Muestreo por técnicas de Monte Carlo para 1 variable aleatoria.

Desde los orígenes del método de Monte Carlo, los investigadores han explorado técnicas con el objetivo de mejorar la eficiencia (reducir el número de simulaciones necesarias para alcanzar un determinado nivel de precisión) y reducir la varianza (obtener mejores aproximaciones). Entre estas técnicas para la reducción de la varianza se pueden citar las de muestreo concentrado (“importance sampling”, véase Clark [32]), muestreo con correlación (“correlated sampling”, véase Cochran [33]), y muestreo estratificado (“stratified sampling”, una de cuyas variantes más conocidas es la denominada “Latin Hypercube Sampling” o muestreo por Hipercubo Latino, véase Iman et al. [67, 68], McKay et al [89] y Startzman et al [123]).

La técnica del muestreo por Hipercubo Latino divide la función de distribución de probabilidad en intervalos iguales en el eje Y, correspondiente a la probabilidad acumulada. De modo que el espacio $[0,1]$ queda fraccionado en una serie de intervalos de igual magnitud. Durante el proceso de muestreo, se obliga a que se generen igual número de realizaciones aleatorias en cada uno de los intervalos. Con esto se consigue muestrear toda la región de la función de distribución, incluso las zonas de menor probabilidad, donde, en otro caso, solamente se hubiera muestreado en caso de generar un elevado número de realizaciones, como se ilustra en la Figura 8.8.

Resulta útil poder estimar de algún modo aproximado el orden de magnitud de la probabilidad de fallo de forma previa a la organización de una simulación por Monte Carlo. Es habitual utilizar las técnicas de simulación para realizar inferencias acerca de la función de estado g^* , y, por extensión, del coeficiente de seguridad, cuya relación con g^* se ha visto en el capítulo 2. En efecto, las N evaluaciones realizadas de g^* constituyen una muestra de

dicha variable aleatoria, siendo posible por tanto realizar estimaciones acerca de parámetros importantes que permitan conocer cómo se distribuye g^* en términos probabilísticos (media, varianza, sesgo, etc.).

Una vez ajustada o deducida una función de distribución para la función de estado, F_{g^*} , la probabilidad de fallo se obtiene de forma inmediata mediante:

$$P_f = P[g^* \leq 0] = F_{g^*}(0) \quad (8.82)$$

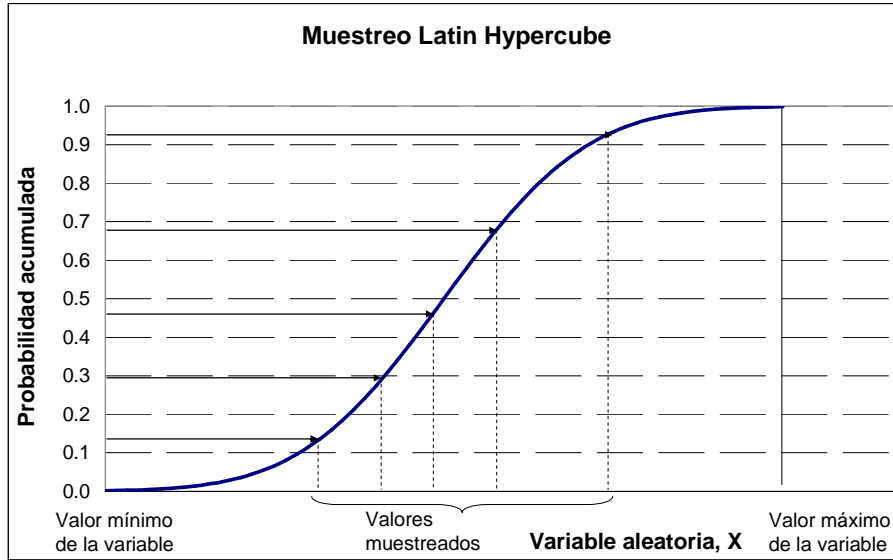


Figura 8.8: Muestreo por técnicas de Hipercubo Latino para 1 variable aleatoria.

Una aparente ventaja de esta forma de proceder es que, una vez deducida F_{g^*} , para lo que puede bastar con un valor de N moderado, se conoce completamente el dominio de probabilidad, y se pueden estimar probabilidades muy bajas, situadas en las colas de la distribución. Frente a esta comodidad, la desventaja principal es que la función deducida puede no ser adecuada en la región menos conocida pero más importante a efectos de estimar la probabilidad de fallo, que es precisamente la cola de la distribución, por lo que las estimaciones pueden arrojar resultados con errores importantes.

Ejemplo 8.5 Cálculo de la probabilidad mediante simulación.

Sea la presa del ejemplo 8.1 con los datos allí expuestos. El dominio de rotura $g^*=0$ queda definido por la ecuación:

$$g^*(\varphi, c) = a_0 + a_1 \times \text{tg} \varphi + a_2 \times c = -1 + 1.30 \text{tg} \varphi + 1.85 \times 10^{-6} \times c = 0 \quad (8.83)$$

En primera instancia se consideran las dos variables aleatorias independientes: ángulo de rozamiento y cohesión, sin truncamiento, adoptando sus funciones de densidad de probabilidad normales, de forma completa (sin truncamientos).

Se generan mediante técnicas de Monte Carlo diversas series de realizaciones de dichas variables aleatorias, muestreadas de acuerdo con sus funciones de distribución de probabilidad. La longitud de las series será de $N = 100; 1,000; 10,000; 100,000$ y $1,000,000$. Esta generación de realizaciones de variables aleatorias se realiza de dos formas: mediante técnicas de muestreo puro y mediante técnicas de hipercubo latino.

Cada par de valores muestreados se utilizará para evaluar la función de estado, g^* , de modo que es posible obtener el número m de casos en los que $g^* \leq 0$. La probabilidad de fallo, P_f , se estima de acuerdo con (8.80). La varianza de la probabilidad estimada se obtiene mediante (8.81).

Los cálculos se han realizado utilizando la herramienta comercial de simulación estadística @RISK implementada en una hoja de cálculo Excel. Los resultados se adjuntan en los cuadros 8.4 y 8.5.

Cuadro 8.4: Estimación de la probabilidad de fallo mediante Monte Carlo puro

| Simulaciones mediante muestreo por Monte Carlo puro | | | | | Método de integración directa |
|---|-----------------------|------------------------------------|--------------------------------------|---|-------------------------------------|
| Número de realizaciones, N | Número de fallos, m | Probabilidad de fallo, $P_f = m/N$ | Varianza de la probabilidad estimada | Desviación típica de la probabilidad estimada | Probabilidad de fallo exacta, P_f |
| 1,000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.11×10^{-4} |
| 10,000 | 1 | 1.00×10^{-4} | 1.00×10^{-8} | 1.00×10^{-4} | 1.11×10^{-4} |
| 100,000 | 18 | 1.80×10^{-4} | 1.80×10^{-9} | 4.24×10^{-5} | 1.11×10^{-4} |
| 1,000,000 | 135 | 1.35×10^{-4} | 1.35×10^{-10} | 1.16×10^{-5} | 1.11×10^{-4} |

Cuadro 8.5: Estimación de la probabilidad de fallo mediante Monte Carlo con técnicas de hipercubo latino

| Simulaciones mediante muestreo por Hipercubo Latino | | | | | Método de integración directa |
|---|-----------------------|------------------------------------|--------------------------------------|---|-------------------------------------|
| Número de realizaciones, N | Número de fallos, m | Probabilidad de fallo, $P_f = m/N$ | Varianza de la probabilidad estimada | Desviación típica de la probabilidad estimada | Probabilidad de fallo exacta, P_f |
| 1,000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.11×10^{-4} |
| 10,000 | 2 | 2.00×10^{-4} | 2.00×10^{-8} | 1.41×10^{-4} | 1.11×10^{-4} |
| 100,000 | 10 | 1.00×10^{-4} | 1.00×10^{-9} | 3.16×10^{-5} | 1.11×10^{-4} |
| 1,000,000 | 116 | 1.16×10^{-4} | 1.16×10^{-10} | 1.08×10^{-5} | 1.11×10^{-4} |

Se observa que el método sólo ofrece resultados significativos para valores del número de realizaciones del orden de la probabilidad que se pretende estimar. El método de muestreo mediante el hipercubo latino proporciona mejores estimaciones para igual número de realizaciones de la muestra.

En la Figura 8.9 se recoge gráficamente el cálculo de la probabilidad de fallo correspondiente al muestreo por Monte Carlo puro para $N=10,000$.

A partir de los N valores de g^* obtenidos, se puede tratar de ajustar una función de probabilidad a la misma. En el Cuadro 8.6 se adjuntan los valores muestrales obtenidos para la media, la varianza, la desviación típica y el sesgo, correspondientes a los valores muestreados mediante técnicas de Monte Carlo para las distintas longitudes de muestra, N .

Para los valores de g^* obtenidos a partir del muestreo por técnicas de Hipercubo Latino, se obtiene una salida de resultados análoga (Cuadro 8.7).

Se observa una mayor convergencia en los valores obtenidos mediante técnicas de Hipercubo Latino.

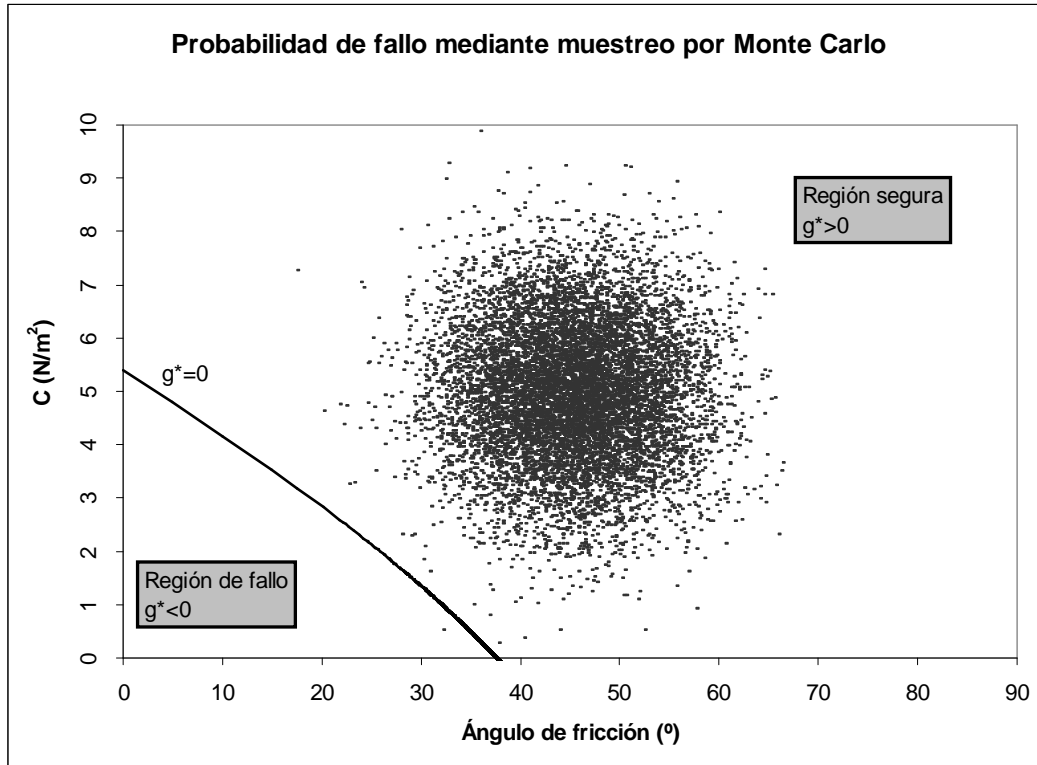


Figura 8.9: Probabilidad de fallo mediante muestreo por técnicas de Monte Carlo.

Cuadro 8.6: Estadísticos muestrales de g^* . Muestreo mediante Monte Carlo puro

| <i>Estadísticos muestrales de g^* obtenidos mediante muestreo por Monte Carlo puro</i> | | | | |
|---|--------------|-----------------|--------------------------|--------------|
| <i>Número de realizaciones, N</i> | <i>Media</i> | <i>Varianza</i> | <i>Desviación típica</i> | <i>Sesgo</i> |
| 1,000 | 1.278071 | 0.170130 | 0.412469 | 0.500776 |
| 10,000 | 1.268753 | 0.170377 | 0.412768 | 0.590840 |
| 100,000 | 1.260465 | 0.163442 | 0.404279 | 0.482087 |
| 1,000,000 | 1.260573 | 0.162467 | 0.403072 | 0.474239 |

Cuadro 8.7: Estadísticos muestrales de g^* . Muestreo mediante Hiper cubo Latino

| <i>Estadísticos muestrales de g^* obtenidos mediante muestreo por Hiper cubo Latino</i> | | | | |
|--|--------------|-----------------|--------------------------|--------------|
| <i>Número de realizaciones, N</i> | <i>Media</i> | <i>Varianza</i> | <i>Desviación típica</i> | <i>Sesgo</i> |
| 1,000 | 1.260921 | 0.160528 | 0.400660 | 0.372136 |
| 10,000 | 1.261030 | 0.163296 | 0.404099 | 0.465118 |
| 100,000 | 1.261040 | 0.163101 | 0.403858 | 0.479242 |
| 1,000,000 | 1.261041 | 0.162702 | 0.403364 | 0.483939 |

Se ha realizado el ajuste de dos funciones de distribución de probabilidad a los valores de g^* obtenidos para $N=10,000$ realizaciones, en los dos casos (Monte Carlo puro e Hipercubo Latino). Para ello se ha empleado la herramienta @RISK (Palisade Corp.). Además, se ha realizado el test de bondad de ajuste Chi-cuadrado.

Las funciones de distribución elegidas han sido la Normal y la Lognormal. La consideración de la función lognormal se debe a que los valores de g^* obtenidos presentan un cierto sesgo, lo que no puede ser fielmente reproducido por una función simétrica de sesgo nulo como es la función normal. La función de estado g^* , tal como ha sido definida en (8.83) puede adoptar valores tanto positivos como negativos. La distribución normal se define en todo el dominio ($-\infty < g^* < +\infty$), por lo que es compatible. En cambio, la distribución Lognormal se define en un intervalo positivo ($0 \leq g^* < +\infty$), por lo que en el proceso de ajuste es preciso considerar un decalaje, s , de modo que la función para la que se realiza el ajuste es una función transformada de g^* , denominada G^* , definida por:

$$G^* = g^* + s \quad ; 0 \leq G^* < \infty \quad (8.84)$$

El test de bondad de ajuste consiste en la obtención del estadístico χ^2 , definido por:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - E_i)^2}{E_i} \quad (8.85)$$

donde:

- k : número de intervalos en los que se divide el dominio de los valores de g^*
- n_i : número de valores de la muestra que se encuentran en el intervalo i -ésimo
- E_i : valor esperado del número de valores correspondientes al intervalo i -ésimo

Cuanta mejor sea la concordancia entre la función de probabilidad tanteada y los valores muestrales, menor será el valor de χ^2 . Un problema que plantea el uso de este estadístico es que los resultados dependen de cómo se realice la partición del dominio de la variable aleatoria considerada. En este caso se ha utilizado una partición en 74 intervalos, con el criterio de que en cada intervalo se concentre la misma masa de probabilidad.

Una vez ajustada la función de probabilidad, es posible estimar la probabilidad de fallo de acuerdo con (8.82). Los resultados del ajuste realizado y los valores de probabilidades estimadas por esta vía para muestras obtenidas por Monte Carlo puro se resumen en el Cuadro 8.8: En las figuras 8.10 y 8.11 se recoge de forma gráfica el ajuste realizado.

Si se comparan los valores obtenidos de la probabilidad de fallo con el valor más exacto estimado mediante el valor de la integral para $N=10,000$ realizaciones, $P_f = 1.41 \times 10^{-4}$, se observa que el ajuste de una función normal proporciona una estimación de la probabilidad de fallo por exceso (1.06×10^{-3}) de un orden de magnitud superior. Por otro lado, el ajuste de una función de distribución lognormal, que resulta ser una mejor aproximación a los valores muestrales como indica el test χ^2 , tampoco proporciona una estimación precisa, ofreciendo en este caso una estimación por defecto (2.07×10^{-5}). Esto revela la dificultad que representa la estimación de probabilidades a partir de funciones de probabilidad ajustadas a valores muestrales cuando el problema se mueve en las colas de la distribución.

Los resultados del ajuste realizado y los valores de probabilidades estimadas para muestras obtenidas por muestreo mediante Hipercubo Latino se resumen en el Cuadro 8.9: En las figuras 8.12 y 8.13 se recoge de forma gráfica el ajuste realizado para las distribuciones normal y lognormal, respectivamente.

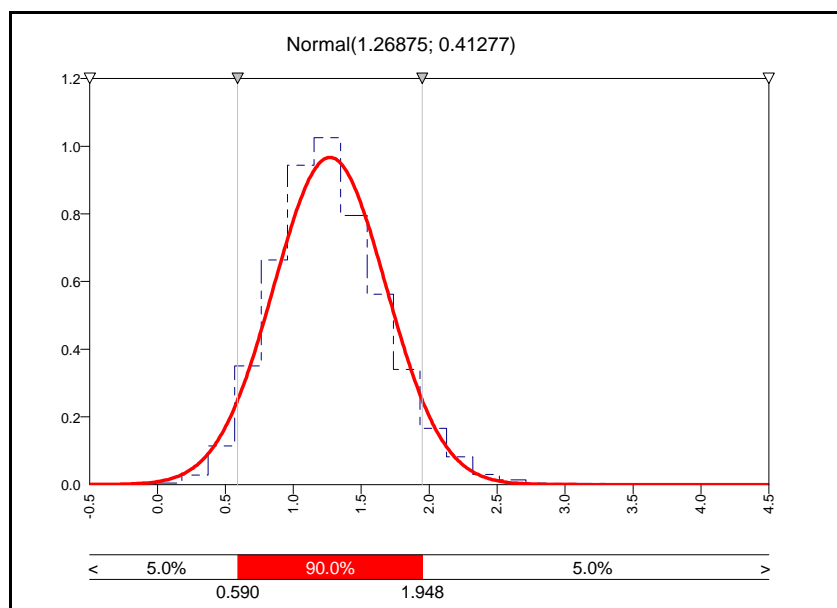


Figura 8.10: Ajuste de una función de distribución normal a la función de estado g^* . Muestreo por Monte Carlo puro.

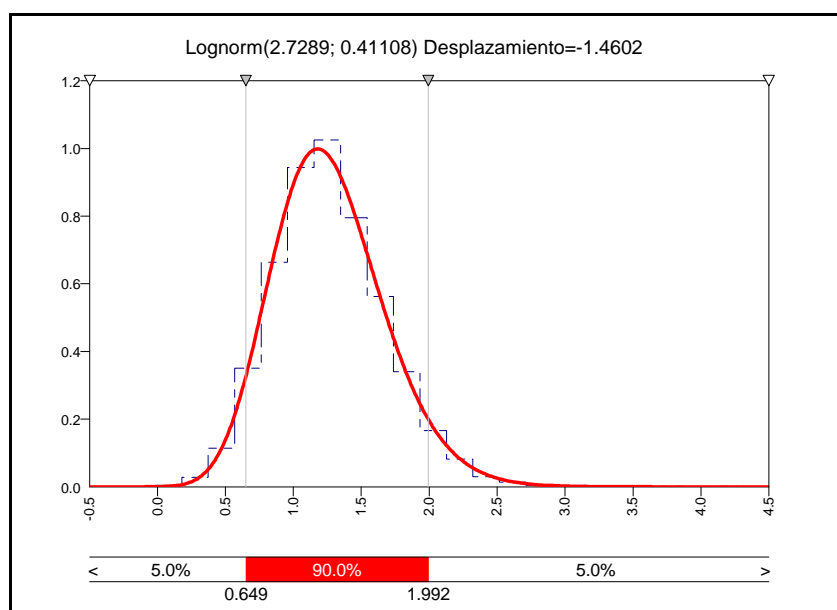


Figura 8.11: Ajuste de una función de distribución lognormal a la función de estado g^* . Muestreo por Monte Carlo puro.

Cuadro 8.8: Ajuste de funciones de probabilidad a g^* . Muestreo mediante Monte Carlo puro

| <i>Valores de g^* obtenidos mediante muestreo por Monte Carlo puro</i> | | | | | |
|---|--------------|-----------------|-----------------|---------------------------------|---|
| <i>Número de realizaciones, N = 10,000</i> | | | | | <i>Probabilidad de fallo $P(g^* \leq 0)$</i> |
| <i>Función</i> | <i>Media</i> | <i>Varianza</i> | <i>Decalaje</i> | <i>Test χ^2</i> | |
| <i>Normal</i> | 1.268753 | 0.170377 | 0 | 268.5 | 1.06×10^{-3} |
| <i>Lognormal</i> | 2.728899 | 0.168983 | -1.460194 | 84.5 | 2.07×10^{-5} |

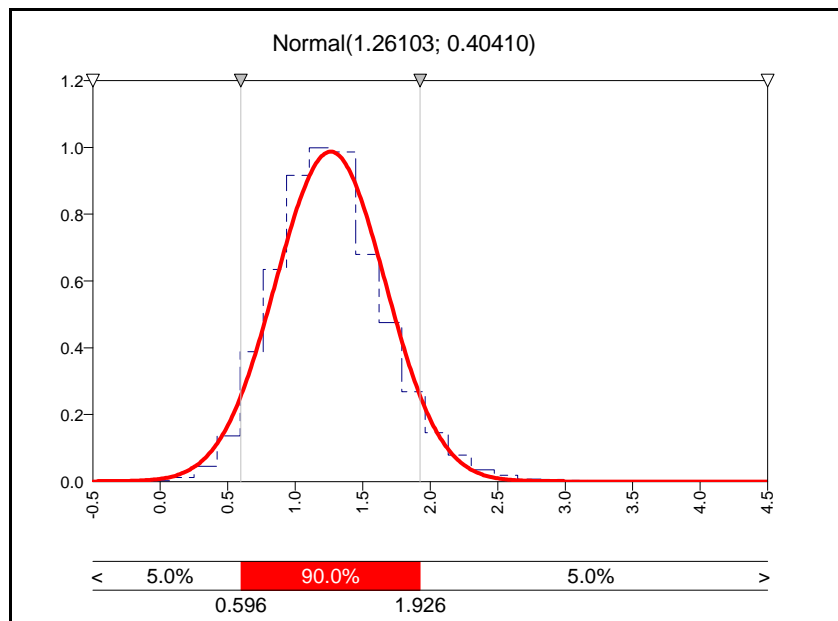


Figura 8.12: Ajuste de una función de distribución normal a la función de estado g^* . Muestreo por Hiper cubo Latino.

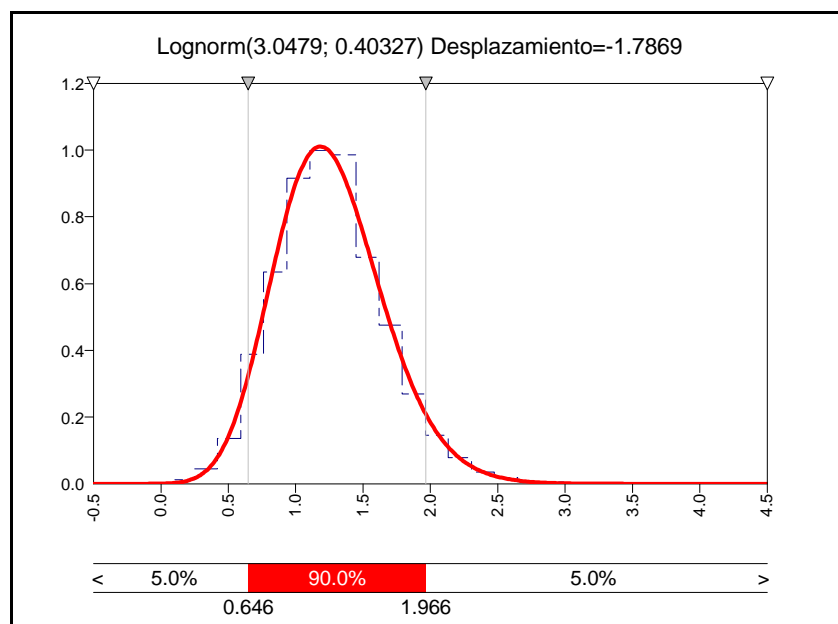


Figura 8.13: Ajuste de una función de distribución lognormal a la función de estado g^* . Muestreo por Hiper cubo Latino.

Cuadro 8.9: Ajuste de funciones de probabilidad a g^* . Muestreo mediante Hiper cubo Latino puro

| <i>Valores de g^* obtenidos mediante muestreo por Hiper cubo Latino</i> | | | | | |
|--|--------------|-----------------|-----------------|---------------------------------|------------------------------------|
| <i>Número de realizaciones, N = 10,000</i> | | | | | <i>Probabilidad de fallo</i> |
| <i>Función</i> | <i>Media</i> | <i>Varianza</i> | <i>Decalaje</i> | <i>Test χ^2</i> | <i>P ($g^* \leq 0$)</i> |
| <i>Normal</i> | 1.261030 | 0.163296 | 0 | 264.8 | 9.02×10^{-4} |
| <i>Lognormal</i> | 3.047930 | 0.162627 | -1.786922 | 87.1 | 3.34×10^{-5} |

Al igual que en para el caso anterior, si se comparan los valores obtenidos de la probabilidad de fallo con el valor más exacto estimado mediante el valor de la integral para $N=10,000$ realizaciones, que como se ha visto vale $P_f = 1.41 \times 10^{-4}$, se observa que el ajuste de una función normal proporciona, como en el caso anterior, una estimación de la probabilidad de fallo por exceso (9.02×10^{-4}) pero que se aproxima un poco más al valor exacto.

Por otro lado, el ajuste de una función de distribución lognormal, que ofrece una mejor aproximación a los valores muestrales como indica el test χ^2 , tampoco proporciona una estimación precisa, obteniéndose, como antes, una estimación por defecto (3.34×10^{-5}).

Parte III

Planteamiento de la investigación

Capítulo 9

Metodología de estimación de la probabilidad de fallo

Tras la revisión realizada en los capítulos 2 a 8 del estado del conocimiento en cuanto a los métodos de evaluación de seguridad de presas de gravedad, tipos de modelos desarrollados, herramientas numéricas disponibles y técnicas de probabilísticas existentes, se presenta en este capítulo una propuesta de metodología para la estimación de la respuesta de una presa de gravedad frente a un determinado estado de sollicitación, en el contexto del Análisis de Riesgos. Esta respuesta ha de ser caracterizada en términos de probabilidad de fallo. En los capítulos 10 a 14 siguientes, se realiza una aplicación exhaustiva de la metodología a una presa real, y para un modo de fallo concreto, como es el deslizamiento en el contacto presa-cimiento, en el marco del modelo general de riesgo elaborado para la presa de estudio por Membrillera [92].

9.1.- Planteamiento general

En los capítulos precedentes se ha realizado una breve revisión de diversos aspectos involucrados en la evaluación de la seguridad estructural de presas de hormigón de gravedad. Los fenómenos relacionados con la evaluación de la seguridad de presas de gravedad pueden ser, en general, de tres tipos: estructural, de degradación e hidráulicos, como resume en el Cuadro 9.1.

Los métodos disponibles para afrontar la evaluación de la seguridad frente a estos fenómenos pueden clasificarse como deterministas o clásicos, probabilísticos (basados en las teorías de la fiabilidad estructural), estadísticos (aplicables sólo a presas existentes con suficientes datos de instrumentación), y adaptativos (muy poco o nada utilizados en la práctica). Los métodos deterministas han sido, con diferencia, los más utilizados hasta la fecha, por lo que se posee una amplia y sólida experiencia en su uso, sobre todo en el análisis de problemas de tipo “Estructural”. A pesar de este desarrollo, la fiabilidad que proporcionan en la actualidad los modelos que tratan de analizar fenómenos complejos es limitada, como se ha expuesto en el Capítulo 3, sobre todo cuando el fenómeno analizado entra en las categorías de “Degradación” o “Hidráulico”.

Un resumen del estado del conocimiento de diversos aspectos involucrados en un análisis determinístico de tipo eminentemente “Estructural” se ha plasmado en los capítulos 4 a 6. En el Capítulo 4 se tratan los modelos constitutivos, incluyendo los modelos asociados a fenómenos térmicos en presas. El Capítulo 5 se ocupa de los modelos para las discontinuidades y de los modelos de mecánica de fractura. Finalmente, el Capítulo 6 trata de los métodos de análisis dinámico aplicados a presas. La aplicación práctica de estos modelos matemáticos es posible, como ya se ha comentado, gracias al desarrollo conjunto de potentes herramientas de simulación basadas en el cálculo numérico, por los métodos de elementos finitos y diferencias finitas, como se ilustra en el Capítulo 7.

Cuadro 9.1: Fenómenos relacionados con la evaluación de la seguridad de presas de hormigón, elementos modelados e indicadores (Fuente: ICOLD [66])

| TIPO | FENÓMENO | ELEMENTOS MODELADOS | INDICADOR |
|--------------------|--|----------------------------|---|
| ESTRUCTURAL | Deslizamiento y vuelco | Presa | Equilibrio de sólido rígido |
| | Inestabilidad de laderas o bloques | Cimiento Embalse | Equilibrio de sólido rígido |
| | Estado tenso-deformacional | Presa Cimiento | Desplazamientos Deformaciones Tensiones Movimiento de juntas |
| | Estabilidad local y global relacionada con la fisuración | Presa Cimiento | Apertura Longitud Potencial de propagación Profundidad |
| DEGRADACIÓN | Envejecimiento, reacciones árido-álcali | Presa | Variaciones de propiedades mecánicas |
| | Disolución por filtración | Cimiento | Variaciones de propiedades mecánicas |
| HIDRÁULICO | Sedimentación | Presa Desagües | Transporte de sólidos |
| | Filtraciones | Cimiento Embalse | Presiones Velocidades Caudales |
| | Erosión al pie de presa | Presa Cimiento | Caudales Energía cinética |
| | Erosiones en aliviadero | Aliviadero | Presiones |
| | Erosiones | Desagües | Velocidades Contenido de material sólido |
| | Cavitación | Desagües | Presión |

Estos métodos de análisis deterministas pueden utilizarse para evaluar la seguridad estructural de la presa, y, en general, permiten obtener en última instancia valores para los coeficientes de seguridad. No obstante, estos métodos no son aptos para dar respuesta a ciertos interrogantes relacionados con la seguridad de presas, como los siguientes:

- ¿Qué significa realmente que una presa sea calificada como “segura”?
- ¿Cuánto más segura es una determinada presa con respecto a otras?

- ¿Cuál es el margen de seguridad que ofrece una presa diseñada y construida en el pasado con los estándares vigentes en la época, al confrontarla con los actuales?
- ¿Cómo tener en cuenta las consecuencias, a menudo catastróficas, que la rotura de una presa puede ocasionar, en la evaluación de la seguridad de presas?
- ¿Cómo priorizar las inversiones en seguridad de presas de una forma racional, justificada y eficiente?

En este contexto, se ha venido haciendo un esfuerzo desde diversos ámbitos del mundo presístico para poner a punto herramientas de análisis que puedan ayudar a los responsables de la gestión de presas a contestar a éstas y otras cuestiones similares. Este proceso ha conducido al desarrollo de metodologías de Análisis y Evaluación de Riesgos en diversos países como Estados Unidos, Canadá y Australia, principalmente, y, más tímidamente, en algunos países europeos, como se recoge en el Capítulo 2. La cuantificación del riesgo supone resolver la ecuación (9.1):

$$\text{Riesgo} = \int P(\text{escenario}) \times P(\text{respuesta} \mid \text{escenario}) \times C(\text{solicitud}, \text{respuesta}) \quad (9.1)$$

donde P es probabilidad, C la magnitud de las consecuencias y el símbolo “|” representa probabilidad condicional.

La aplicación del Análisis de Riesgos exige, entre otras actividades, realizar una identificación de los posibles modos de fallo de la presa y la posterior estimación cuantitativa de la probabilidad asociada a dichos modos de fallo, es decir, se trata de cuantificar la probabilidad condicional de la respuesta del sistema, dada una determinada solicitud. Esta estimación puede realizarse de tres formas diferentes: por “referencias históricas”, por “emisión de probabilidades” y por “análisis de probabilidades”. El tercero de estos métodos, el “análisis de probabilidades”, obtiene la probabilidad de fallo mediante técnicas estadísticas. Estas técnicas estadísticas o medidas de fiabilidad estructural, que han sido desarrolladas en el Capítulo 8, se clasifican formalmente en tres niveles:

Nivel 1: Método de los coeficientes de seguridad parciales. No proporciona la probabilidad de fallo. La incertidumbre se mide mediante factores arbitrarios.

Nivel 2: Método de los momentos de segundo orden. Puede proporcionar la probabilidad de fallo.

Nivel 3: Métodos exactos. Proporciona la probabilidad de fallo. Utiliza la función de densidad conjunta global y métodos específicos para poder realizar la integración.

Estos métodos de análisis basados en conceptos de fiabilidad surgen en el ámbito de la ingeniería estructural y han tenido hasta la fecha una limitada implantación en otros campos de la ingeniería civil. Como excepción se puede mencionar su manejo en el diseño de estructuras civiles como, por ejemplo, los diques rompeolas portuarios.

En el campo del Análisis de Riesgos es necesario recurrir como mínimo a técnicas de Nivel 2 o de Nivel 3, puesto que el Nivel 1 no proporciona probabilidades de fallo. Simultáneamente, el desarrollo de modelos deterministas no lineales, que tratan de reproducir fenómenos físicos muy complejos, como la respuesta dinámica de una presa, el acoplamiento de fenómenos hidro-mecánicos, e incluso los fenómenos expansivos evolutivos en el hormigón, ha experimentado en las últimas décadas un gran avance.

Este avance se ha basado tanto en la existencia de herramientas de simulación numérica como en la capacidad de cálculo creciente que proporcionan los modernos equipos informáticos.

Por tanto, de la revisión realizada del estado del conocimiento se puede establecer las siguientes conclusiones:

1. Las técnicas y métodos de análisis del comportamiento de presas y las técnicas de fiabilidad estructural han evolucionado de forma paralela e independiente, alcanzando un elevado grado de desarrollo en sus respectivos campos de actuación.
2. Las técnicas de análisis de modos de comportamiento de presas han alcanzado un elevado grado de complejidad, involucrando el uso de modelos constitutivos avanzados no lineales, modelos de la mecánica de fractura, y técnicas de análisis dinámico en el dominio del tiempo no lineales. Estos avances suponen una reducción parcial de la incertidumbre epistémica asociada a los modelos. Estos modelos precisan, por otro lado, del conocimiento de un número elevado de parámetros, cuya determinación precisa no es inmediata y que frecuentemente se establece sobre la base de datos escasos, tomados de casos similares publicados, lo que supone un aumento de la incertidumbre epistémica asociada a los parámetros, que siempre se puede reducir mejorando la información sobre los datos.
3. Se ha puesto a disposición de los ingenieros civiles un gran número de códigos numéricos que permiten acometer el cálculo de presas a nivel avanzado. Esto constituye un recurso aprovechable del que el Análisis de Riesgos puede, y debe, hacer uso.
4. Las técnicas de fiabilidad se han venido aplicando, en general, sobre la base de modelos matemáticos de comportamiento de formulación relativamente sencilla (véase Mínguez [94]), si bien han alcanzado un nivel de exactitud y rigor muy importante.
5. Los métodos y medidas de la fiabilidad, utilizados con cierta frecuencia en ingeniería estructural y en ingeniería de obras marítimas, han tenido hasta la fecha una escasa repercusión en el mundo presístico.

Para que los usuarios de las metodologías basadas en riesgo (tanto los técnicos como los responsables de la toma de decisiones) puedan confiar en la calidad de la información y en los resultados que el método proporciona, el Análisis de Riesgos debe ser creíble y consistente. Por otro lado, el Análisis de Riesgos se ha apoyado hasta la fecha en el empleo de técnicas de “Emisión de Probabilidades”, definidas como la opinión sobre la verosimilitud de un evento emitida por un individuo entrenado para ello y en condiciones controladas y específicas. Así, la aplicación de análisis cuantitativos basados en modelos matemáticos de comportamiento ha sido más limitada.

La estimación de probabilidades mediante la técnica de “Emisión de probabilidades” no ha estado exenta de críticas por parte de la comunidad ingenieril (véase, por ejemplo, Lombardi [85]). En este sentido, el avance que la presente tesis aporta en el sentido de estimar de forma más rigurosa las probabilidades condicionales de fallo, no hace sino tratar de reforzar la técnica del Análisis de Riesgos y dotarla de mayor solidez.

Con esta situación de partida, la metodología de estimación de probabilidades de fallo que se propone en la presente tesis parte del estado actual del conocimiento en dos campos: por un lado, de los métodos determinísticos de análisis estructural de presas, y, por el otro, de los métodos matemáticos de análisis de la fiabilidad estructural.

A partir de estos dos vectores se puede definir un espacio de análisis probabilístico de presas de hormigón, tal y como se recoge en la Figura 9.1. En dicha figura se han dibujado mediante flechas horizontales y verticales las líneas de evolución que ha seguido el conocimiento en cada uno de los respectivos campos por separado, y se indica mediante una flecha diagonal la dirección en la que se pretende avanzar con la presente tesis doctoral, combinando métodos avanzados de análisis del comportamiento de presas de hormigón con métodos de fiabilidad estructural, para obtener mejores estimaciones de las probabilidades de fallo con que alimentar posteriormente el proceso del Análisis de Riesgos.

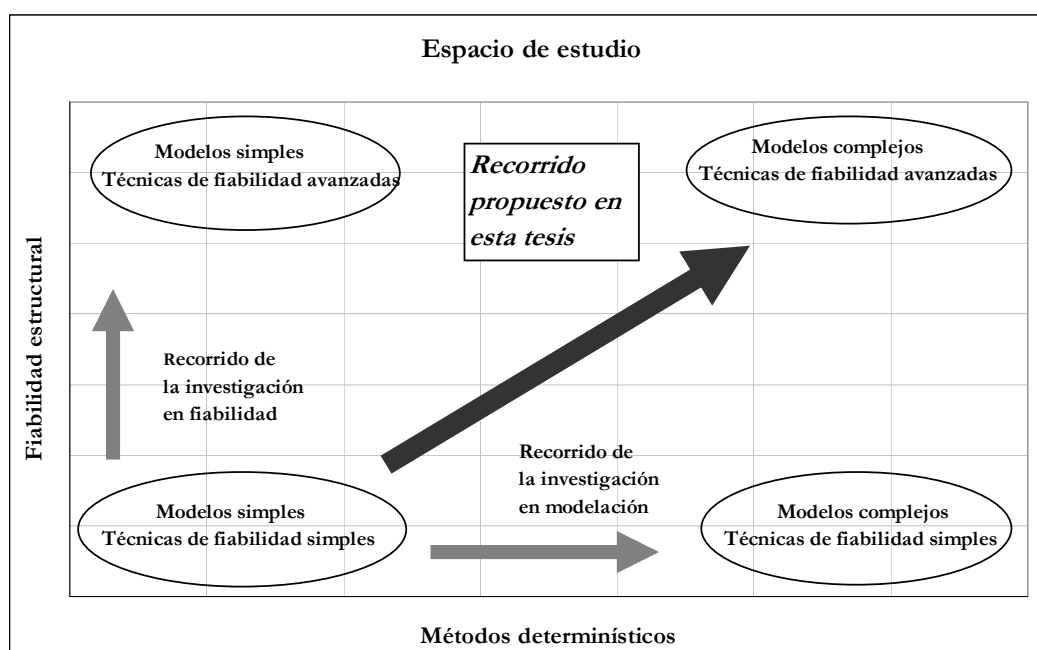


Figura 9.1: Recorridos de la investigación en los campos de los modelos de comportamiento determinísticos y en las medidas de fiabilidad estructural.

El espacio de análisis de presas de hormigón así definido puede compartimentarse de forma ordenada en función de los distintos métodos de análisis del comportamiento y de las diferentes medidas de la fiabilidad estructural expuestas en los capítulos precedentes, como se recoge en la Figura 9.2.

En esta figura, que no pretende ser exhaustiva, se recoge, en el eje X, solamente una parte de los métodos de análisis expuestos en el Cuadro 3.1, mientras que el eje Y solamente se incluye aquellos métodos de fiabilidad estructural propuestos para su empleo en la presente tesis doctoral. Como se observa, el campo de evolución es muy amplio, siendo el trabajo aquí recogido un primer paso en el barrido de los métodos de análisis del comportamiento con las técnicas de fiabilidad estructural.

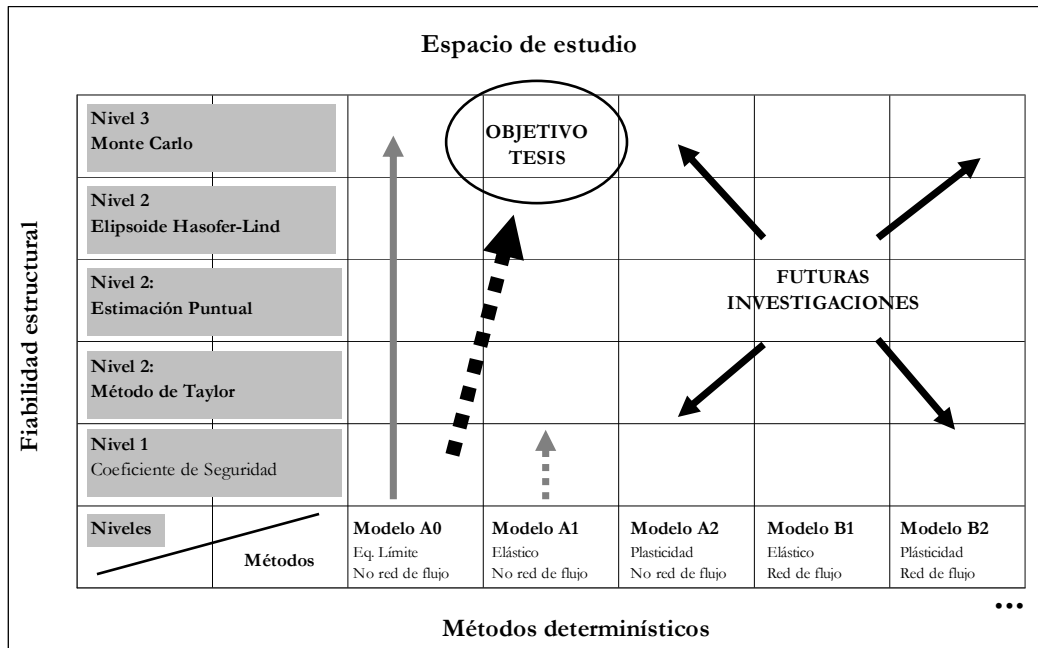


Figura 9.2: Sistematización del espacio de los modelos de comportamiento y medidas de fiabilidad estructural.

Con este marco general, la metodología que se propone para la obtención rigurosa de la probabilidad condicional de fallo se basa en los siguientes principios básicos:

1. Debe siempre considerarse el análisis clásico mediante coeficientes de seguridad como punto inicial de referencia. Todas las presas existentes han sido proyectadas de acuerdo con unos principios y métodos que se han demostrado su eficacia, robustez y fiabilidad, por lo que es preciso aprovecharlos, y apoyar cualquier expansión del conocimiento en toda esta valiosa experiencia.
2. En función del modo de fallo seleccionado, se propone establecer, siempre que sea posible, al menos dos modelos de comportamiento: uno inicial de referencia, lo más sencillo posible, que trate de capturar los fenómenos esenciales involucrados en el modo de fallo analizado; y un segundo modelo, más complejo, que ya incorpore parte de los avances habidos en el campo de la modelación de presas, y que supone una reducción de la incertidumbre epistémica asociada al modelo.
3. Un aspecto que se considera esencial es el de la caracterización probabilística de las variables que intervienen en el problema. Esta fase debería realizarse siempre en colaboración con los técnicos que participan en la explotación de la presa, y con grupos de expertos (en hidráulica, estructuras, geotecnia, materiales, sismología, etc.). Es necesario disponer del mayor número de datos que sea posible, al objeto de reducir esta segunda fuente de incertidumbre epistémica asociada a los parámetros.
4. El empleo de técnicas de fiabilidad de Nivel 2 puede ser útil como paso previo y para:
 - a. Determinar el orden de magnitud de las probabilidades
 - b. Discriminar las variables más relevantes

5. Las técnicas de fiabilidad de Nivel 3 proporcionan valores más exactos de la probabilidad. Se considera preferible la estimación directa de probabilidades de fallo frente al ajuste de funciones de distribución a la variable de estado que define el problema y posterior estimación de la probabilidad de fallo a partir de la misma.
6. Se debe revisar críticamente los resultados que el Modelo General de Riesgo produce en función de las distintas probabilidades obtenidas que lo alimentan.

9.2.- Desarrollo de la metodología

La metodología que se expone a continuación se aplica a un modo de fallo que involucra fenómenos de naturaleza esencialmente “Estructural”, aunque no es excluyente su aplicación a modos de fallo en los que sean relevantes los fenómenos de “Degradación” y/o “Hidráulicos”. La metodología que se propone se desarrolla en las 5 fases siguientes:

- **Fase I:** Modelo General de Riesgo y definición del Modelo Base y del Modelo Avanzado
- **Fase II:** Estudio de variables
- **Fase III:** Análisis de fiabilidad sobre el Modelo Base
- **Fase IV:** Análisis de fiabilidad sobre el Modelo Avanzado
- **Fase V:** Repercusión sobre resultados del Modelo General de Riesgo

A continuación se desarrolla cada una de las fases mediante su fraccionamiento en sucesivos pasos.

Fase I: Modelo General de Riesgo y definición del Modelo Base y del Modelo Avanzado

Paso 0: Modelo General de Riesgo y selección del modo de fallo a analizar.

Se parte siempre de la existencia previa de un Modelo General de Riesgo ya definido y completo para la presa de hormigón. Esto significa que se ha realizado la definición completa de los correspondientes escenarios, que se han identificado los modos de fallo asociados a los mismos, y que se pueden evaluar las consecuencias negativas derivadas de la rotura de la presa en términos de vidas humanas y en términos de coste económico. Una vez seleccionado el modo de fallo, se emplea la sistematización del espacio de análisis realizada en la Figura 9.2 como marco de referencia.

Paso 1: Definición del Modelo Base y del Modelo (o modelos) Avanzados de análisis del comportamiento del fenómeno analizado.

El Modelo Base es, en general, un modelo matemático, de manera tal que el fallo puede expresarse en términos de una función matemática de estado. El Modelo Avanzado puede ser un modelo numérico implementado en un código de simulación, que no necesariamente expresa el fallo en términos de una función matemática explícita.

Fase II: Estudio de las variables

Paso 2: Estudio de las variables (acciones y parámetros) que intervienen en el problema.

En esta fase se procede a la clasificación de las variables que intervienen en el problema como variables determinadas, cuyo valor es conocido con muy poca incertidumbre, o como variables aleatorias, cuyo valor no es conocido de forma precisa *a priori* y su conocimiento está sujeto por tanto a incertidumbre. Para las variables consideradas aleatorias hay que determinar en esta fase cuáles son las funciones de distribución de probabilidad de las mismas. Para averiguar las distribuciones de probabilidad de las variables, tanto las relativas a acciones como a parámetros de los materiales, se debe incorporar en esta fase los resultados de estudios, ensayos y toda la información disponible sobre la auscultación de la presa.

Fase III: Análisis de fiabilidad sobre el Modelo Base

Paso 3: Análisis de fiabilidad de Nivel 1 sobre el Modelo Base.

Previo a cualquier intento de análisis probabilístico es necesario obtener los coeficientes de seguridad clásicos para el Modelo Base. De este modo se puede realizar una primera comprobación del Modelo Base y se establece un primer marco de referencia en el que contextualizar los resultados obtenidos en fases sucesivas.

Paso 4: Análisis de fiabilidad de Nivel 2 sobre el Modelo Base.

En este paso se inician los cálculos probabilísticos propiamente dichos. La metodología prevé la aplicación sobre el Modelo Base, de tres métodos de Nivel 2, realizada además de forma secuencial: método de Taylor, método de Estimación Puntual y Método de Hasofer-Lind.

Paso 4.1: Estimación de la contribución de las variables a la varianza de la función de estado.

En primer lugar, se aplica el método de Taylor, por su eficiencia para el análisis de problemas en los que pueda intervenir un elevado número de variables aleatorias. El objetivo principal en este momento es doble: obtener un primer orden de magnitud de las probabilidades condicionales de fallo, por un lado, y estimar la contribución de cada variable a la varianza de la función de estado, por el otro. Es decir, con los resultados obtenidos en esta fase, se puede seleccionar qué variables consideradas inicialmente como aleatorias pueden ser consideradas como determinadas, sin alterar significativamente los resultados de la probabilidad de fallo, realizando así una primera simplificación del problema, al reducir la dimensionalidad del espacio de probabilidad.

Paso 4.2: Determinación de la importancia del sesgo de las distribuciones.

En segundo lugar, en el caso de que una o varias de las variables aleatorias presenten distribuciones de probabilidad asimétricas, se aplica el método de Estimación Puntual para capturar la magnitud de la repercusión de los sesgos de las distribuciones sobre la estimación de la probabilidad realizada en la fase anterior. Se obtiene además una segunda estimación de la probabilidad de fallo.

Paso 4.3: Establecimiento de rangos factibles de las variables aleatorias.

En tercer lugar, se utiliza el método de Hasofer-Lind con el objetivo principal de determinar los rangos factibles en los que tiene sentido matemático la obtención de probabilidades, lo que acota el campo de aplicación posterior de métodos de Nivel 3, más exactos, pero más costosos en tiempo de cálculo. Además, se ha obtenido una tercera estimación de la probabilidad de fallo.

Paso 5: Análisis de fiabilidad de Nivel 3 sobre el Modelo Base.

Una vez seleccionadas las variables aleatorias con mayor contribución a la varianza de la función de estado y considerando el resto de variables como variables determinadas con valores fijos, se realiza en esta fase un análisis de fiabilidad de Nivel 3 sobre el Modelo Base, con el objetivo de proporcionar una estimación más exacta de la probabilidad de fallo. De las técnicas de Nivel 3 existentes la metodología prevé utilizar las denominadas técnicas de Monte Carlo, por su facilidad de aplicación a problemas formulados en términos de una función de estado.

Fase IV: Análisis de fiabilidad sobre el Modelo Avanzado

Paso 6: Análisis de fiabilidad de Nivel 1 sobre el Modelo Avanzado.

Al igual que con el Modelo Base, antes de acometer el análisis puramente probabilístico se obtienen en primer lugar los coeficientes de seguridad clásicos para el Modelo Avanzado. De este modo se puede realizar una primera comprobación entre ambos modelos, muy útil para evaluar posibles necesidades de mejora o refinamiento de los modelos, e incluso para llegar a descartar su empleo.

Paso 7: Análisis de fiabilidad de Nivel 3 sobre el Modelo Avanzado.

A continuación se realiza una estimación de la probabilidad condicional de fallo aplicando las técnicas de fiabilidad de Nivel 3 sobre el Modelo Avanzado. Se asume que este modelo está implementado sobre una herramienta de simulación numérica y que, en general, no proporciona una función de estado explícita, aunque siempre permite identificar una situación de fallo como tal. En el caso de que el Modelo Avanzado incorpore variables aleatorias que el Modelo Base no tiene en cuenta, se realiza previamente un análisis de sensibilidad (variando cada vez una de estas variables y manteniendo fijas las demás) para determinar su influencia sobre los resultados que arroja el modelo.

Esto permite concluir si estas variables deben considerarse como aleatorias o pueden considerarse como determinadas, simplificando el análisis.

La técnica de Nivel 3 que la metodología propone es la de Monte Carlo. La ejecución del elevado número de simulaciones que la técnica requiere puede hacer inviable su aplicación práctica, teniendo en cuenta los tiempos de cálculo asociados al empleo de herramientas complejas de simulación numérica. Se propone en esta tesis el empleo del concepto de Superficie Límite para soslayar este inconveniente. La metodología contempla dos pasos:

Paso 7.1: Determinación de la Superficie Límite.

La Superficie Límite (o Hiper-Superficie Límite en un caso n-dimensional, siendo 'n' el número de variables aleatorias consideradas) establece la frontera entre la región segura y la región de fallo correspondientes al Modelo Avanzado. La obtención de esta Superficie Límite se realiza utilizando el modelo numérico para obtener una serie de puntos sobre la misma. Posteriormente, se realiza el ajuste estadístico de una superficie a los puntos obtenidos.

Paso 7.2: Determinación de la probabilidad de fallo.

Una vez así determinada esta Superficie Límite, ya no es necesario el empleo de la herramienta de simulación numérica para obtener la probabilidad de fallo, sino que basta con generar mediante técnicas de Monte Carlo un gran número de realizaciones del vector de variables aleatorias, comprobando cuantas de ellas quedan dentro de la región de fallo. Este análisis se puede realizar de forma muy eficiente mediante las oportunas herramientas estadísticas.

De este modo, se obtiene el valor de la probabilidad condicional de fallo correspondiente sobre la base de un Modelo de comportamiento de la presa que se considera más fiable que la obtenida sobre el Modelo Base.

Fase V: Repercusión sobre los resultados del Modelo General de Riesgo

Paso 8: Evaluación de la repercusión sobre los resultados del Modelo General de Riesgo.

La última etapa de la metodología incide en la necesidad de evaluar, de una forma crítica, la repercusión que las distintas probabilidades obtenidas sobre el Modelo Base y sobre el Modelo Avanzado generan sobre los resultados globales del Modelo de Riesgo. Para ello se utilizan las herramientas de cálculo específicas propias del Modelo de Riesgo, como la herramienta iPresas (Serrano et al [118]).

De este modo se analiza si el análisis de fiabilidad sobre modelos determinísticos más avanzados modifica significativamente los resultados en términos de Riesgo con respecto a los obtenidos mediante modelos más simples y, por tanto, si el esfuerzo que su obtención requiere está justificada.

Además, y este aspecto es esencial, permite enjuiciar qué influencia tienen sobre la toma de decisiones finales los diferentes resultados de Riesgo alcanzados. Es decir, que forma adopta la dispersión de los diferentes valores de Riesgo a la luz de los criterios de tolerabilidad que se apliquen.

La metodología propuesta se resume de forma gráfica en el diagrama de flujo recogido en la Figura 9.3.

9.3.- Aplicación al caso de estudio

En la parte IV de la presente tesis doctoral se desarrolla una aplicación de la metodología expuesta a la presa de estudio, que es una presa de gravedad española de titularidad estatal.

La aplicación se desarrolla de acuerdo con la metodología propuesta, con la siguiente estructura en el documento.

Cuadro 9.2: Desarrollo de la metodología

| DESARROLLO DE LA METODOLOGÍA | | | |
|-------------------------------------|---------------|--|-------------|
| Fase I | Paso 0 | Modelo General de Riesgo y selección del modo de fallo a analizar (Dato de partida) | Capítulo 10 |
| | Paso 1 | Definición del Modelo Base y del Modelo Avanzado | |
| Fase II | Paso 2 | Estudio de las variables | Capítulo 11 |
| Fase III | Paso 3 | Análisis de fiabilidad Nivel 1 sobre el Modelo Base | Capítulo 12 |
| | Paso 4 | Análisis de fiabilidad Nivel 2 sobre el Modelo Base | |
| | Paso 5 | Análisis de fiabilidad Nivel 3 sobre el Modelo Base | |
| Fase IV | Paso 6 | Análisis de fiabilidad Nivel 1 sobre el Modelo Avanzado | Capítulo 13 |
| | Paso 7 | Análisis de fiabilidad Nivel 3 sobre el Modelo Avanzado | |
| Fase V | Paso 8 | Repercusión sobre el Modelo General de Riesgo | Capítulo 14 |

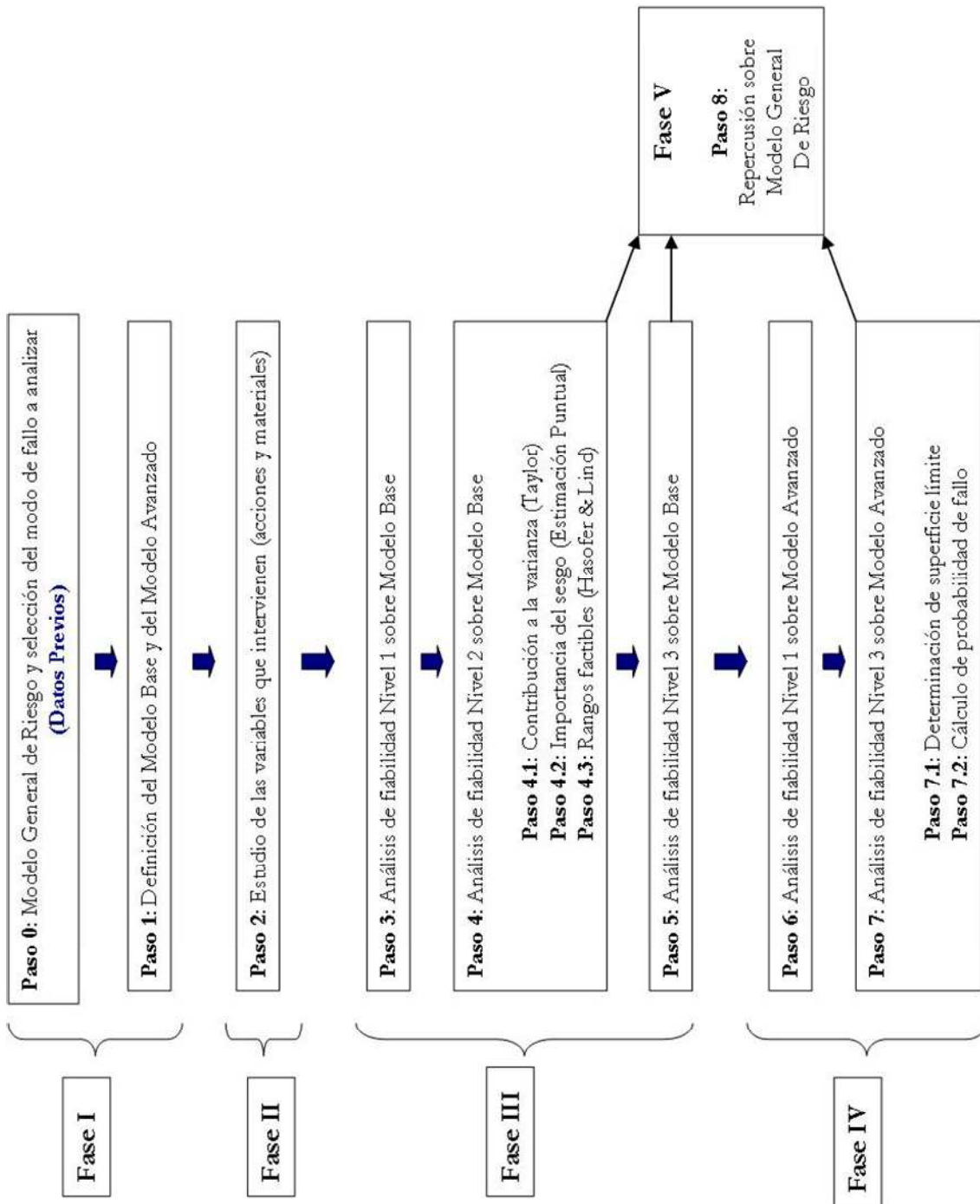


Figura 9.3: Metodología propuesta. Diagrama de flujo.

Parte IV

Aplicación al caso de estudio

Capítulo 10

Caso de estudio. Modelo de riesgo y modelos de análisis

En este capítulo se aborda la **Fase I** de la metodología propuesta, que incluye como datos previos la descripción del Modelo General de Riesgo y la selección del modo de fallo a analizar. Para ello se describe la presa objeto de la aplicación práctica y las características generales del Modelo General de Riesgo. A continuación, para el modo de fallo seleccionado, se definen los modelos de análisis a emplear: el Modelo Base (modelo de equilibrio límite) y el Modelo Avanzado (modelo numérico de sólido deformable).

10.1.- Modelo General de Riesgo de la presa de estudio

El Modelo General de Riesgo de la presa en estudio es el desarrollado íntegramente por M.G. de Membrillera en su Tesis Doctoral “Contribución a la aplicación del análisis y declaración de riesgos en presas españolas” (véase Membrillera [92]). Un modelo de riesgo completo permite realizar el proceso de la Declaración de Riesgo según las fases siguientes:

- Análisis de riesgo
- Evaluación de riesgo
- Declaración de riesgo

La fase del Análisis de riesgo se estructura a su vez en los siguientes cinco apartados:

- Recopilación de información y contexto
- Escenarios de solicitud
- Análisis de los modos de fallo
- Respuesta del sistema: probabilidades condicionales
- Estimación de consecuencias

El Modelo General de Riesgo del sistema presa-embalse se ha confeccionado mediante un árbol de eventos, desglosado en dos sub-árboles independientes para los eventos de naturaleza hidrológica y sísmica. Este esquema descansa en el hecho de que la probabilidad de ocurrencia simultánea de eventos hidrológicos y sísmicos es extremadamente baja, y su consideración no aportaría resultados significativos a la probabilidad global de fallo.

10.1.1.- Recopilación de información y contexto

10.1.1.1.- Aspectos generales

El embalse estudiado es de titularidad estatal y se encuentra en explotación desde el final de su construcción, en el año 1965. Una vista aérea general de la presa y el entorno de la cerrada se muestra en la Figura 10.1, mientras que en la Figura 10.2 se incluye una vista desde el estribo derecho.



Figura 10.1: Vista aérea general de la presa y del entorno de la cerrada (Fuente: Membrillera [92])



Figura 10.2: Vista del paramento aguas abajo y del pie en el estribo izquierdo

Las hojas cartográficas del *Instituto Geográfico Nacional (I.G.N.)* recogen el embalse y la presa a escala 1:50.000; mientras que el *Mapa Topográfico Nacional de España* hace lo propio a escala 1:25,000. A su vez, para la escala 1:10,000 se debe consultar las hojas pertinentes del Instituto Cartográfico de la Comunidad Autónoma donde se localiza el embalse.

Al disponer la Presa de Archivo Técnico, el estudio de los documentos del mismo constituye el punto de partida para cualquier trabajo relacionado con la seguridad de la Presa.

10.1.1.2.- Aspectos hidrológico-hidráulicos

La extensión de la cuenca vertiente al Embalse es de 4,819 km², representando el 75.7% de la superficie total de la cuenca del río (6,363.94 km²). De toda la extensión de la cuenca vertiente, solo 579 km² son regulados por el Embalse, lo que representa el 9.1% de la superficie total de la cuenca, quedando el 90.9% restante aguas arriba. Las características geométricas fundamentales del cauce del río entre la Presa y el mar se resumen en el Cuadro 10.1.

Cuadro 10.1: Resumen de características geométricas del cauce aguas abajo de la presa.
(Fuente: Membrillera [92])

| | |
|-----------------|----------|
| Punto de inicio | Presa |
| Punto final | Mar |
| Cota de inicio | 267.34 m |
| Cota final | 0.17 m |
| Longitud | 84.44 km |

El aliviadero de la presa se sitúa sobre la coronación, en su tramo central, para lo que su perfil se adapta al tipo Creager para una altura de lámina vertiente de 7 metros. Está constituido por cuatro vanos de 13.25 metros de luz, separados por pilas con perfil hidrodinámico Joukowski de 3.50 metros de espesor cerrados por cuatro compuertas Taintor de 13.25 x 7.00 metros. Los mecanismos de accionamiento electromecánico de las compuertas se alojan en el interior de las pilas, a excepción de los antiguos mecanismos de contrapeso para la maniobra automática de las compuertas, actualmente en desuso y alojados bajo el labio del vertedero. La cota umbral del aliviadero es la 313.00 m.s.n.m., siendo su capacidad nominal de desagüe de 2,005 m³/s. Su aspecto se muestra en la Figura 10.3.

El desagüe de fondo se ubica en el centro de la presa y consta de un único conducto de sección rectangular de 1.50 x 2.50 metros. La cota del eje en la embocadura es la 265.00 m.s.n.m. y su capacidad máxima es de 106 m³/s. Está equipado con dos compuertas (de guarda y de regulación) rectangulares tipo Bureau de 1.50 x 2.50 metros, dispuestas en serie, con accionamiento por crick de aceite a presión y posibilidad de accionamiento manual, e instalaciones auxiliares de by-pass, aducción de aire y desentramamiento. Los mecanismos se alojan en las correspondientes cámaras huecas, a las que se accede mediante galerías desde el paramento de aguas abajo. El conducto lleva revestimiento metálico y su pendiente es del 25.5% hasta terminar en el cuenco del aliviadero, tangente a la curva que constituye el fondo.

En añadidura, se cuenta con un desagüe de fondo por el túnel de desvío, situado en la margen derecha, lateral al cuerpo de presa y con una única alineación recta de 408 metros de longitud. Comienza con un abocinamiento en la embocadura, en un tramo inicial de transición, un tramo de 216.50 metros en túnel propiamente dicho y finalmente un canal a cielo abierto de 179.50 m. Todos los tramos llevan revestimiento de hormigón y éste es metálico entra la embocadura y las dos compuertas. La cota del eje en la embocadura es la 268.75 m.s.n.m. y la capacidad máxima es de 102 m³/s.



Figura 10.3: Aliviadero superficial de la presa desde aguas abajo (Fuente: Membrillera [92])

La presa dispone además de una toma de riego mediante un conducto bifurcado en dos tuberías de 1.40 m de diámetro, equipados con las correspondientes compuertas de guarda y de regulación. La cota del eje en la embocadura es la 275 m.s.n.m. y la capacidad máxima es de 33.5 m³/s.

Al pie de la presa, en la margen derecha, existe una central hidroeléctrica. La toma de la central se encuentra a la cota 285 m.s.n.m., la conducción está formada por una tubería metálica de 2.5 m de diámetro, con sus correspondientes compuertas de guarda y de regulación. La capacidad máxima es de 12 m³/s, siendo la cota mínima de explotación la 303 m.s.n.m.

10.1.1.3.- Aspectos geológico-geotécnicos

Todo el territorio atravesado por el río corresponde a formaciones Mesozoicas. El substrato sobre el que yacen las demás formaciones es Triásico de tipo germánico y, sobre el mismo, se sitúan potentes series de calizas del terreno Jurásico con espesores muy importantes en su conjunto, del orden de cientos de metros.

Por su parte, la estratigrafía de la cerrada del embalse está constituida por los siguientes materiales litológicos, contando de abajo a arriba y teniendo en cuenta que todos ellos son concordantes y con una inclinación de unos 35° al ENE, buzando hacia aguas abajo, si bien la dirección del río en la entrada del congosto es oblicua y respecto al rumbo de buzamiento de los estratos:

- Calizas arenáceo-margosas del Jurásico, piso Oxfordiense y que presentan unas buenas condiciones de solidez e impermeabilidad.
- Calizas muy margosas pasando a margas. Este tramo está situado al respaldo del anterior y por lo tanto de la presa. Está bien desarrollado en la zona del estribo izquierdo y aparece también en el derecho y acaba hundiéndose bajo el lecho del río (Figura 10.4).
- Calizas en capas de medio a un metro de espesor en su zona superior pasan a bancos muy potentes de calizas marmóreas fuera de la acción de las aguas debido a su emplazamiento elevado.

También es notable el hecho de que el embalse sufre unas pérdidas por filtraciones muy importantes, estimadas en unos 20 a 25 hm³ anuales. Por otra parte, hace varios años se observó ya posibles deslizamientos de laderas en el embalse, aparentemente leves. A partir de los datos obtenidos en su momento, se indicó que el volumen de masa a deslizar no era lo suficientemente grande como para afectar a la presa.



Figura 10.4: Detalle del macizo rocoso en el estribo derecho: buzamiento aparente de los paquetes calizos y margosos (Fuente: Membrillera [92]).

10.1.1.4.- Aspectos estructurales

La presa es del tipo gravedad, de hormigón en masa de planta curva, con un radio de curvatura en planta de 400 m. Tiene un perfil triangular de gravedad, con un vertedero central en un perfil Creager. Los paramentos tienen un talud 0.05 aguas arriba y 0.75 aguas abajo, la altura es de 57.50 metros sobre el lecho del río y la altura máxima sobre cimientos es de 78.67 m. Las juntas de contracción están dispuestas cada 15 metros, excepto en los bloques centrales del aliviadero, donde se encuentran cada 14 m, constando de barra armada en paramento de aguas arriba, pozo de arcilla, chapa de cobre y pozo hueco de inspección. Existen tres galerías interiores de visita y acceso comunicadas por un montacargas; representadas en la Figura 10.5.

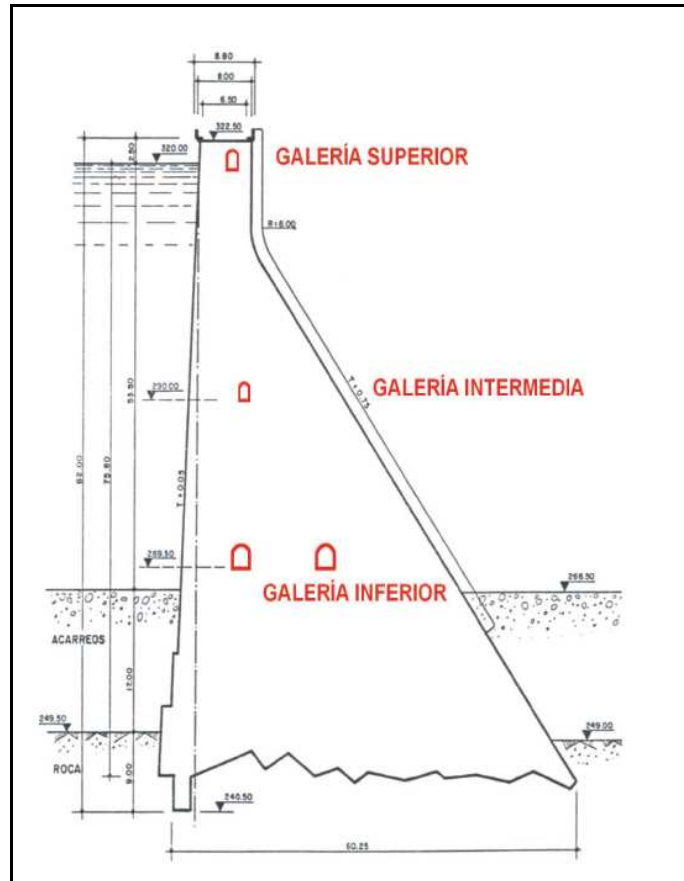


Figura 10.5: Sección tipo por cuerpo de presa (Fuente: Membrillera [92]).

Los paramentos de los estribos de la presa están contruidos con mampostería careada. Las barandillas y remates de la coronación son de piedra y los hormigones empleados son de diversa dosificación según las distintas zonas.

La presa está formada por 14 bloques principales, 7 de ellos de 15 m de anchura, distribuidos 4 a la izquierda del aliviadero central y 3 a la derecha, los 5 bloques centrales de la zona del aliviadero (con 14 m de anchura), y los laterales de izquierda y derecha, con 20 y 3 m respectivamente.

Además, en la margen izquierda existe un collado cerrado por un muro de hormigón. El camino de servicio sobre la coronación está a la cota 322.50 m y salva el vertedero con cuatro tramos rectos de 13.25 m de luz, apoyados en las pilas intermedias sobre las vigas de hormigón de 1.5 m de canto y dejando una altura libre desde el labio del vertedero de 8 m. Con todo ello, la altura total de las compuertas es de 7 m. La sección de las juntas por un plano horizontal es una secuencia de trapecios, combinando unos menores, con bases de 0.80 y 2 m; y los mayores con bases de 3 y 4.20 m.

El pie de aguas abajo está rematado por un cuenco amortiguador en las secciones del aliviadero, con el fondo a la cota 252.50 y un trampolín dentado en contrapendiente, así como unos dientes en la parte baja del escarpe para facilitar la aireación de la lámina vertiente y los correspondientes muros de encauzamiento, que al borde del trampolín se abren en aletas a 45°. La longitud de coronación es de 198 metros y su anchura total de 8 metros, siendo su cota la 322.50 m.s.n.m.

10.1.1.5.- Instalaciones y elemento anejos

La presa cuenta con una instalación eléctrica formada por la línea de alimentación en alta tensión, procedente de la central existente en la población más cercana, mediante una línea de 5 km de longitud a 20 kV. Esta línea alimenta un centro de transformación situado en la margen derecha de la presa, del que sale la red de baja tensión que suministran a las líneas de fuerza y alumbrado de la presa. Además se dispone de dos grupos electrógenos de 125 y 80 kVA, respectivamente, y de un grupo autónomo inyector para facilitar la apertura manual de las compuertas.

La red de comunicaciones de la presa está formada por una línea telefónica convencional, una emisora UHF-FM y una antena parabólica del Sistema Automático de Información Hidrológica (SAIH).

El acceso principal a la presa, que fue construido antes de iniciarse las obras, se realiza desde una carretera perteneciente a la red básica autonómica. Desde la localidad más cercana existe un camino que conecta con el anterior en un punto intermedio; tiene una longitud aproximada de 3 km, una anchura media de 5 m y su pavimento consiste en riego asfáltico con gravilla suelta que presenta notables rodadas.

También se puede acceder hasta la presa por la margen derecha, con vehículos adecuados, a través de pistas forestales sin asfaltar y de ancho medio 3 m. Existe un camino de servicio interior que comunica ambas laderas, con un desarrollo de algo más de 1 km, y un puente sobre el río y el canal de salida del túnel de desvío formado por dos arcos de hormigón armado de 16 metros de luz. Cuenta con un ramal para acceso a pie de presa y central eléctrica, otro hasta la galería de entrada a la cámara del desagüe del túnel de desvío, y un tercero de comunicación con las explanadas de los edificios de la Administración. Este circuito interno está dotado de un tratamiento asfáltico superficial y dispone en todo su perímetro de una valla metálica de cierre con puertas a los diversos puntos de acceso de la presa sólo para personal autorizado.

10.1.1.6.- Revisión de los documentos de seguridad de la presa

Los documentos existentes relacionados con la seguridad de la Presa son, por orden cronológico de redacción, los siguientes:

- XYZT (2002)
- Normas de Explotación (2002)
- Primera Revisión y Análisis general de la Seguridad (en adelante, RAGS, 2004)
- Plan de Emergencia (2004)

La Presa está clasificada como de Tipo A en función del riesgo potencial, aunque hay que indicar que la normativa utiliza el término “riesgo” para referirse a “daño”. La presa es de titularidad pública y considerada como Gran Presa en virtud de sus dimensiones, por lo que le resulta de aplicación el reglamento Técnico Sobre Seguridad de Presas y Embalses de 1996.

10.1.2.- Escenarios de solicitación

Los escenarios de solicitación del modelo de riesgo de la presa son los elaborados por M.G. de Membrillera en su Tesis Doctoral (véase Membrillera [92]). Se definen dos escenarios de solicitación:

- Hidrológico
- Sísmico

10.1.2.1.- Escenario Hidrológico

Se obtiene en primer lugar la probabilidad asociada a distintos niveles previos de embalse en función de que se considere la existencia o no de restricciones adicionales a la explotación. La Figura 10.6 muestra los resultados que se obtuvieron.

Por su parte, los hidrogramas de entrada al embalse para periodos de retorno inferiores a 5000 años se tomaron del estudio hidrológico realizado para la redacción de las Normas de Explotación y el Informe de Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad, mostrándose en la Figura 10.7.

Sin embargo, la propia naturaleza del estudio llevado cabo requirió la obtención de solicitaciones relacionadas con periodos de retorno mucho mayores, ciertamente más correlacionables con eventos de rotura plausibles. Para ello se realizó un análisis específico, de manera que se definieron una serie de hidrogramas hasta periodos de retorno de un millón de años, como se indica en la Figura 10.8.

Con la caracterización del nivel previo de embalse y la eventual avenida entrante, el último paso para obtener el nivel máximo de embalse y el caudal punta desagüado resultantes ha sido el tránsito a través de los órganos de alivio, de acuerdo con la estrategia de laminación recogida en las Normas de Explotación y el estudio de fiabilidad realizado para las compuertas del aliviadero (véase Membrillera [92]).

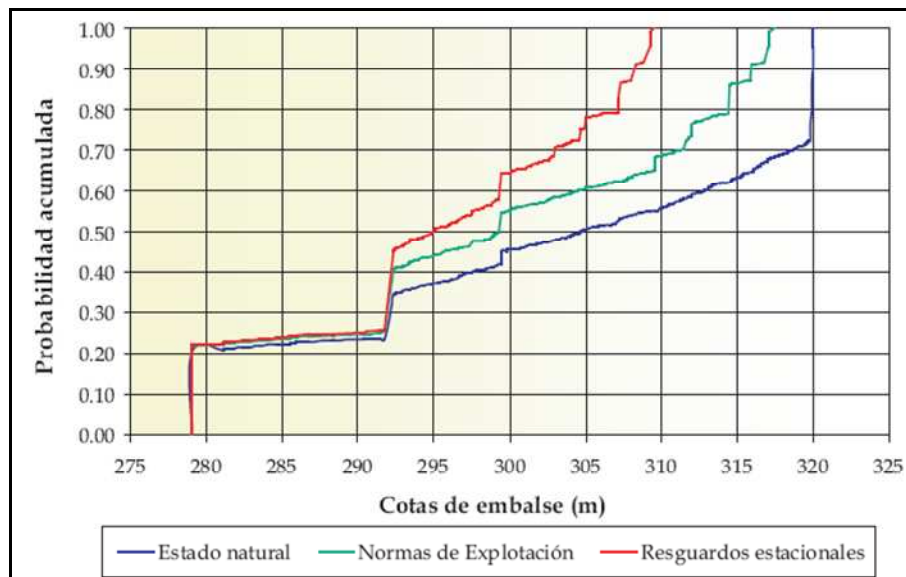


Figura 10.6: Gráfica de las funciones de probabilidad acumulada para los escenarios considerados y según los niveles de embalse (Fuente: Membrillera [92]).

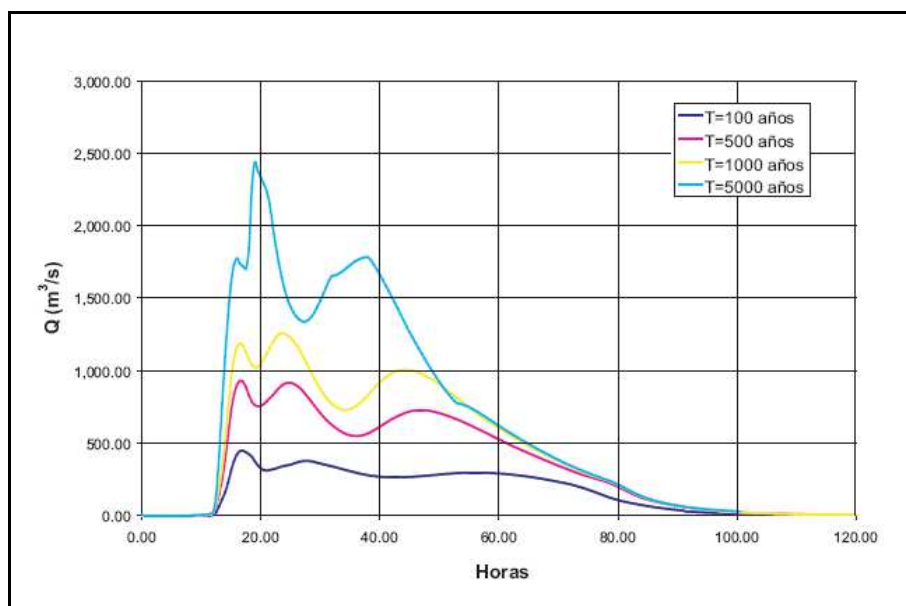


Figura 10.7: Hidrogramas de entrada al embalse para periodos de retorno de hasta 5000 años (Fuente: Membrillera [92]).

10.1.2.2.- Escenario Sísmico

En el ámbito de la metodología propuesta, puede utilizarse con generalidad un método de cálculo pseudo-estático a la hora de analizar la estabilidad global de la Presa estudiada (véase Membrillera [92]).

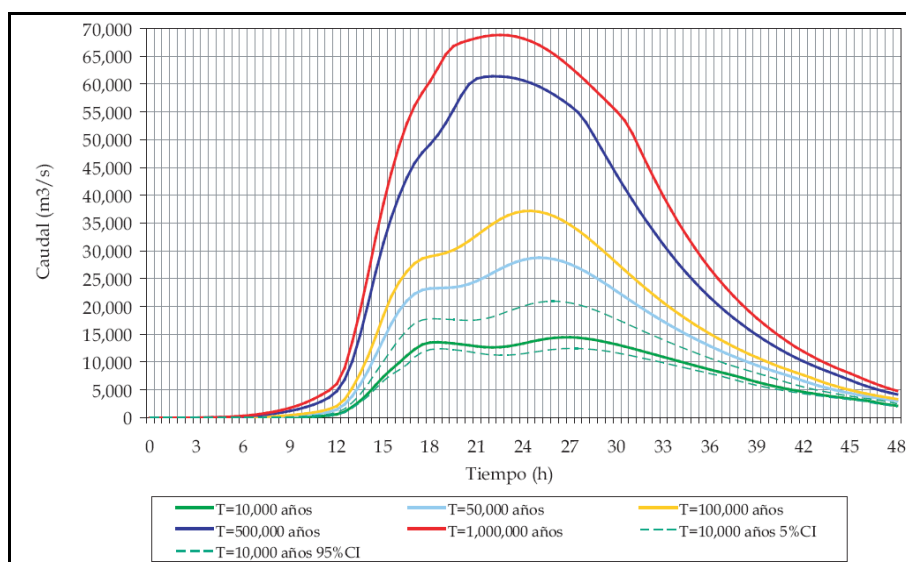


Figura 10.8: Hidrogramas de avenida en el río a la entrada al embalse (Fuente: Membrillera [92]).

En este caso, la acción sísmica se define a partir de la aceleración horizontal máxima del terreno y el empleo de esta metodología se justifica porque la Guía Técnica de Seguridad de Presas nº2 [34] la recomienda para análisis de presas clasificadas con Categoría A y emplazadas en una zona de sismicidad media. La Presa de estudio cumple ambas condiciones.

La definición de zona de sismicidad media que recoge la Guía Técnica nº2 procede, a su vez, de la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-94 (véase Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Medio Ambiente [96]), que era la vigente en el momento de su redacción. Según esta norma, en una zona de sismicidad media la aceleración sísmica horizontal en la superficie del terreno correspondiente a un periodo de retorno de 500 años es superior o igual a 0.04g e inferior a 0.13g.

En la documentación existente sobre la Presa no hay un estudio sismológico que defina, para el emplazamiento, la probabilidad de ocurrencia asociada a distintos valores de la acción sísmica. Puesto que un estudio de este tipo queda fuera del ámbito de esta tesis doctoral, se ha optado por utilizar las recomendaciones de la Guía Técnica nº3 “Estudios geológico-geotécnicos y de prospección de materiales” (véase CNEGP [35]) que, a falta de datos más precisos, aconseja estimar el valor de las aceleraciones sísmicas máximas horizontales, a (m/s^2), correspondientes a un periodo de retorno dado, T , en años, a partir de la aceleración sísmica máxima horizontal correspondiente al periodo de retorno de 500 años (también denominada “aceleración sísmica básica”), a_b (m/s^2), mediante (10.1).

$$a(T) = a_b \cdot \left(\frac{T}{500} \right)^{0.37} \quad (10.1)$$

La aceleración sísmica básica en el emplazamiento de la Presa corresponde a un valor de 0.06g por lo que la curva resultante para la sollicitación sísmica es la mostrada en la Figura 10.9.

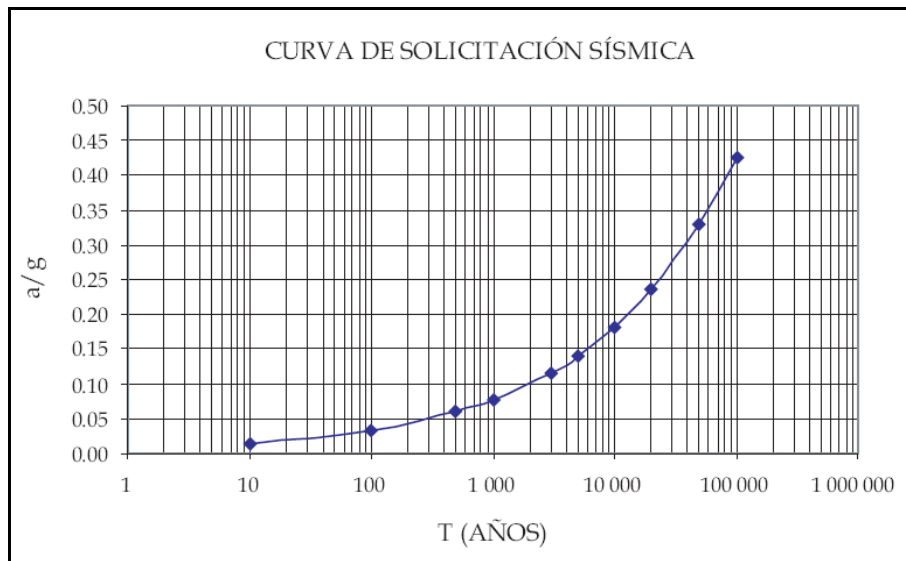


Figura 10.9: Curva de sollicitación sísmica en función de la aceleración horizontal de cálculo (Fuente: Membrillera [92]).

Una desventaja derivada de este procedimiento es el desconocimiento sobre la incertidumbre asociada al valor de la acción sísmica así determinado. En cualquier caso, las aceleraciones obtenidas mediante esta expresión son consistentes con las utilizadas en los cálculos del documento de Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad de la Presa y el Embalse [147].

Otra forma de representar la probabilidad de ocurrencia de la sollicitación sísmica es mediante el concepto de “Probabilidad Anual de Excedencia”, que representa la probabilidad de que en un año cualquiera se presente un evento sísmico de una intensidad superior a una determinada. El valor de la probabilidad anual de excedencia corresponde a la inversa del periodo de retorno, $1/T$.

10.1.3.- Selección del modo de fallo a analizar

La identificación de los modos de fallo implica una revisión sistemática con el propósito de determinar la forma en que la presa, su cimentación, o los equipos que forman parte de la misma pueden dejar de prestar sus servicios o romper bajo la acción de las sollicitaciones impuestas. Los modos de fallo considerados en el modelo de riesgo son (véase Membrillera [92]):

- Erosión en el pie de aguas abajo
- Rotura por colapso de equipos hidromecánicos del desagüe de fondo
- Sección por aliviadero - deslizamiento en el contacto presa-terreno
- Deslizamiento profundo en la sección lateral del cuerpo de presa
- Deslizamiento del estribo derecho
- Rotura por sifonamiento o erosión interna a través de un estrato margoso

Los árboles de eventos que representan algunos de estos modos de rotura se recogen en las siguientes figuras: Figura 10.10 (erosión en pie de aguas abajo), Figura 10.11 (colapso de equipos electromecánicos), Figura 10.12 (deslizamiento en el estribo derecho) y Figura 10.13 (sifonamiento o erosión interna a través de un estrato margoso).

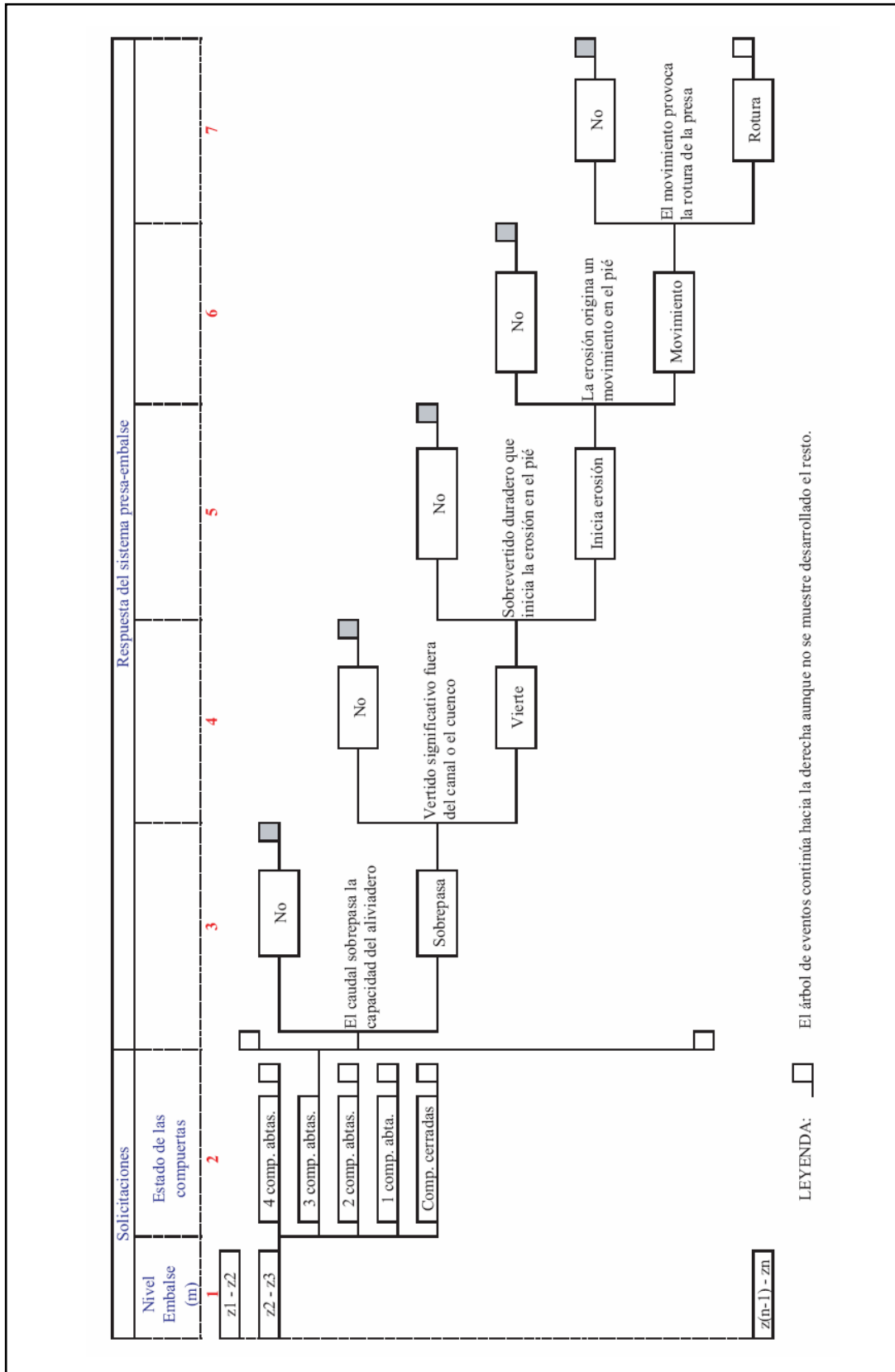


Figura 10.10: Árbol que representa el modo de rotura por erosión en pie de aguas abajo (Fuente: Membrillera [92]).

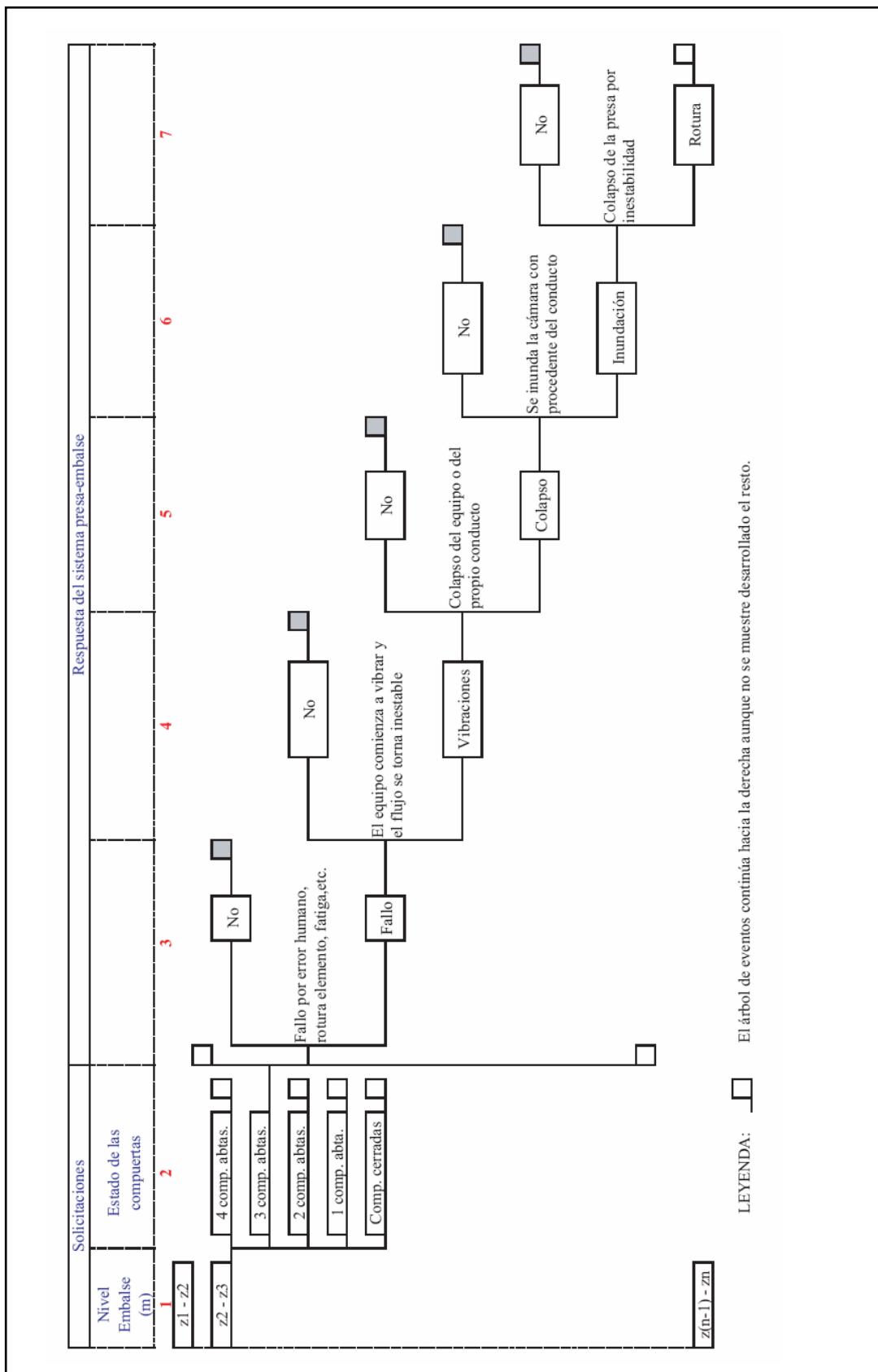


Figura 10.11: Árbol que representa el modo de rotura por colapso de equipos hidromecánicos del desagüe de fondo (Fuente: Membrillera [92]).

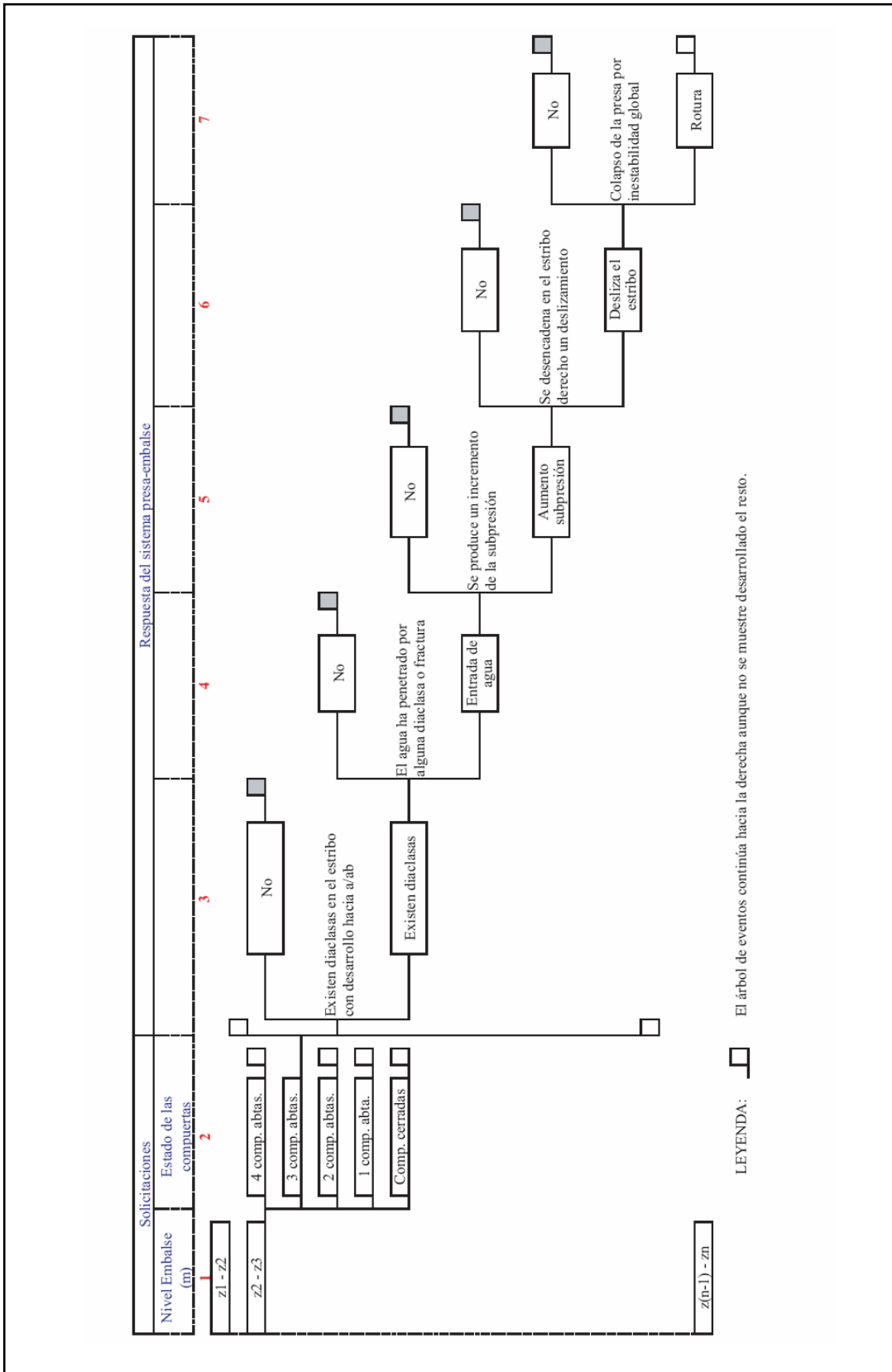


Figura 10.12: Árbol de eventos del modo de rotura por deslizamiento en el estribo derecho (Fuente: Membrillera [92]).

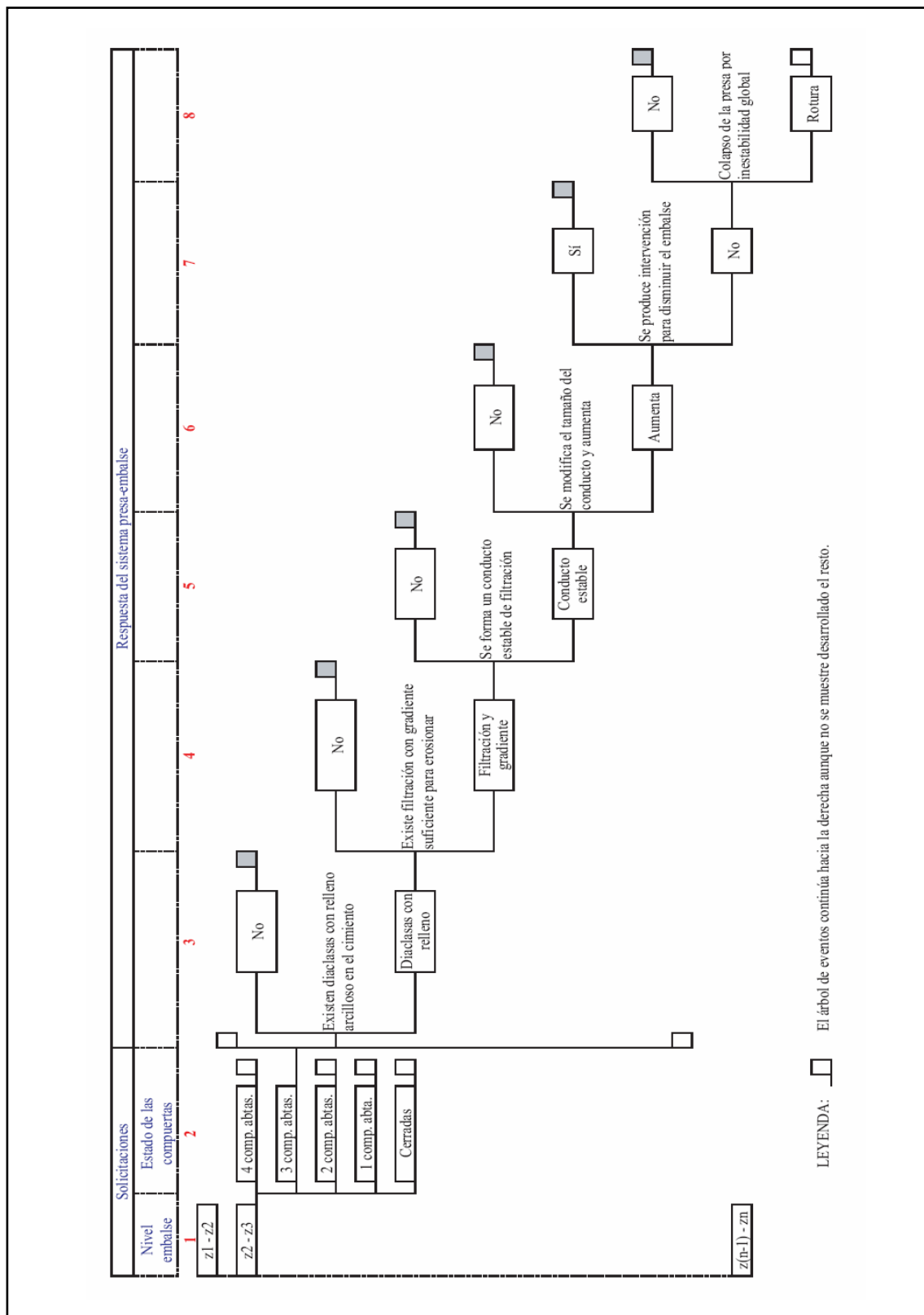


Figura 10.13: Árbol de eventos del modo de rotura por sifonamiento o erosión interna a través de un estrato margoso (Fuente: Membrillera [92]).

En las figuras 10.14 y 10.15 se muestran los dos sub-árboles de eventos que conforman el modelo general de riesgo de la presa. En ambos se hallan incorporados todos los modos de fallo descritos.

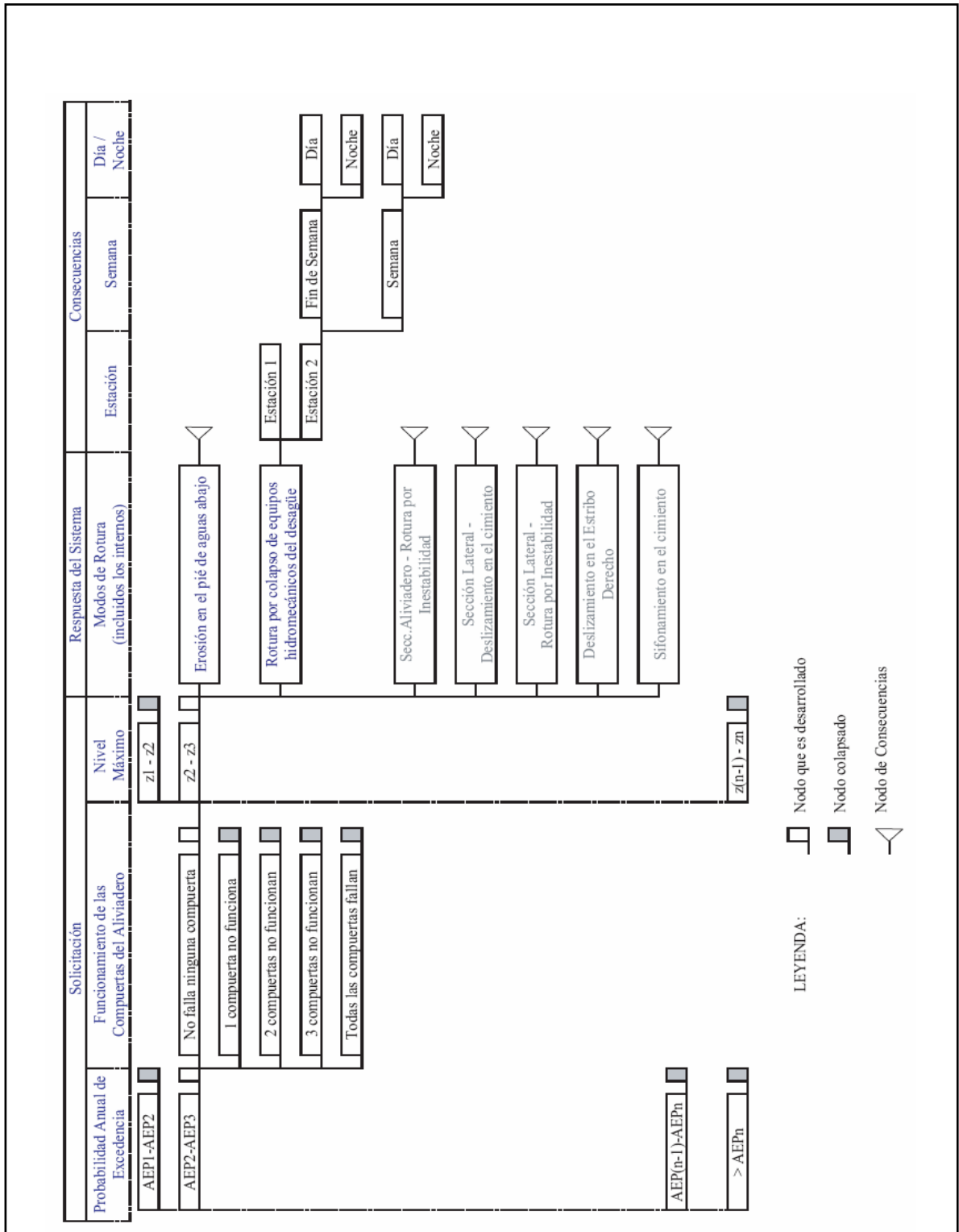


Figura 10.14: Árbol de eventos general que representa el modelo de riesgo para los eventos de naturaleza hidrológica (Fuente: Membrillera [92]).

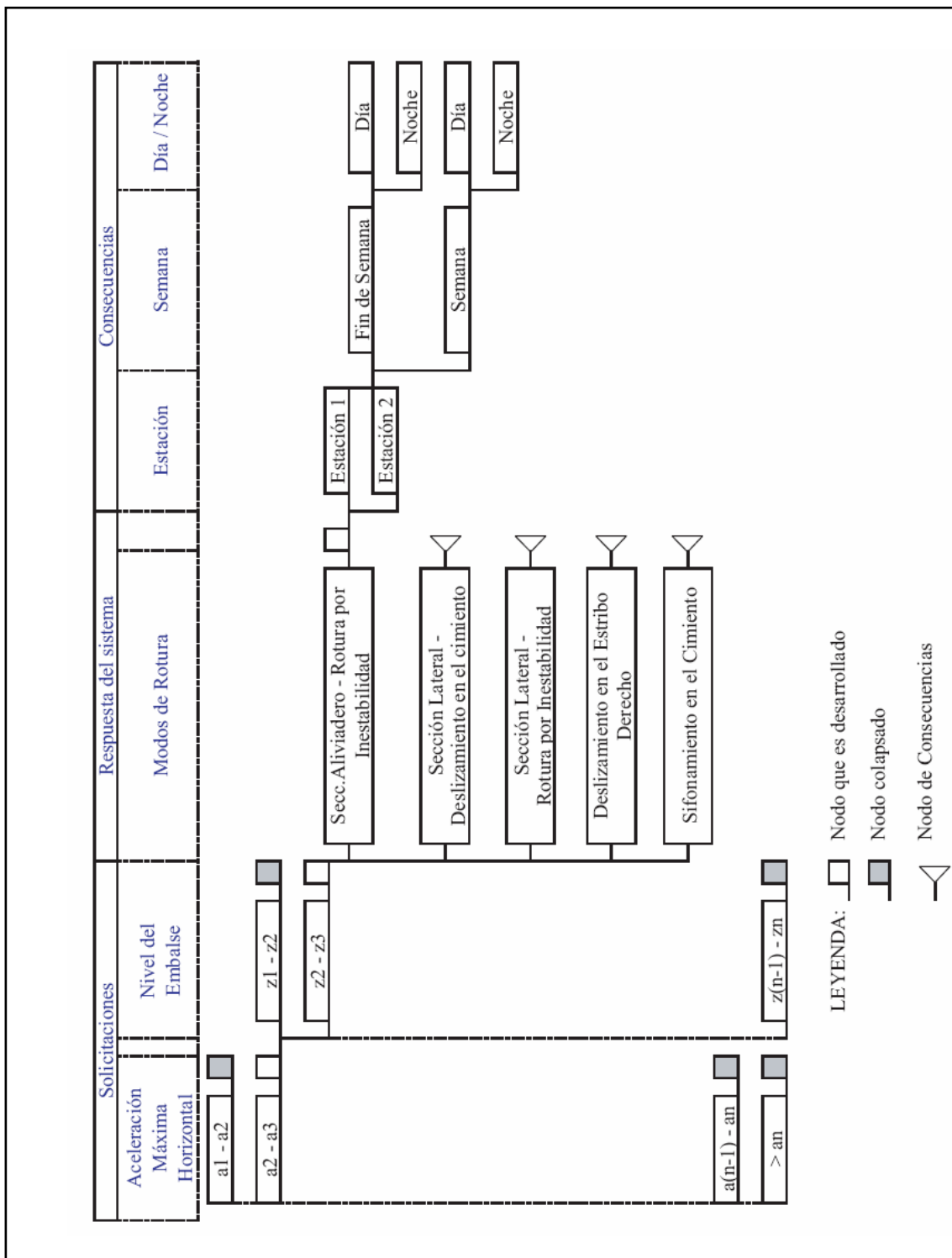


Figura 10.15: Árbol de eventos general que representa el modelo de riesgo para los eventos de naturaleza sísmica (Fuente: Membrillera [92]).

De los modos de fallo enumerados, la metodología propuesta en la presente tesis doctoral se aplicará sobre el siguiente:

- Sección por aliviadero - deslizamiento en el contacto presa-terreno

10.1.4.- Respuesta del sistema: probabilidades condicionales

En la estimación de la respuesta del sistema presa-embalse para cada uno de los modos de fallo identificados se utilizan los siguientes métodos de análisis:

- Emisión de probabilidades
- Análisis Cuantitativo: modelos analíticos de probabilidades

10.1.4.1.- Respuesta del sistema: emisión de probabilidades por juicio de experto

Para la mayoría de los nodos que componen los distintos sub-árboles de eventos se utilizan los resultados de probabilidad obtenidos mediante emisión de probabilidades y recogidos en la Tesis Doctoral de M.G. de Membrillera, donde se puede consultar el proceso detallado de obtención de las mismas.

10.1.4.2.- Respuesta del sistema: probabilidades por modelos analíticos

Los modelos analíticos se emplean para estimar las probabilidades de fallo correspondientes a los siguientes nodos del modelo general de riesgo:

- Sección lateral – Deslizamiento profundo
- Sección lateral – Deslizamiento en el contacto presa-cimiento
- Estribo derecho – Deslizamiento
- Sección aliviadero – Deslizamiento en el contacto presa-cimiento

Para los tres primeros, se adopta en todo momento los modelos y resultados recogidos por M.G. de Membrillera. En la Figura 10.16 se ilustra el esquema funcional de cálculo para el caso de deslizamiento en el estribo derecho. Para este caso, se estima directamente la red de flujo para distintos niveles de embalse, deduciendo las leyes de subpresión sobre los posibles planos de deslizamiento, como se recoge en la Figura 10.17. En la Figura 10.18 se recoge la sección lateral de la presa para el cálculo por deslizamiento profundo.

Para el modo de fallo restante, “Sección aliviadero – Deslizamiento en el contacto presa-cimiento”, se aplica la metodología propuesta en la presente tesis doctoral, de acuerdo con las cinco fases siguientes:

- Fase I: Definición del Modelo Base y del Modelo Avanzado
- Fase II: Estudio de las variables
- Fase III: Análisis de fiabilidad sobre el Modelo Base
- Fase IV: Análisis de fiabilidad sobre el Modelo Avanzado
- Fase V: Repercusión sobre los resultados del Modelo General de Riesgo

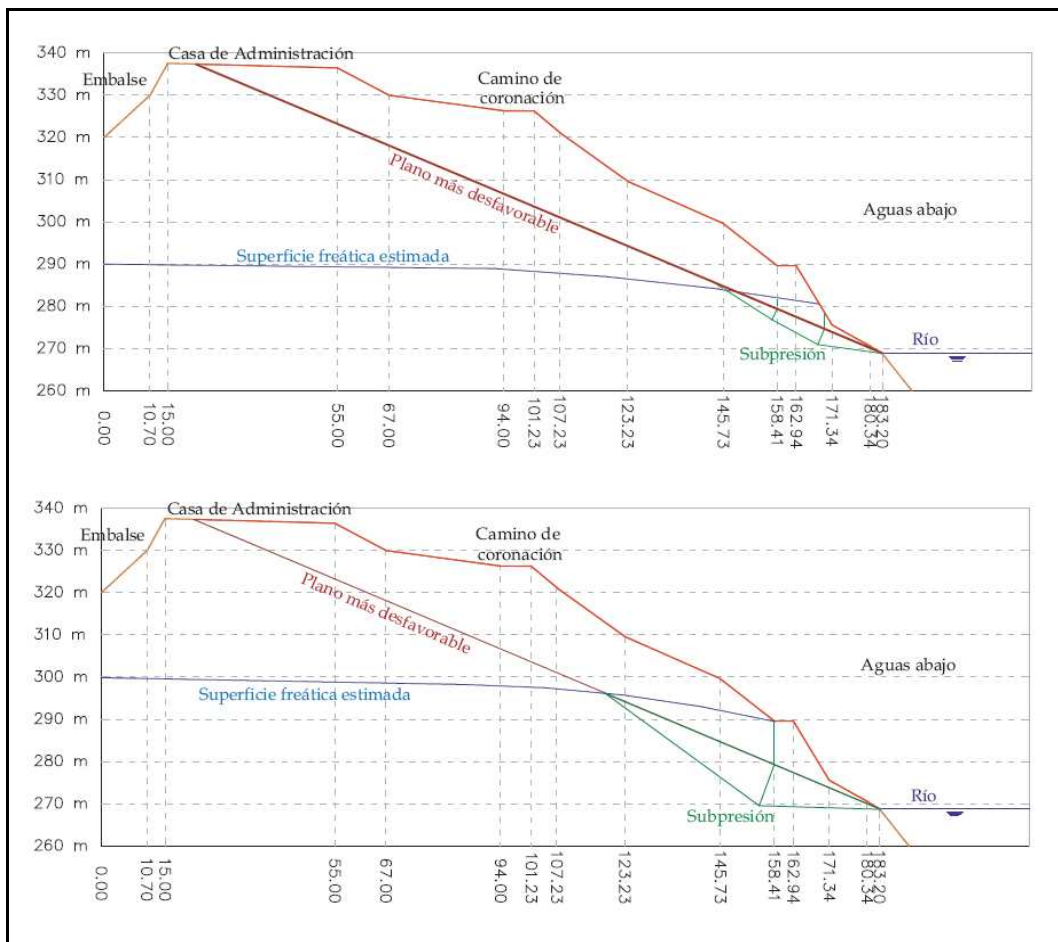


Figura 10.16: Esquema funcional de cálculo para el deslizamiento en el estribo derecho (fuente: Membrillera [92]).

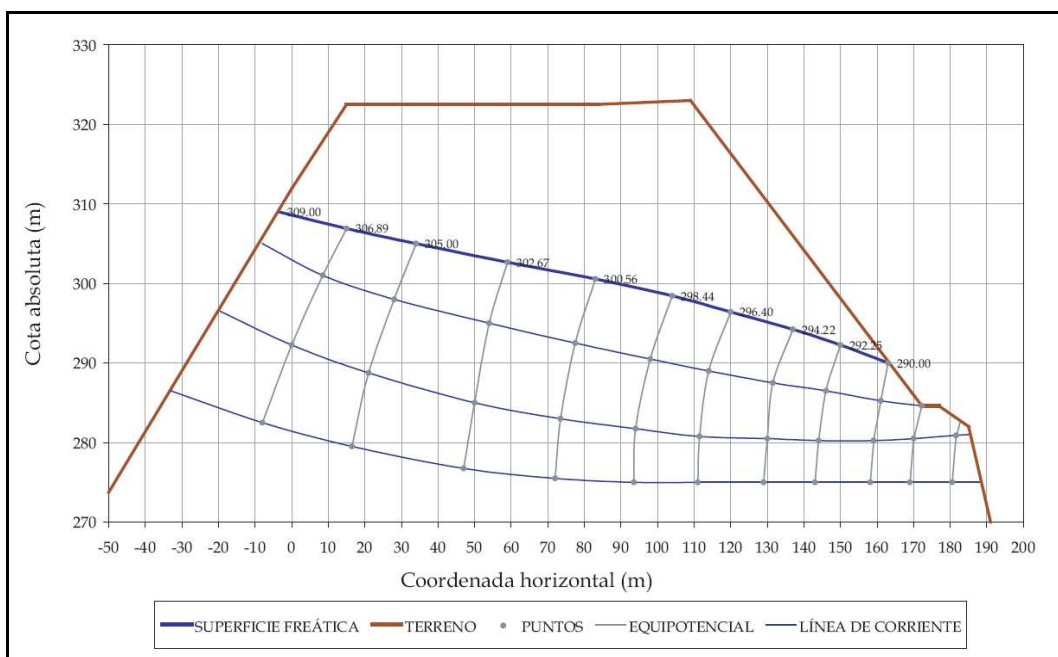


Figura 10.17: Red de flujo en la sección por estribo derecho (fuente: Membrillera [92]).

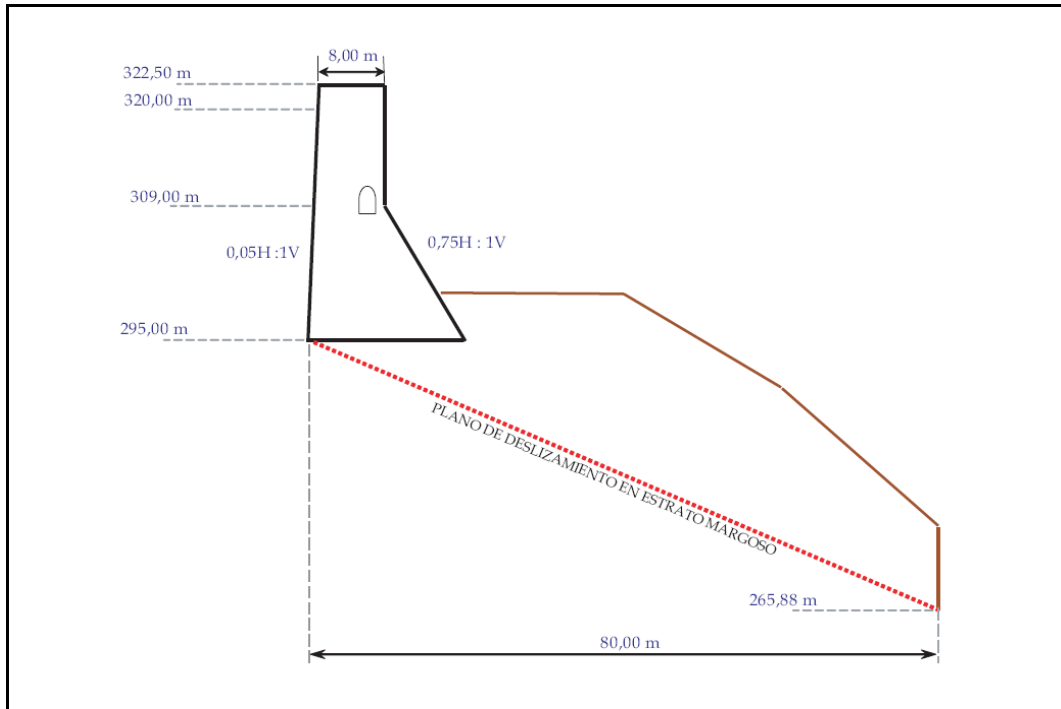


Figura 10.18: Sección transversal de la presa en las proximidades del estribo derecho (fuente: Membrillera [92]).

10.2.- Modelos de análisis para el deslizamiento en el contacto presa-cimiento en la sección aliviadero

10.2.1.- Clasificación de los modelos

La Fase I de la metodología propuesta consiste en la definición del Modelo Base y del Modelo Avanzado para analizar el modo de fallo seleccionado, en este caso el deslizamiento en el contacto presa-cimiento.

Antes de describir con detalle las características de los modelos empleados, se presentan los mismos en el contexto general de modelos de análisis, tal y como se han clasificado en el Capítulo 3:

- Modelos 2D/3D
- Tipo de modelos del dominio presa-cimiento
- Tipo de dominio de flujo
- Tratamiento de los fenómenos hidro-mecánicos
- Tipo de modelos constitutivos del dominio

Modelos 2D/3D.

La primera consideración es el empleo de un modelo bidimensional o tridimensional. La presa de estudio es una presa de gravedad con una cierta curvatura en planta. La longitud de coronación es de 198 m y el radio de curvatura de 400 m, lo que supone una relación de $L/R = 0.495$, con un ángulo girado de 28.36° .

De acuerdo con el RAGS-2004 [147]:

“La presa tiene una planta ligeramente curva, lo que constituye un acierto de los proyectistas ya que, de esta forma, las juntas verticales de retracción son radiales y constituyen una sobre seguridad frente al deslizamiento. Desafortunadamente, la curvatura es muy reducida, por lo que la ventaja aludida es muy inferior a la garantía que hubieran proporcionado unas juntas con mayor ángulo en planta entre ellas, pues hubieran supuesto una seguridad frente al deslizamiento por acodamiento de bloques entre sí, al producirse un inicio de desestabilización por deslizamiento.”

El modelo utilizado en el RAGS [147] es bidimensional, del lado de la seguridad, puesto que la curvatura de la presa puede movilizar mecanismos resistentes adicionales frente al deslizamiento, a pesar de que las juntas verticales no están inyectadas.

En el presente trabajo se utiliza igualmente un modelo bidimensional para el análisis, lo que permitirá realizar la comparación de resultados con los modelos existentes para el análisis determinista y establecer conclusiones respecto del uso de modelos probabilísticos.

Por otro lado, los modelos 2D, más sencillos, constituyen la base de futuras ampliaciones a modelos 3D, más complejos.

Modelos del dominio presa-cimiento

El modelo empleado supone las interfaces predefinidas, a diferencia de los modelos de fractura, que pueden considerar la formación y propagación de nuevas interfaces. Los modelos elaborados consideran una única interfaz, que es el contacto entre presa y cimiento.

El modelo constitutivo empleado para modelar este contacto es el de Mohr-Coulomb, sin dilatación, y con una cierta tensión de tracción movilizable en la interfaz. Los tres parámetros que gobiernan el comportamiento de la misma son, pues, el ángulo de fricción en el contacto, ϕ , la cohesión en el contacto, c , y la tensión de tracción movilizable, $\sigma_{t,i}$.

Dominio de flujo

Los modelos propuestos consideran que el flujo se produce únicamente a través de las discontinuidades, y a los únicos efectos de evaluar las presiones intersticiales para incluirlas en los cálculos mecánicos. Por ello, se considera la subpresión en el plano de contacto presa-cimiento como una acción mecánica más en el modelo. No se analiza el flujo en la cimentación ni en el cuerpo de presa.

Tratamiento de los fenómenos hidro-mecánicos

Se realiza un análisis de flujo hidromecánico no acoplado, al no considerar las propiedades hidráulicas de los dominios analizados y, por lo tanto, no se considera la variación de estas propiedades en función del estado tensional.

Modelos constitutivos del dominio

Se emplean dos grupos de modelos constitutivos:

- Sólido de rigidez infinita en presa y cimiento
- Sólido deformable elástico en presa y cimiento

A la vista de lo anterior se concluye que los modelos empleados, de acuerdo con la clasificación recogida en el capítulo 3, son todos del tipo A (análisis 2D, con discontinuidades predefinidas, análisis hidro-mecánico no acoplado y dominio de flujo restringido a las discontinuidades). Los dos modelos utilizados son:

- Modelo nivel A0 (Equilibrio límite)
- Modelo nivel A1 (Sólido elástico)

Así pues, se va a trabajar con un modelo de equilibrio límite (modelo A0) y con un modelo numérico (modelos A1).

10.2.2.- Modelo Base (equilibrio límite)

10.2.2.1.- Formulación general

Se considera en primer lugar un modelo de sólido rígido (modelo A0), en la aproximación conocida como “Análisis de Equilibrio Límite”, que evalúa la estabilidad al deslizamiento mediante el equilibrio entre fuerzas deslizantes, S , y fuerzas resistentes, R , evaluadas a lo largo del plano de contacto entre la presa y el cimiento.

Podemos expresar la sollicitación como una función de las variables (X_1, X_2, \dots, X_n) que participan en el análisis (ya sean o no aleatorias), del tipo $s(x_1, x_2, \dots, x_n)$. De igual modo, la función de resistencia se puede expresar como $r(x_1, x_2, \dots, x_n)$.

La verificación de la condición de equilibrio es la definida en (10.3).

$$r(x_1, x_2, \dots, x_n) \geq s(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (10.3)$$

De las funciones de resistencia y sollicitación se puede deducir una función derivada, $g(x_1, x_2, \dots, x_n)$, (10.4).

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) = \frac{r(x_1, x_2, \dots, x_n)}{s(x_1, x_2, \dots, x_n)} \quad (10.4)$$

La función $g(x_1, x_2, \dots, x_n)$ es lo que se conoce como coeficiente de seguridad, FS, y la verificación del equilibrio supone comprobar que es igual o superior a la unidad.

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) \geq 1 \quad (10.5)$$

Como luego se verá, para el análisis en términos de probabilidad de fallo es útil la definición una función $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$ derivada de la anterior (10.6).

$$g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) = g(x_1, x_2, \dots, x_n) - 1 \quad (10.6)$$

De modo que la condición de equilibrio estricto supone que la función g^* se anula.

$$g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (10.7)$$

La función de resistencias se obtiene como la fuerza tangencial movilizable a lo largo del plano de contacto entre la presa y el cimiento. Esta fuerza tangencial se obtiene como la suma de dos términos, un término de fricción, $r_\phi(x_1, x_2, \dots, x_n)$, y un término de cohesión, $r_c(x_1, x_2, \dots, x_n)$.

$$r(x_1, x_2, \dots, x_n) = r_\phi(x_1, x_2, \dots, x_n) + r_c(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (10.8)$$

El término de fricción se calcula a partir de la resultante de las fuerzas normales al plano de deslizamiento, $N(x_1, x_2, \dots, x_n)$, y del coeficiente de fricción expresado como la tangente del ángulo de fricción, φ .

$$r_{\varphi}(x_1, x_2, \dots, x_n) = N(x_1, x_2, \dots, x_n) \operatorname{tg} \varphi \quad (10.9)$$

En la evaluación de la resultante de fuerzas normales al plano de deslizamiento se incluye la debida a la subpresión.

El término de cohesión se calcula como el producto de la cohesión movilizable en el plano de contacto, c , por la superficie en compresión a lo largo de dicho plano, $B^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$.

$$r_c(x_1, x_2, \dots, x_n) = c \times B^*(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (10.10)$$

Nótese que la superficie a lo largo de la cual se moviliza la cohesión es la superficie en compresión (véase USACE [136]), que depende del estado tensional existente a lo largo de dicho plano.

La función de sollicitaciones es la resultante de las fuerzas paralelas al plano de deslizamiento. Por tanto, la expresión general del estado límite con este modelo es la definida en (10.11).

$$\frac{N(x_1, x_2, \dots, x_n) \operatorname{tg} \varphi + c \times B^*(x_1, x_2, \dots, x_n)}{s(x_1, x_2, \dots, x_n)} - 1 = 0 \quad (10.11)$$

El modelo A0 es un modelo de cálculo 2D, con la geometría recogida en la Figura 10.19, y con una única interfaz predefinida, que es el contacto entre presa y cimiento. En esta interfaz se puede movilizar una cierta resistencia a tracción. La resistencia al deslizamiento se define mediante un modelo de Mohr-Coulomb, en función del ángulo de rozamiento y de la cohesión.

El flujo de agua se considera mediante la subpresión actuando sobre la base de la presa, de acuerdo con las leyes definidas en el capítulo 11, en función de la apertura o no de una grieta bajo el pie de aguas arriba.

Tanto la presa como el cimiento se consideran infinitamente rígidos, por lo que su equilibrio se plantea en términos de las fuerzas globales que actúan sobre ellos, en lo que se conoce como planteamiento de equilibrio límite.

El modelo descrito se ha programado en una hoja de cálculo comercial que permite, a partir de los valores de las variables que intervienen, calcular las funciones de resistencia y de sollicitación y evaluar las tensiones en la base. No se modelan los desplazamientos. El modelo de cálculo permite obtener el valor resultante de la función de estado $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$.

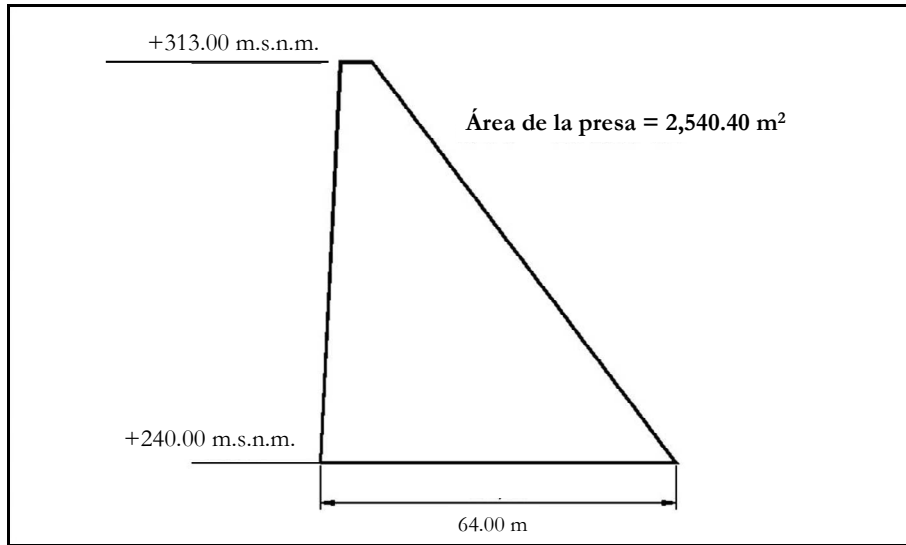


Figura 10.19: Sección de cálculo simplificada de la presa de estudio.

10.2.2.2.- Criterio de apertura y propagación de una grieta en el plano de contacto presa-cimiento

Uno de los aspectos que gobierna el comportamiento de la estructura modelada es la consideración de la posible apertura y propagación de una grieta a lo largo del plano de contacto entre presa y cimiento. La apertura de una grieta supone un cambio en la forma de la ley de subpresiones actuantes bajo la presa y por lo tanto una variación en la resultante de las fuerzas normales actuando sobre el plano de contacto, con repercusiones sobre la estabilidad.

El modelo empleado presenta un criterio de iniciación y propagación de grieta basado en la comparación entre la resistencia a tracción movilizable en el contacto y la resistencia a tracción actuante (véase USACE [136]). De este modo, si la tensión de tracción generada supera la tensión de tracción máxima que se puede resistir en el contacto, se asume el inicio de la formación de una grieta.

En el modelo de equilibrio límite se supone que la distribución de tensiones en la base es lineal. La distribución de tensiones se obtiene a partir del valor y posición sobre la base de la resultante, $F(x_1, x_2, \dots, x_n)$, de todas las fuerzas actuantes sobre la presa. La distancia entre el centro de la base y el punto de aplicación de la resultante se denomina excentricidad, e . La componente vertical de la resultante, $N(x_1, x_2, \dots, x_n)$, produce un momento sobre la base $M(x_1, x_2, \dots, x_n)$, dado por:

$$M(x_1, x_2, \dots, x_n) = e \times N(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (10.12)$$

Las tensiones máxima, $\sigma_{\max,i}$, y mínima, $\sigma_{\min,i}$, sobre la base de la presa, se obtienen mediante:

$$\begin{aligned} \sigma_{\max,i} &= \frac{N(x_1, x_2, \dots, x_n)}{B} + \frac{6M(x_1, x_2, \dots, x_n)}{B^2} \\ \sigma_{\min,i} &= \frac{N(x_1, x_2, \dots, x_n)}{B} - \frac{6M(x_1, x_2, \dots, x_n)}{B^2} \end{aligned} \quad (10.13)$$

Si la tensión mínima obtenida es de tracción, hay que comparar dicho valor con la resistencia a tracción movilizable en el contacto, $\sigma_{t,i}$.

En el caso de que las tracciones producidas sean superiores a las que se resisten, se inicia la formación de una grieta, Como consecuencia, cambia la distribución de subpresiones. En la zona agrietada se acepta que se produce un despegue y que no se puede movilizar ninguna resistencia tensional ni tangencial. La grieta se propaga de modo que el plano de contacto efectivo reduce su longitud, que pasa de B a B*(x_1, x_2, \dots, x_n). Las tensiones se evalúan sobre la zona no agrietada, cuyo punto central se desplaza hacia aguas abajo, reduciendo el valor de $M(x_1, x_2, \dots, x_n)$.

Este proceso de agrietamiento continúa hasta que la tensión de tracción evaluada con la nueva situación es inferior a la tensión máxima de tracción que se puede resistir en el contacto, punto en el que se acepta que se detiene el proceso, o bien puede continuar sin que nunca se alcance un valor de la tensión de tracción inferior a tensión de tracción resistida, produciéndose la rotura.

La simulación del proceso de formación de una grieta, una vez se verifica el criterio de inicio de la misma, se lleva a cabo mediante un proceso iterativo. Una vez verificado inicialmente el criterio de formación de la grieta, se supone un incremento de longitud de la misma de 0.01 m, evaluando la nueva subpresión y las tensiones resultantes, hasta que, o bien se verifica la condición de equilibrio, o bien las compresiones máximas superan la resistencia a compresión, o bien se produce el despegue total de la base. Este proceso iterativo se ha verificado, comprobando la validez de los resultados obtenidos mediante contraste con el cálculo manual de la apertura de grieta.

10.2.2.3.- Solicitaciones

Las sollicitaciones consideradas son las establecidas en la GT-2 [34]: peso propio, empuje hidrostático, subpresión, empuje de sedimentos y acción sísmica.

Peso propio

Se considera la acción del peso propio de la presa y del terreno, con las densidades establecidas, así como el peso de agua sobre los paramentos

Empuje hidrostático

Se considera el empuje hidrostático del agua sobre la presa, tanto aguas arriba como aguas abajo, en función de los niveles de cálculo. Estos niveles llevan asociada una determinada probabilidad de ocurrencia. Para un nivel dado, el valor de la acción se considera determinado.

Subpresión

Se considera el efecto de la subpresión sobre los planos de deslizamiento analizados, adoptándose como ley de subpresiones la establecida por el US Army Corps of Engineers (USACE), recogida, con matices, en la GT-2 (véase USACE [136]), como se describe en el Capítulo 11.

Empuje de sedimentos

Se considera en el modelo la acción debida a los sedimentos depositados al pie de la presa. El empuje producido es función de la altura de los sedimentos junto al paramento, su densidad y el contenido en agua de la mezcla. En el Capítulo 11 se detallan las hipótesis realizadas para estimar el valor de esta acción.

Acción sísmica

La acción sísmica se trata mediante el método de análisis pseudo-estático. Este método no considera la naturaleza oscilatoria y transitoria del fenómeno sísmico ni la amplificación de las fuerzas inerciales con la altura de la presa. Se considera mediante dos efectos:

- la inducción de fuerzas estacionarias sobre la presa
- la acción hidrodinámica debida a la interacción presa-embalse

El modelo evalúa las tensiones existentes en la situación previa a la acción sísmica, determinando si hay apertura de grieta y corrigiendo la distribución de la subpresión en consecuencia. La influencia que sobre el valor de la subpresión supone la acción sísmica todavía no es bien conocida. Durante una excitación sísmica, se producen incrementos de tensión que se traducen en apertura y cierre de grietas, bien en el contacto presa-cimiento, bien en las juntas del cuerpo de presa. Surge entonces el problema de hasta qué punto el agua penetra en estas grietas, de apertura y cierre rápidos, y qué cantidad de subpresión es transmitida en consecuencia a la estructura.

Existen hasta tres formas diferentes de afrontar este fenómeno (véase Leclerc [79]):

- Incremento instantáneo total de subpresiones durante el sismo (véase ICOLD [64])
- Incremento nulo de subpresiones durante del sismo (véase USACE [136] y FERC [45])
- Reducción total de la subpresión durante el sismo (véase USBR [25])

En la presente tesis se adopta la hipótesis del USACE, según la cual las subpresiones existentes previamente al sismo se mantienen durante el mismo. Ante la falta de evidencias para decantarse por una alternativa frente a otra, se considera que esta situación representa un caso intermedio entre los otros dos (anulación de subpresiones, por un lado, y subpresión máxima en toda la zona agrietada, por el otro), y que, por tanto, introducirá un menor sesgo sobre los resultados obtenidos. En el Capítulo 11 se detalla las hipótesis realizadas para estimar el valor de esta acción.

10.2.3.- Modelo Avanzado (sólido deformable)

10.2.3.1.- Formulación general

En segundo lugar se considera el modelo de sólido deformable, en el que tanto la presa como el cimiento son sólidos deformables elásticos. Se ha utilizado el código bidimensional en diferencias finitas FLAC 2D (Itasca Consulting Group, Inc., 1994), que permite la simulación del comportamiento de medios continuos, reproduciendo los fenómenos de interacción entre los mismos. El código utiliza un esquema lagrangiano de resolución explícito de las ecuaciones del movimiento, con referencias a la malla deformada. La resolución asume un estado bidimensional de deformación plana. Cada elemento del modelo está sujeto a la relación tensión-deformación definida para el mismo. El modelo se completa con la introducción de las fuerzas aplicadas y de las oportunas condiciones de contorno.

El código FLAC está provisto de un lenguaje interno de programación denominado FISH. Esto confiere a FLAC una flexibilidad muy grande para capturar la mayoría de las fuentes de no linealidad que aparecen en el cálculo (secuencias de carga, modelos constitutivos no lineales, comportamiento no lineal de las discontinuidades).

El modelo resuelve las ecuaciones completas del movimiento, mediante un esquema explícito en función del tiempo (“time-marching”), mediante pasos de cálculo sucesivos (“time-steps”). Por tanto, el equilibrio del modelo se plantea en los términos de la ecuación del movimiento de Newton (10.14).

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (10.14)$$

donde:

ρ : densidad del material

\dot{u}_i : componentes del vector de velocidades de desplazamiento

t: tiempo

σ_{ij} : componentes del tensor de tensiones

x_j : componentes del vector de posición

g_i : componentes de la aceleración gravitacional (fuerzas másicas)

El utilizar las ecuaciones completas del movimiento, incluso para resolver problemas estáticos, penaliza los tiempos de cálculo de problemas estáticos de equilibrio, pero aporta la capacidad de simular fenómenos de inestabilidad física sin que se generen inestabilidades numéricas. El esquema explícito utilizado permite reproducir prácticamente cualquier no linealidad del modelo constitutivo de comportamiento o de la propia secuencia de cargas.

10.2.3.2.- Geometría

En el modelo geométrico se definen dos regiones: presa y cimientto, junto con la interfaz entre ambas. La región del cimientto se extiende aguas arriba y aguas abajo hasta una distancia horizontal de 120 m de los pies de la presa y abarca los primeros 80 m de profundidad bajo el plano de apoyo de la presa.

La geometría de la presa presenta una base horizontal de 64 m de anchura, la presa tiene 73 m de altura, con una anchura horizontal en el labio de vertido superior de 5.60 m. Los taludes de los paramentos son 0.05 H: 1 V aguas arriba y 0.75 H: 1 V aguas abajo.

Para la elección del tamaño de malla se ha elaborado un estudio específico que se recoge en el Apéndice 5. Las conclusiones principales del estudio realizado indican que hay una dependencia entre el tamaño de malla escogido y las tensiones en las zonas de frontera del modelo, de modo que con tamaños de malla menores en las esquinas y en los pies de la presa se producen picos de tensión muy marcados.

De este modo, se ha adoptado una malla que supone una solución de compromiso entre la necesidad de evitar concentraciones de tensión falsas y asegurar una mínima densidad de mallado, sobre todo en la base de la presa, a fin de reproducir adecuadamente la apertura y propagación de una fisura.

La malla escogida se muestra en la Figura 10.20. Presenta 8 filas en el cimientto. La zona de cimientto bajo la presa presenta 12 columnas, resultando elementos rectangulares de 5.33×10 m. La zona del cimientto situada aguas arriba y aguas abajo de la presa se modela con 8 columnas en ambos casos, resultando elementos rectangulares de 15×8 m. En total el cimientto se modela con 224 elementos. En la presa la malla presenta 12 columnas de ancho variable linealmente con la altura, y 30 filas de alto variable linealmente con la altura, dando lugar a elementos trapecoidales con las caras superior e inferior horizontales.

La fila inferior presenta la altura máxima, de 4.648 m y la fila superior la altura mínima, de 1.05 m. De este modo, en la fila inferior los elementos presentan una anchura máxima en la base de 5.333 m y una altura de 4.648 m, mientras que en la fila superior los elementos presentan una anchura mínima de 0.467 m y una altura de 1.05 m. En total la presa se modela con 360 elementos.

Una condición que se impone a la geometría de la malla, para garantizar la estabilidad de la solución, es que la relación de tamaños máximo y mínimo para todos los elementos del modelo se mantenga por debajo de un ratio 4:1.

La limitación a la densidad de mallado, además de evitar los picos de tensiones localizados, permite un menor tiempo cálculo de ordenador, puesto que con mallas densas se incrementa tanto el tiempo por paso de cálculo (“time-step”) como el número de pasos necesarios para alcanzar la convergencia deseada, por lo que el tiempo de cálculo tiende a crecer geométricamente con la densidad creciente de la malla.

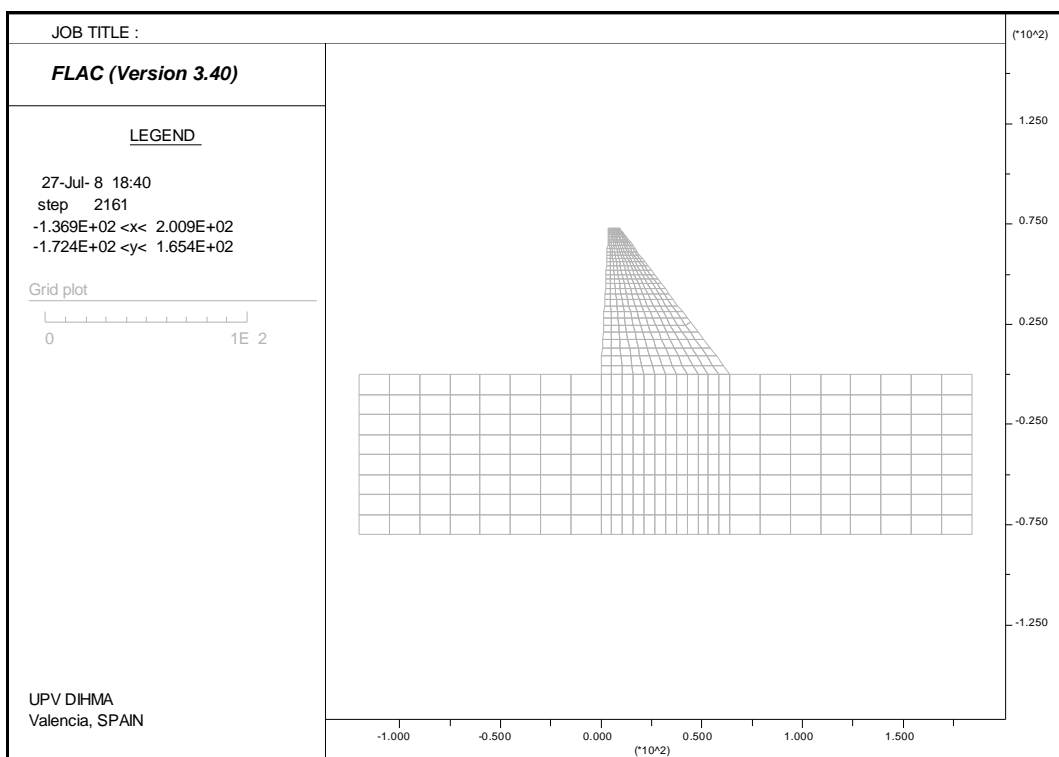


Figura 10.20: Sección por aliviadero. Modelo geométrico. Malla de cálculo

10.2.3.3.- Condiciones de contorno

La geometría adoptada para la cimentación es suficiente como para que las condiciones de contorno a imponer en los límites no distorsione de forma significativa los estados tensionales y deformacionales de la zona de interés. Las condiciones de contorno impuestas en el cimientamiento son de desplazamiento vertical impedido en la base del terreno y de desplazamiento horizontal impedido en los límites laterales, como se recoge en la Figura 10.21.

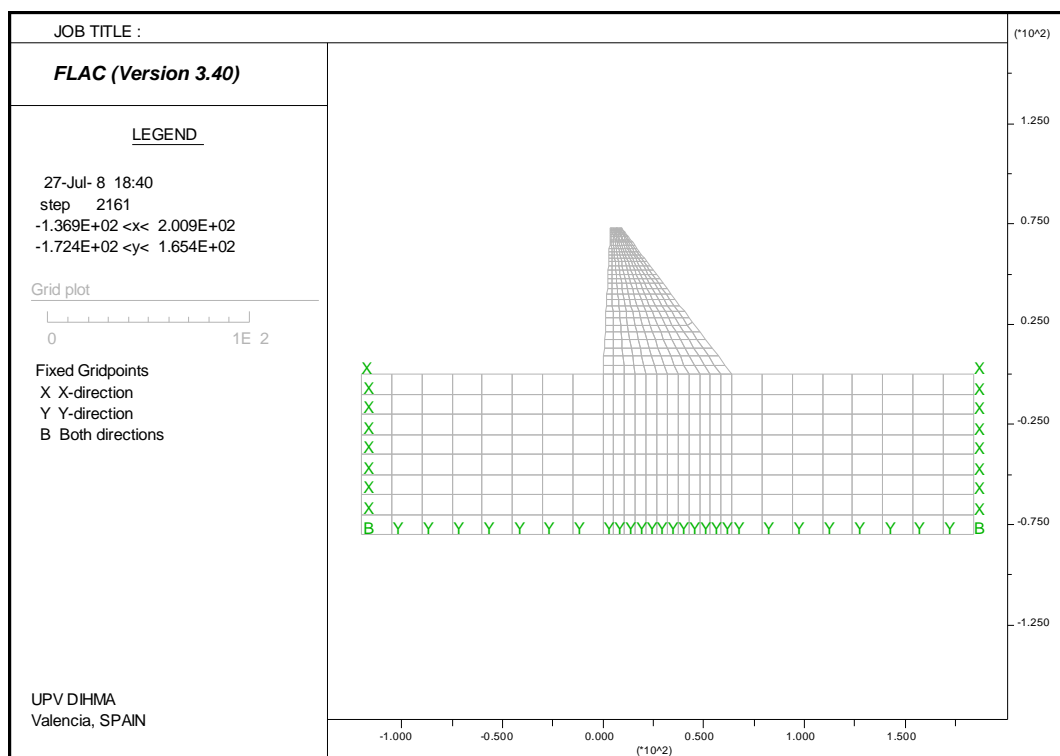


Figura 10.21: Sección por aliviadero. Condiciones de contorno

10.2.3.4.- Modelos constitutivos

Se ha adoptado un modelo constitutivo elástico y lineal tanto en el cuerpo de presa como en el cimentado. La expresión de las deformaciones en función de los desplazamientos para un estado plano de deformación se recoge en (10.15).

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{xx} &= \frac{\partial u_x}{\partial x} \\
 \varepsilon_{yy} &= \frac{\partial u_y}{\partial y} \\
 \varepsilon_{xy} &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right) \\
 \varepsilon_{zz} &= 0
 \end{aligned}
 \tag{10.15}$$

La relación entre deformaciones y tensiones para un sólido elástico se puede expresar en función de los parámetros siguientes: módulo de rigidez volumétrica, K, y el módulo de rigidez a cortante, G, como se indica en (10.16).

$$\begin{aligned}
 \sigma_{xx} &= \alpha_1 \varepsilon_{xx} + \alpha_2 \varepsilon_{yy} \\
 \sigma_{yy} &= \alpha_2 \varepsilon_{xx} + \alpha_1 \varepsilon_{yy} \\
 \sigma_{xy} &= 2G \varepsilon_{xy} \\
 \sigma_{zz} &= \alpha_2 (\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy})
 \end{aligned}
 \tag{10.16}$$

siendo:

$$\begin{aligned}\alpha_1 &= K + (4/3)G \\ \alpha_2 &= K - (2/3)G\end{aligned}\tag{10.17}$$

Los parámetros K y G que utiliza el modelo numérico se relacionan con los parámetros de la elasticidad, módulo de Young, E, y coeficiente de Poisson, ν , mediante (10.18).

$$\begin{aligned}K &= \frac{E}{3(1-2\nu)} \\ G &= \frac{E}{2(1+\nu)}\end{aligned}\tag{10.18}$$

En un análisis de este tipo es totalmente aconsejable comenzar por modelos lineales sencillos para, a medida que se profundiza en el conocimiento del comportamiento de la presa, introducir modelos más complejos.

10.2.3.5.- Interfaz presa-cimiento

Para el contacto presa-cimiento se utiliza la herramienta “interfaz” incorporada en el código FLAC. La interfaz es representada como la rigidez normal y tangencial existente entre dos planos que pueden estar en contacto. Los parámetros de rigidez normal, k_n , y tangencial, k_s , de la interfaz, controlan los desplazamientos elásticos normales y tangenciales en los puntos en contacto, y, por tanto, las fuerzas normales y tangenciales movilizadas en la misma. La interfaz empleada permite modelar tanto el desplazamiento relativo a lo largo del plano de contacto (deslizamiento) como la separación de los cuerpos en contacto (apertura). El esquema conceptual se recoge en la Figura 10.22.

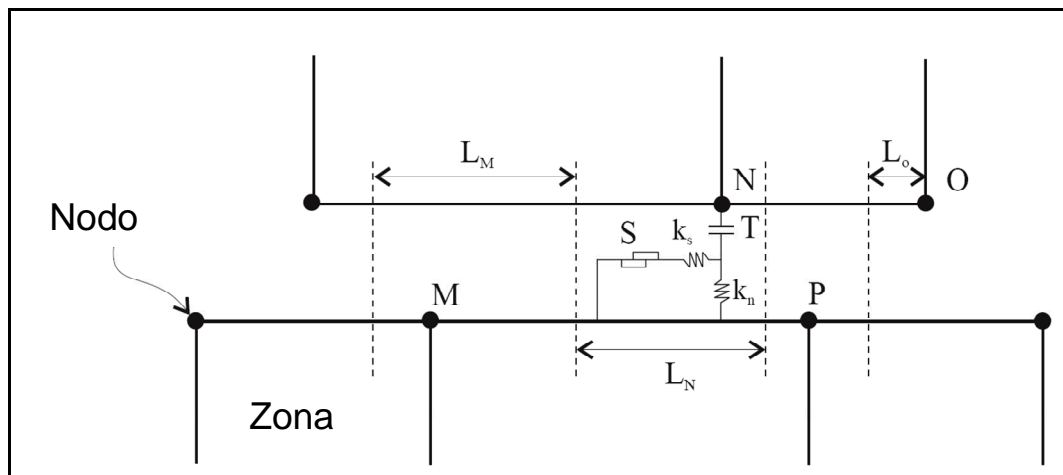


Figura 10.22: Modelo utilizado para la interfaz presa-cimiento (Fuente: Itasca [71]).

El deslizamiento se modela mediante el criterio de Mohr-Coulomb, que limita la máxima tensión tangencial movilizable entre superficies, superada la cual se permite el deslizamiento de una sobre la otra. Los parámetros que gobiernan la resistencia al deslizamiento en la interfaz son el ángulo de fricción, ϕ , y la cohesión, c.

La apertura de la interfaz está controlada por la resistencia a la tracción movilizable en la interfaz, $\sigma_{t,i}$, de modo que si la tensión de tracción que actúa sobre la interfaz supera la máxima tensión de tracción que se puede movilizar, la interfaz “rompe” y en la zona de rotura tanto la tensión normal como la tensión tangencial se anulan (apertura).

Aunque el código FLAC permite la introducción de un cuarto parámetro, el ángulo de dilatación, no se ha considerado inicialmente en el modelo.

10.2.3.6.- Criterio de apertura y propagación de una grieta en la interfaz

El criterio de apertura y propagación de una grieta en el plano de contacto entre presa y cimiento es el mismo empleado en el Modelo Base (véase USACE [136]). La diferencia radica en el método de cálculo empleado para calcular las tensiones en el contacto y en la forma de la distribución de las mismas. La posición de la interfaz en el modelo se recoge en la Figura 10.23.

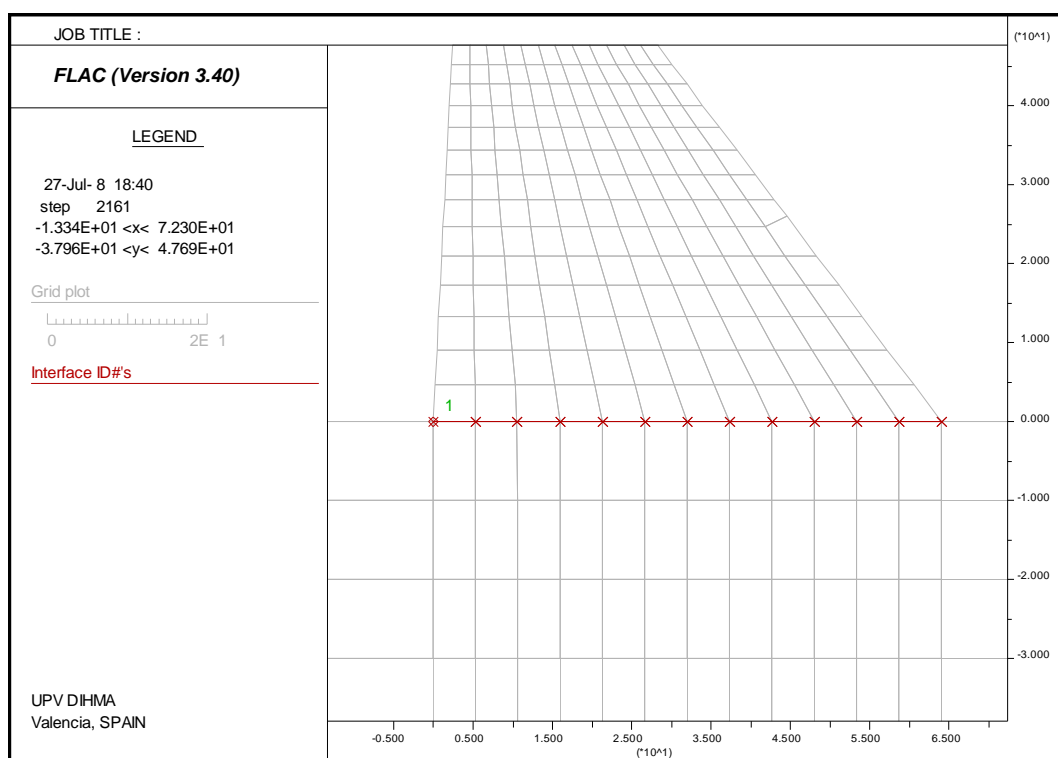


Figura 10.23: Sección por aliviadero. Interfaz presa-cimiento

Las tensiones se calculan ahora mediante el modelo numérico, por lo que se obtienen en los nodos de la interfaz de malla de cálculo, de acuerdo con las ecuaciones de la elasticidad, y ya no siguen una distribución predefinida como en el caso del Modelo Base, donde las tensiones se suponían lineales.

Así pues, una vez evaluada la tensión mínima, si ésta es de tracción, se compara con la tensión de tracción que la interfaz puede resistir. Si es superior, el modelo reproduce el proceso de apertura de la grieta, anulando la capacidad de resistir tracciones y tensiones tangenciales en la zona agrietada, y recalcula las tensiones en la zona que permanece en contacto.

El proceso se realiza nodo por nodo, de forma que los nodos se van abriendo de uno en uno conforme avanza la grieta, hasta que el proceso se detiene o entra en rotura, como se ilustra en la Figura 10.24. El valor de la subpresión se actualiza tras la apertura de la grieta, de acuerdo con las leyes definidas en el Capítulo 11.

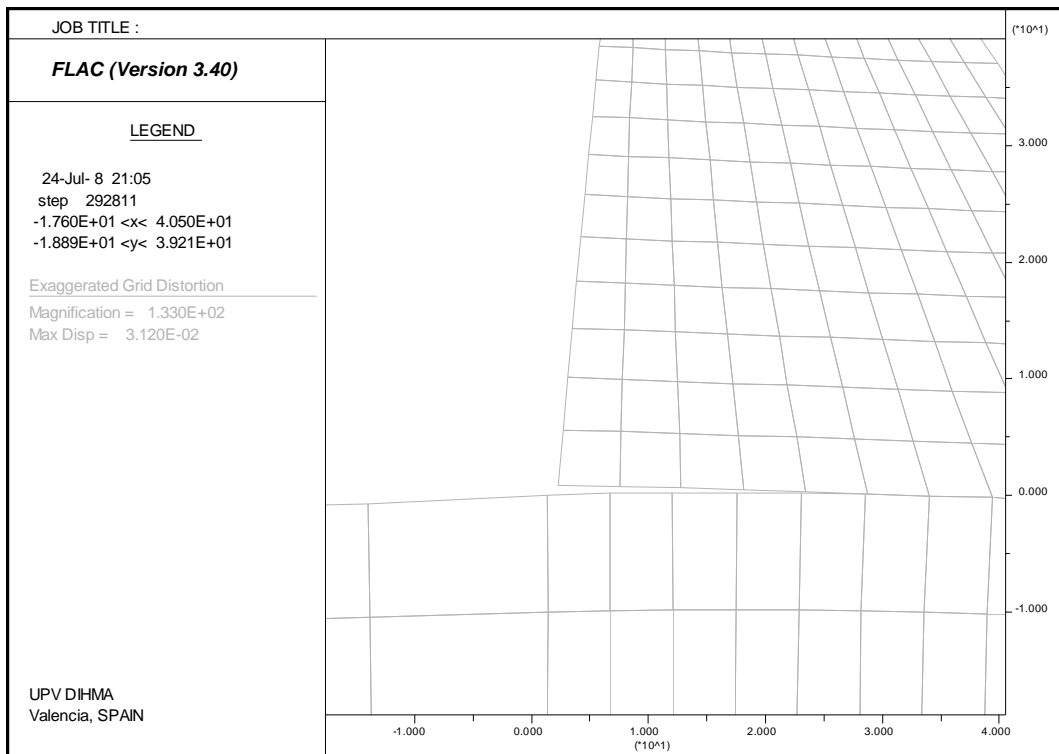


Figura 10.24: Sección por aliviadero. Apertura y propagación de una grieta en la interfaz presa-cimiento.

10.2.3.7.- Solicitaciones

Las solicitaciones consideradas son las establecidas en la GT-2: peso propio, empuje hidrostático, subpresión y acción sísmica.

Peso propio

Se considera la acción del peso propio de la presa y del terreno, con las densidades establecidas, así como el peso de agua sobre los paramentos en función de los niveles de cálculo. En el modelo considera esta acción como una fuerza másica actuando en cada uno de los elementos de la malla de cálculo en función de la densidad de los materiales y de la aceleración de la gravedad, g.

Empuje hidrostático

Se considera el empuje hidrostático del agua sobre la presa, tanto aguas arriba como aguas abajo, en función de los niveles de cálculo. Para un nivel dado, el valor de la acción se considera determinado. Además, se considera el peso del agua actuando sobre la porción de cimentación situada aguas arriba y aguas abajo de la presa. En el modelo considera esta acción mediante la introducción de unas presiones sobre los paramentos y superficies de terreno, como se indica en las figuras 10.25 a 10.27.

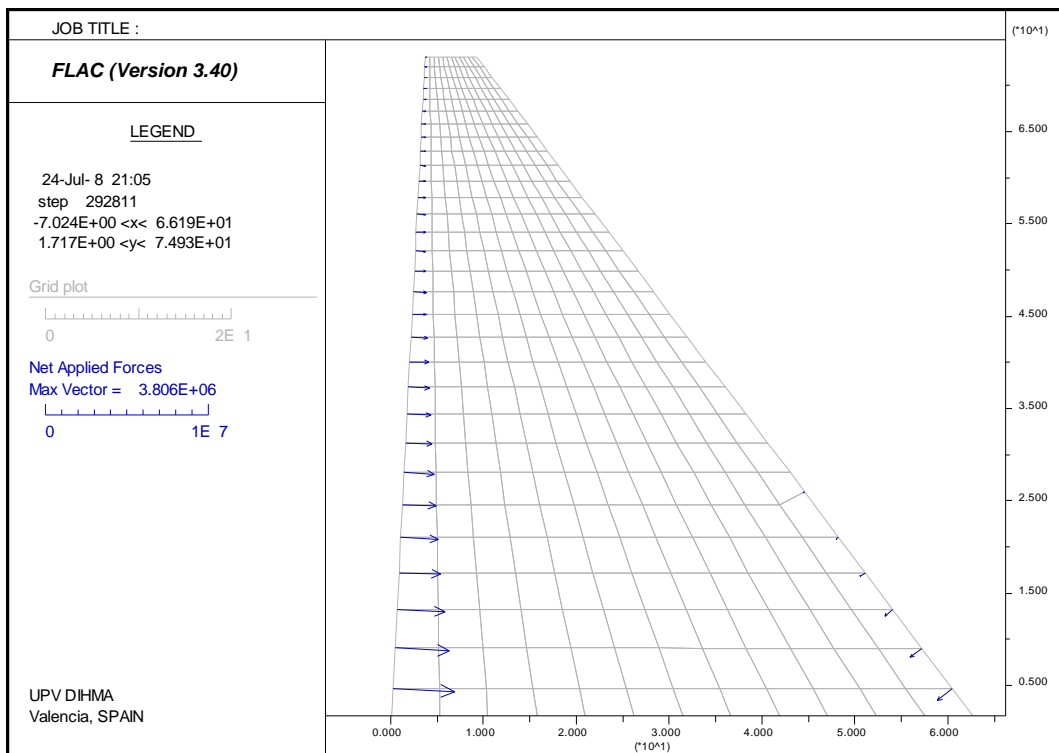


Figura 10.25: Sección por aliviadero. Empuje hidrostático sobre presa

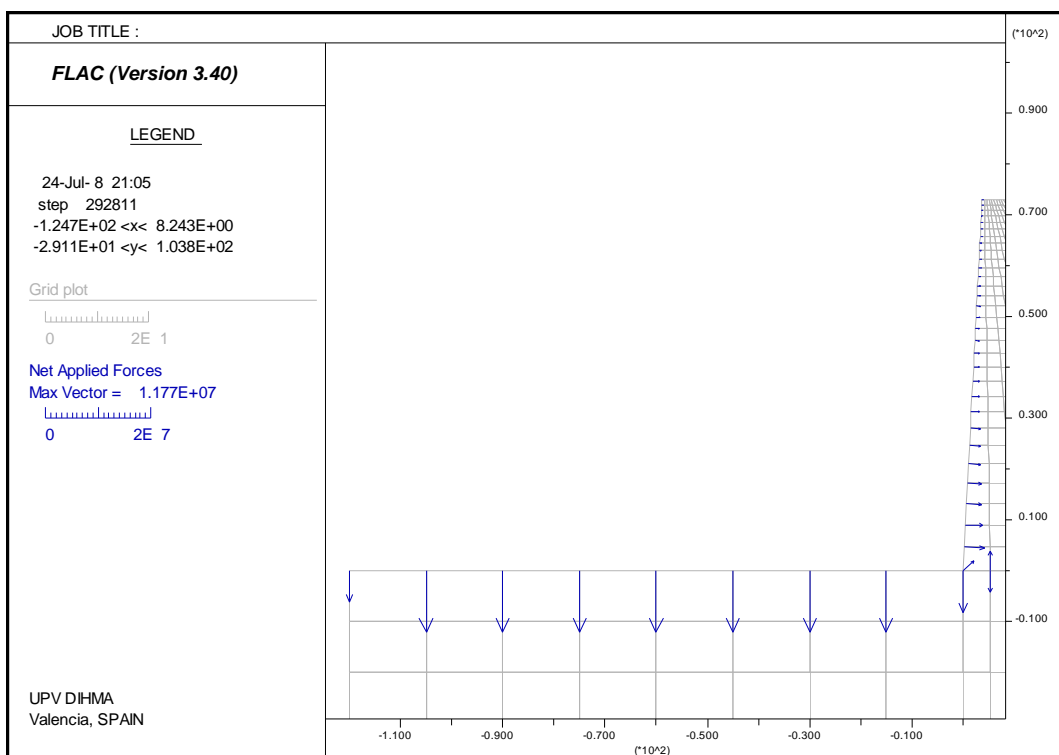


Figura 10.26: Sección por aliviadero. Empuje hidrostático sobre terreno aguas arriba de la presa

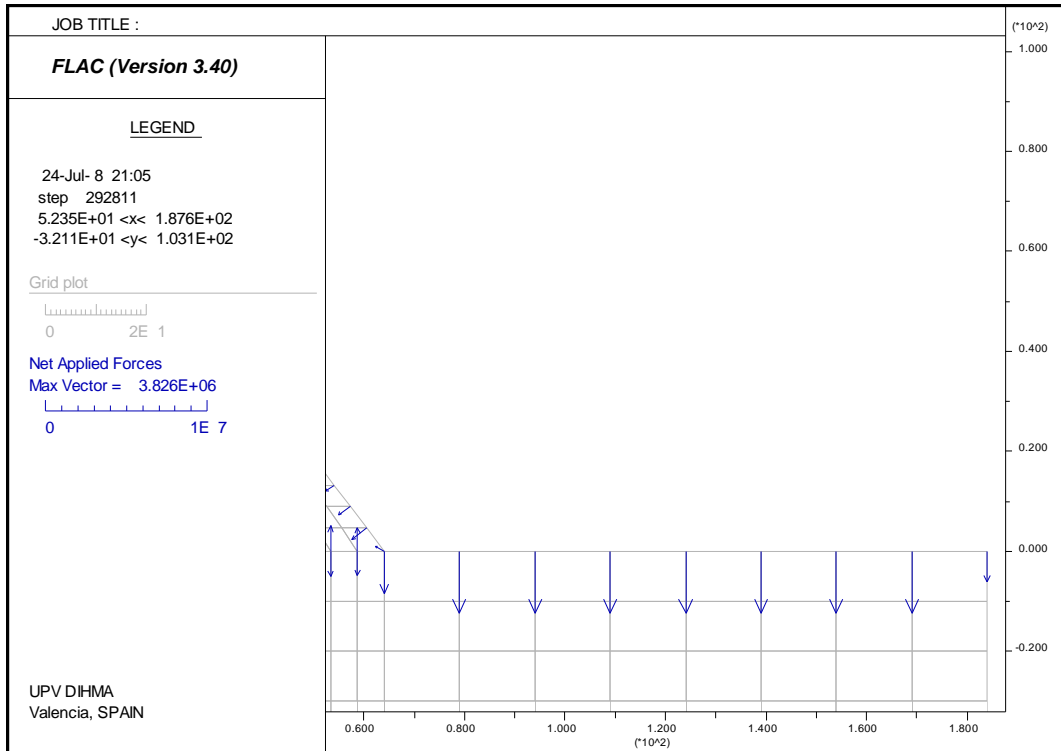


Figura 10.27: Sección por aliviadero. Empuje hidrostático sobre terreno aguas abajo de la presa

Subpresión

Se considera el efecto de la subpresión sobre los planos de deslizamiento analizados, adoptándose como ley de subpresiones la establecida por el US Army Corps of Engineers (USACE), como se describe en el Capítulo 11. En el modelo considera esta acción mediante la introducción de unas presiones sobre ambas caras de la interfaz entre presa y cimiento, como se indica en la Figura 10.28.

Empuje de sedimentos

Se considera en el modelo la acción debida a los sedimentos depositados al pie de la presa. El empuje producido es función de la altura de los sedimentos junto al paramento, su densidad y el contenido en agua de la mezcla. En el Capítulo 11 se detalla las hipótesis para estimar el valor de esta acción. En el modelo se considera esta acción sumando su efecto al empuje hidrostático e introduciendo la presión correspondiente sobre la zona del paramento de aguas arriba situada por debajo del nivel de los sedimentos.

Acción sísmica

La acción sísmica se trata mediante el método de análisis pseudo-estático. Este método no considera la naturaleza oscilatoria y transitoria del fenómeno sísmico ni la amplificación de las fuerzas inerciales con la altura de la presa. La acción sísmica se considera mediante dos efectos:

- la inducción de fuerzas estacionarias sobre la presa
- la acción hidrodinámica debida a la interacción presa-embalse

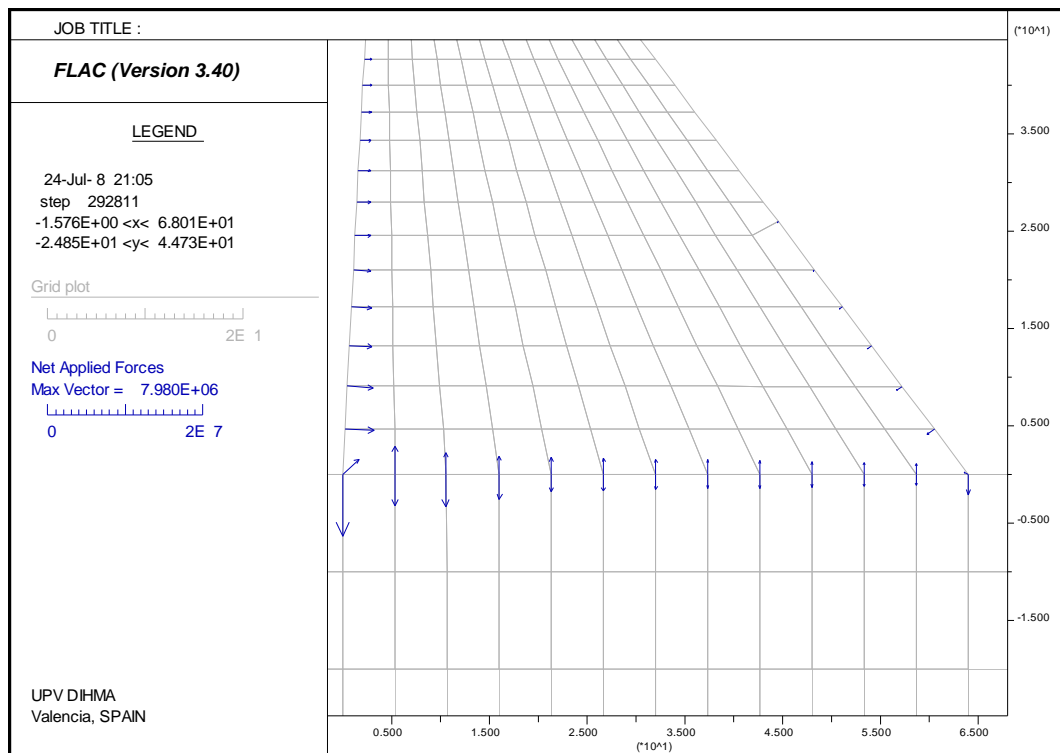


Figura 10.28: Sección por aliviadero. Subpresión

En el Capítulo 11 se detalla las hipótesis asumidas para estimar el valor de estas acciones. En el modelo las fuerzas sísmicas estacionarias sobre la presa se introducen mediante una corrección en el valor y dirección de la fuerza gravitatoria que actúa sobre la presa.

La acción hidrodinámica se obtiene calculando, de acuerdo con la formulación de Westergaard, el empuje correspondiente sobre una determinada zona del paramento de aguas arriba, asociada a un nodo de la malla. En el modelo lo que se introduce es una fuerza puntual aplicada sobre el nodo equivalente al producto del empuje sobre la superficie de paramento asociada al mismo.

Al igual que ocurría con el modelo de equilibrio límite, se considera que la subpresión existente previamente a la acción sísmica se mantiene invariable durante el evento sísmico.

Capítulo 11

Caso de estudio. Variables consideradas Acciones y parámetros de los materiales

En este capítulo se acomete la **Fase II** de la metodología propuesta, en la que se analiza de forma detallada todas las variables que intervienen en los modelos de la sección por el aliviadero de la presa objeto de estudio. Este análisis incluye su clasificación y caracterización probabilística, de modo que a las variables consideradas aleatorias se les asigna una función de probabilidad. Se presentan en primer lugar las acciones actuantes en base a la relación recogida en las recomendaciones de cálculo de la Guía Técnica nº2 “Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas”, GT-2 (véase CNEGP [34]). Tras la exposición detallada de las acciones consideradas, se revisan los parámetros de los materiales que resultan necesarios para el análisis con el Modelo Base y con el Modelo Avanzado. La incertidumbre de naturaleza epistémica derivada de la falta de conocimiento sobre los parámetros se trata formalmente en esta Tesis como si de incertidumbre derivada de la variabilidad natural se tratara, lo que facilita enormemente su manejo mediante herramientas estadísticas. No obstante, esta incertidumbre puede reducirse aumentando la cantidad de información mediante ensayos y datos adicionales.

11.1.- Acciones a considerar

11.1.1.- Peso propio

El peso propio de la presa viene determinado por dos parámetros: volumen de hormigón y densidad del hormigón. A continuación se analiza cada uno de ellos por separado para la sección que se va a analizar, correspondiente al aliviadero de la presa.

11.1.1.1.- Volumen de hormigón. Área de la sección de cálculo

En un análisis 2D, donde se considera una rebanada de presa de anchura unitaria, el volumen de hormigón por metro lineal corresponde al área de la sección de la presa. Por tanto, es necesario conocer con precisión la geometría de la sección considerada en los cálculos. Para la sección por el aliviadero, la geometría de la presa de estudio se recoge en la Figura 11.1.

Como se observa, la geometría del plano de contacto presa-cimiento es irregular. La cota del pie aguas arriba es la 243.83 m.s.n.m. y la cota del pie aguas abajo, deducida de los planos, es la 244.00 m.s.n.m. Suponiendo una superficie de contacto plana entre los dos pies de la presa, se obtiene la sección de la Figura 11.2.

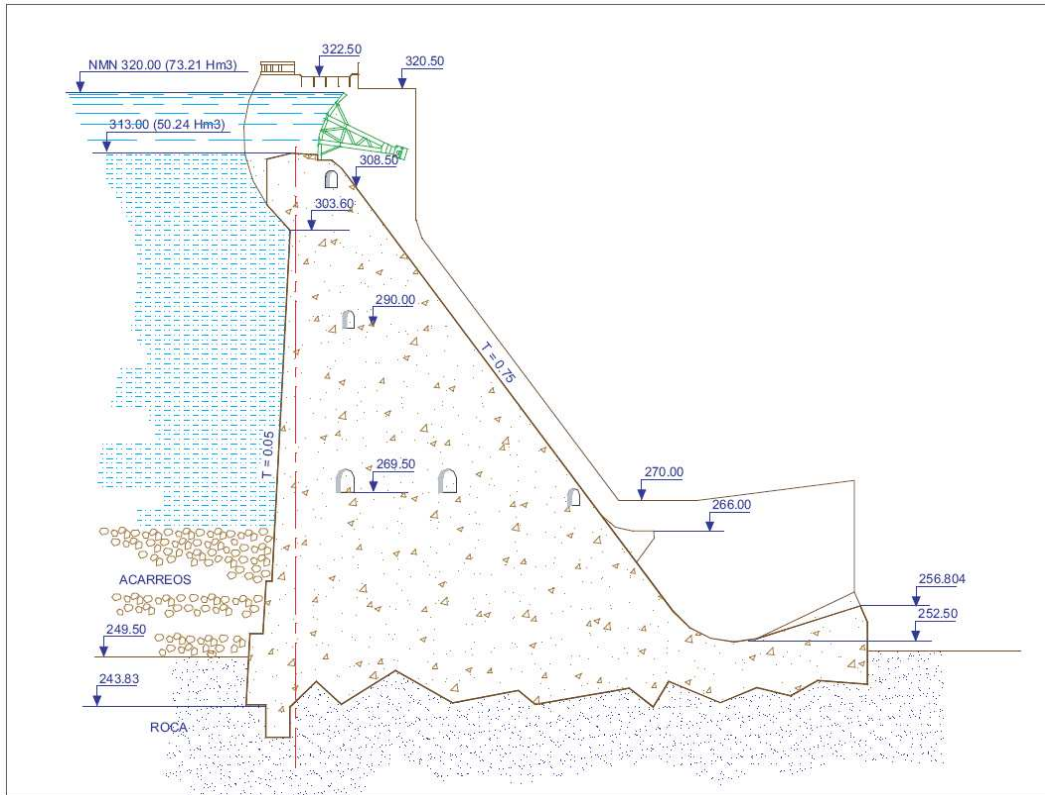


Figura 11.1: Sección por el aliviadero de la presa según planos (Fuente: Documento XYZT [145]).

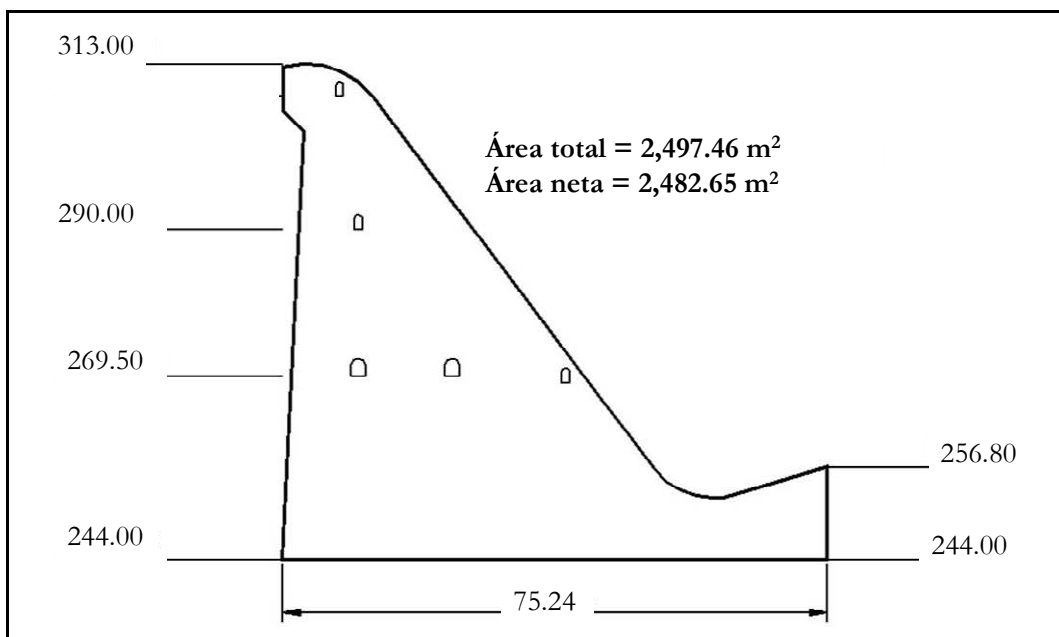


Figura 11.2: Sección deducida por el aliviadero de la presa de estudio.

Sin descontar las galerías, sin incluir el área adicional del paso en coronación sobre el vertedero, y considerando el cuenco amortiguador al pie de la presa, se obtiene una superficie de 2426.55 m². Como se puede apreciar en la Figura 11.1 y en la Figura 11.3, la sección de la presa por el aliviadero presenta hasta 5 galerías de inspección.

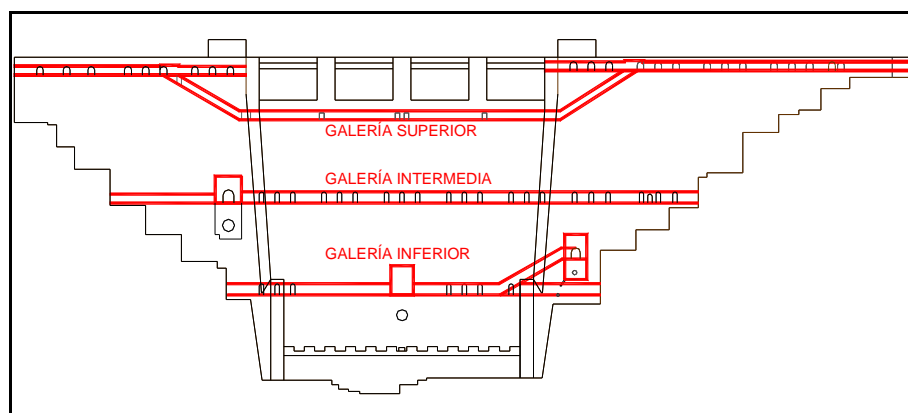


Figura 11.3: Esquema en alzado de las galerías de la presa (Fuente: Documento XYZT [145]).

- 1 galería superior a la cota 308.50 m.s.n.m. de 1.89 m² de sección
- 1 galería intermedia a la cota 290.00 m.s.n.m. de 1.89 m² de sección
- 2 galerías inferiores a la cota 269.50 m.s.n.m. de 4.57 m² de sección, cada una de ellas
- 1 galería de ventilación próxima al paramento de aguas abajo, de 1.89 m² de sección

Por tanto, el área total de las galerías en la sección considerada es de 14.81 m², que representa el 0.61% de la sección total bruta de la presa. Descontando las galerías, resulta una sección neta de la presa de 2411.74 m².

Se ha consultado la sección considerada en los cálculos de estabilidad incluidos en el documento de “1ª Revisión y Análisis General de la Seguridad de la Presa”, en adelante RAGS-04 [147]. Esta sección, recogida en la Figura 11.4, es una simplificación de la sección obtenida a partir de los planos, puesto que supone un plano de contacto entre presa y cimiento horizontal, situado a la cota 240.00 m.s.n.m. y no considera el cuenco amortiguador. El área bruta de esta sección es de 2560.48 m². El área de la sección que se utiliza en los cálculos es de 2547.56 m², que corresponde a descontar de la sección bruta el área de las galerías superior, intermedia y las dos galerías inferiores.

Se ha elaborado un modelo geométrico adicional, basado en el del RAGS-04, simplificando la geometría de la coronación y prescindiendo de las galerías. Sobre este modelo simplificado se reproducirán los cálculos determinísticos del RAGS-04, para su validación, y sobre él se realizarán los cálculos de probabilidad de rotura. Este modelo simplificado se recoge en la Figura 11.5. El área resultante es de 2540.40 m², lo que supone una reducción de -0.28% respecto del área del modelo del RAGS-04.

Se utilizará el modelo simplificado para realizar los cálculos de la probabilidad de fallo mediante análisis probabilístico.

Desde el punto de vista de la caracterización estadística del área de la sección, considerada como variable aleatoria, hay que tener en cuenta que la incertidumbre asociada a la misma se puede reducir hasta un valor muy pequeño mediante un levantamiento topográfico preciso de la misma (véase Smith [121]). Por lo tanto, es un parámetro a considerar en general con un valor fijo en el proceso de análisis, no sujeto a variabilidad.

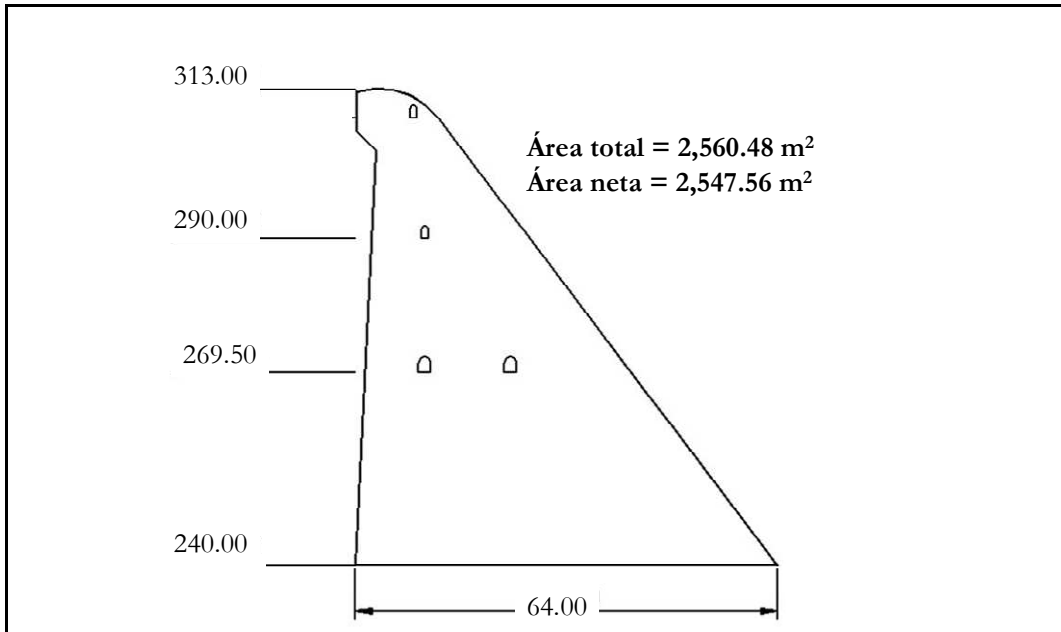


Figura 11.4: Sección de cálculo de la presa de estudio (Fuente: RAGS-04 [147]).

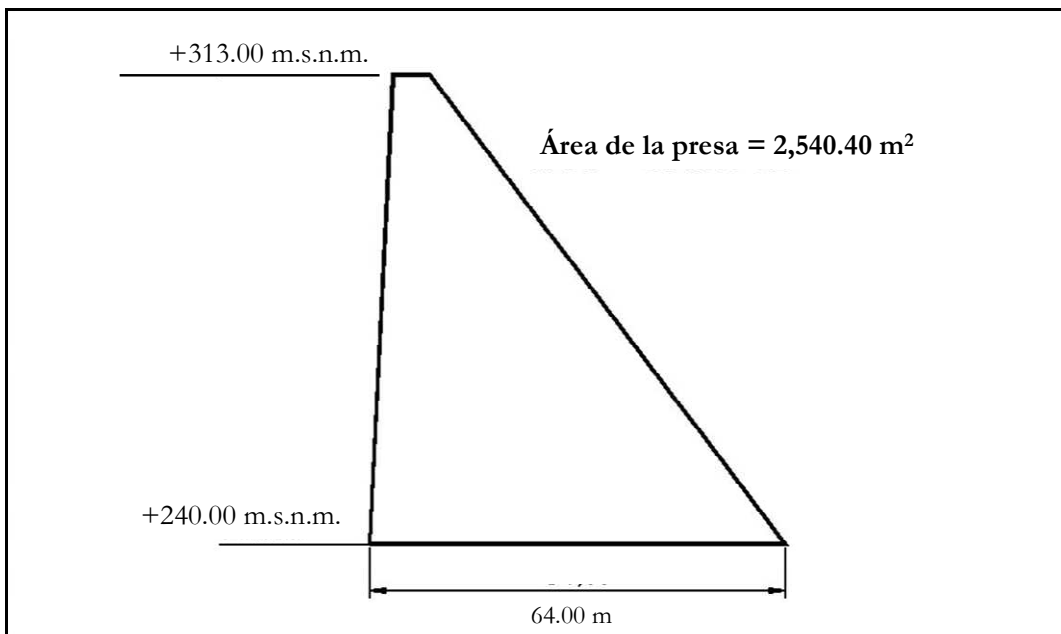


Figura 11.5: Sección de cálculo simplificada de la presa de estudio.

En el Cuadro 11.1 se recogen los valores de las áreas consideradas en los distintos modelos geométricos. Se observa la similitud que presenta el área del modelo simplificado que se va a emplear con el área del modelo RAGS-04.

Cuadro 11.1: Áreas de la sección por el aliviadero en distintos modelos geométricos 2D.

| Modelo | Área bruta, A_b | Área neta, A_n | ΔA_n (Incremento de Área neta respecto al modelo completo) |
|--------------|-------------------|------------------|---|
| | m ² | m ² | % |
| Completo | 2497.46 | 2482.65 | 0.00 |
| RAGS-04 | 2560.48 | 2547.56 | +2.61 |
| Simplificado | 2540.40 | 2540.40 | +2.33 |

En el caso de la presa de estudio se observa cómo existen diferencias entre el modelo geométrico deducido de los planos y el modelo geométrico utilizado en el RAGS-04. Esta diferencia se debe, por un lado, a la distinta consideración de la posición, pendiente y longitud del plano de contacto entre presa y cimiento, y, por otro, a la inclusión o no en el modelo del cuenco amortiguador. En este caso, el planteamiento del modelo geométrico obedece a una elección del ingeniero y no a incertidumbres sobre la geometría de la sección.

11.1.1.2- Densidad del hormigón

De acuerdo con la GT-2, la densidad del hormigón a tener en cuenta es de aproximadamente 2400 kg/m³. Las recomendaciones indican que si existen dudas sobre la densidad del hormigón a utilizar en la presa, el valor utilizado sea de 2350 kg/m³, valor que según la GT-2 es “prácticamente superado en la totalidad de las presas actuales”.

En el Proyecto de Replanteo de la presa de 1953, se realizaron los cálculos de estabilidad suponiendo un valor de 2300 kg/m³ (véase Documento XYZT [145]). En el documento RAGS-04 se adopta un valor de 2350 kg/m³. No se han encontrado datos de ensayos de densidad del hormigón. En el citado documento el hormigón se describe como de “escasa calidad”.

Con esta información, se considera la densidad del hormigón (ρ_c) como una variable aleatoria. La función de distribución de probabilidad adoptada es la normal $N(\mu, \sigma^2)$ (véase Hoek [61]). Se adopta un valor medio de $\mu = 2350$ kg/m³. Para estimar la desviación típica, σ , se recurre al concepto de coeficiente de variación, C.O.V., que se define como:

$$C.O.V. = \frac{\sigma}{\mu} \quad (11.1)$$

El valor habitual del coeficiente de variación para variables aleatorias con poca incertidumbre se encuentra entorno a C.O.V. = 0.05 (véase Hoek [61]), lo que parece excesivo para un material tecnológico sujeto a un control de producción, como es el hormigón. Un valor máximo razonable para el C.O.V. podría ser similar al que suele obtenerse para suelos, del orden de C.O.V. = 0.03 (véase Hammitt [55]). Teniendo en cuenta que hay dudas razonables sobre la calidad del hormigón, se adopta una desviación típica de $\sigma = 50$ kg/m³, correspondiente a un C.O.V. = 0.0213.

La función de distribución normal es una función no acotada, y la variable aleatoria puede tomar cualquier valor en el intervalo $(-\infty, +\infty)$. Sin embargo, la masa de probabilidad se concentra alrededor del valor medio, siendo muy bajas las probabilidades situadas más allá de unas pocas desviaciones típicas de la media. En este caso, se considera un truncamiento de la función de probabilidad a 4 desviaciones típicas de la media, por encima y por debajo de la misma, de modo que la variable podrá tomar valores en el intervalo acotado definido por [2150, 2550]. Este intervalo concentra una probabilidad de 0.99993663 de la función sin truncar. Al realizar el truncamiento de la función de probabilidad, y asignar una masa de probabilidad 1.0 al nuevo intervalo, se produce una pequeña distorsión en los parámetros de la función. En este caso, la desviación típica correspondiente a la función truncada vale $\sigma = 49.669$.

De este modo, la densidad queda definida por la siguiente función de probabilidad:

$$\rho_c \sim N(2350; 49.669^2) \text{ definida en el intervalo } [2150, 2550] \quad (11.2)$$

Esta función se recoge en la Figura 11.6, y sus principales características se definen en el Cuadro 11.2.

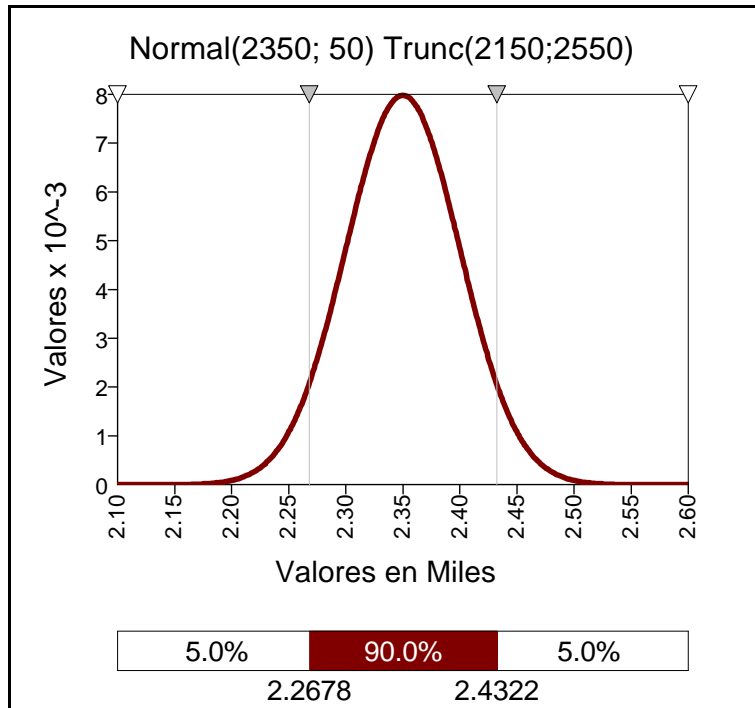


Figura 11.6: Densidad del hormigón. Función de densidad de probabilidad.

Cuadro 11.2: Densidad del hormigón. Características.

| | |
|--|---------|
| Tipo de función de probabilidad | Normal |
| Valor mínimo (kg/m ³) | 2150.00 |
| Valor máximo (kg/m ³) | 2550.00 |
| Media (kg/m ³) | 2350.00 |
| Desviación típica (kg/m ³) | 49.67 |
| Sesgo | 0.00 |
| Coefficiente de variación | 0.021 |

11.1.2.- Empuje hidráulico

Puesto que el contenido en materiales disueltos en el agua no es apreciable en este caso, se adopta para el agua un peso específico constante de $\gamma_w = 9810 \text{ N/m}^3$.

11.1.2.1.- Empuje hidrostático aguas arriba

El empuje hidrostático se considera como una presión o fuerza de superficie normal al paramento de aguas arriba, p_w , de valor dado por:

$$p_w = \gamma_w h \quad (11.3)$$

donde:

γ_w : peso específico del agua

h : profundidad desde la superficie del agua hasta el punto de cálculo.

El empuje total se obtiene mediante la integral de estas presiones a lo largo de todo el paramento en contacto con el agua.

El nivel del agua en el embalse que determina la altura (h) es variable con el tiempo, pero para un cierto nivel dado, el valor del empuje es conocido. Por tanto, descartada una posible aleatoriedad en el valor del peso específico del agua, la variabilidad en el empuje se corresponde con la variabilidad asociada a los niveles de embalse. Se puede asignar a cada nivel de embalse una determinada probabilidad de ocurrencia, obtenida a partir del registro histórico de niveles.

En el modelo de riesgo de la presa los niveles de embalse constituyen escenarios de sollicitación previamente definidos. La probabilidad adimensional asociada a distintos niveles de embalse, previos a la ocurrencia de una avenida, se recoge en la Figura 11.7 (véase Membrillera [92]).

A partir de estas probabilidades adimensionales, la curva de sollicitación final (niveles frente a probabilidad anual de excedencia) se obtiene considerando los hidrogramas de avenidas de distinto periodo de retorno, así como el estado de funcionamiento y operación de las compuertas del aliviadero de acuerdo con la fiabilidad de las mismas y con lo expresado en las Normas de Explotación. Los niveles de embalse alcanzados correspondientes a cada escenario se obtienen tras realizar el tránsito de las avenidas por el embalse considerando las distintas condiciones de contorno.

Se analiza hasta tres escenarios distintos, que dan lugar a tres gráficas de niveles frente a probabilidades anuales de excedencia, recogidas en las figuras 11.8 a 11.10. En el primero, denominado Caso Base, no existe restricción alguna sobre la explotación del embalse. En el segundo, Caso con Restricción de Nivel, se impone como condición de contorno una restricción histórica de nivel de embalse. Finalmente, en el tercer escenario, Caso Normas de Explotación, se tienen en cuenta las reglas incluidas en las Normas de Explotación del embalse.

Por tanto, las probabilidades de fallo obtenidas con los modelos de cálculo serán probabilidades condicionales, correspondientes a un determinado nivel de embalse dado.

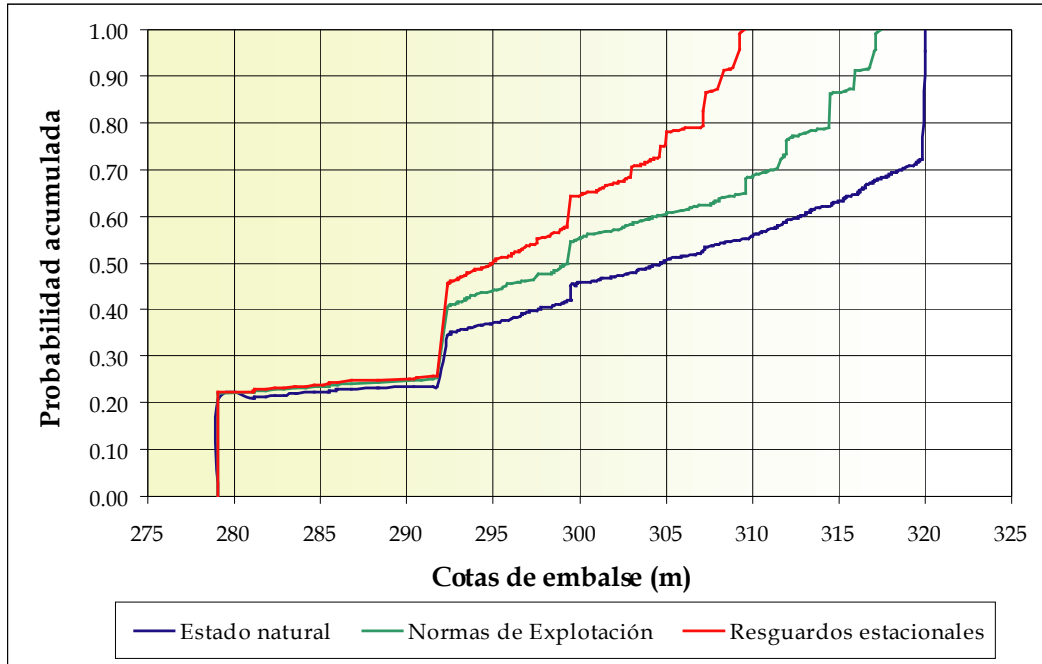


Figura 11.7: Función de probabilidad acumulada para niveles previos de embalse. (Fuente: Membrillera [92]).

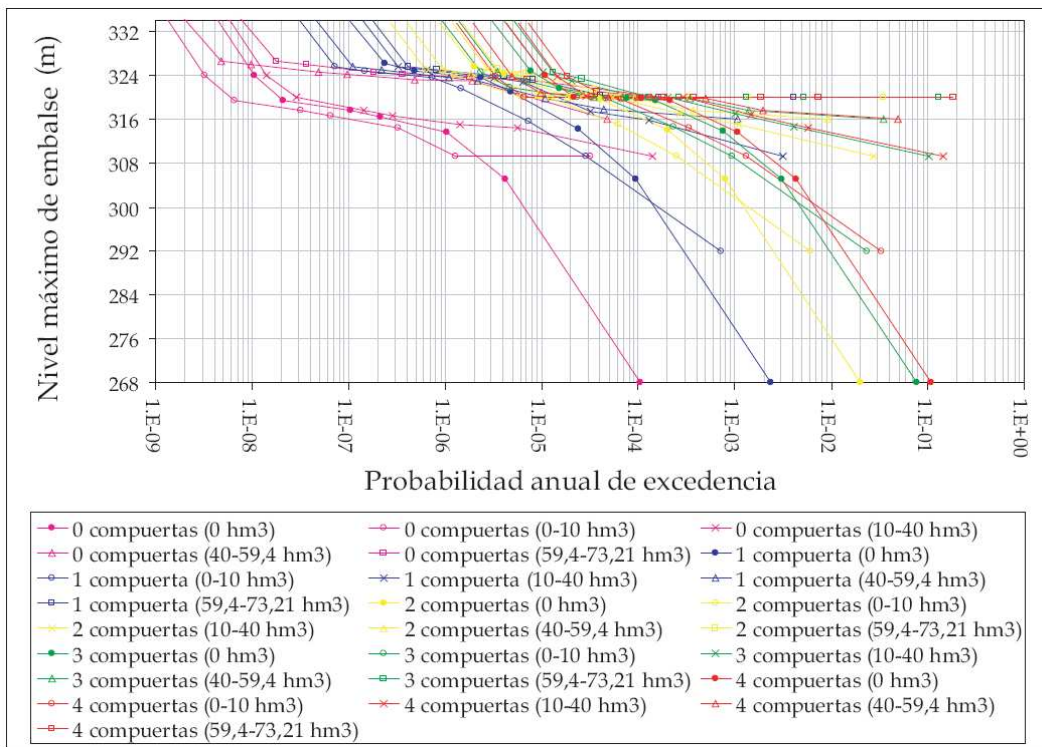
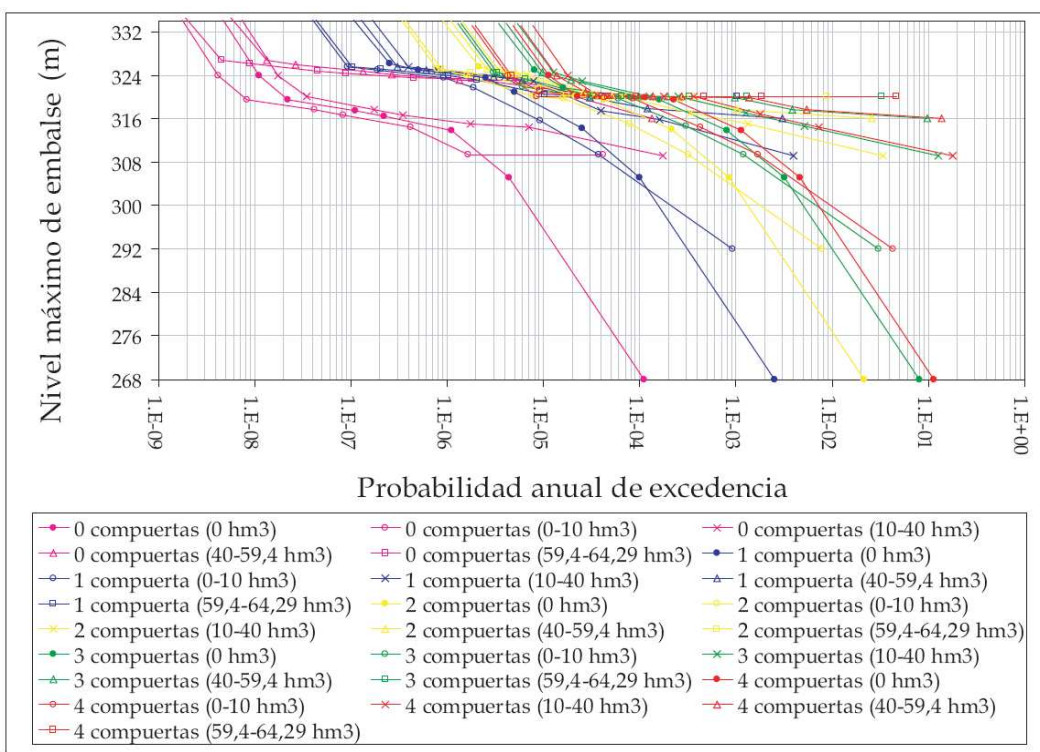
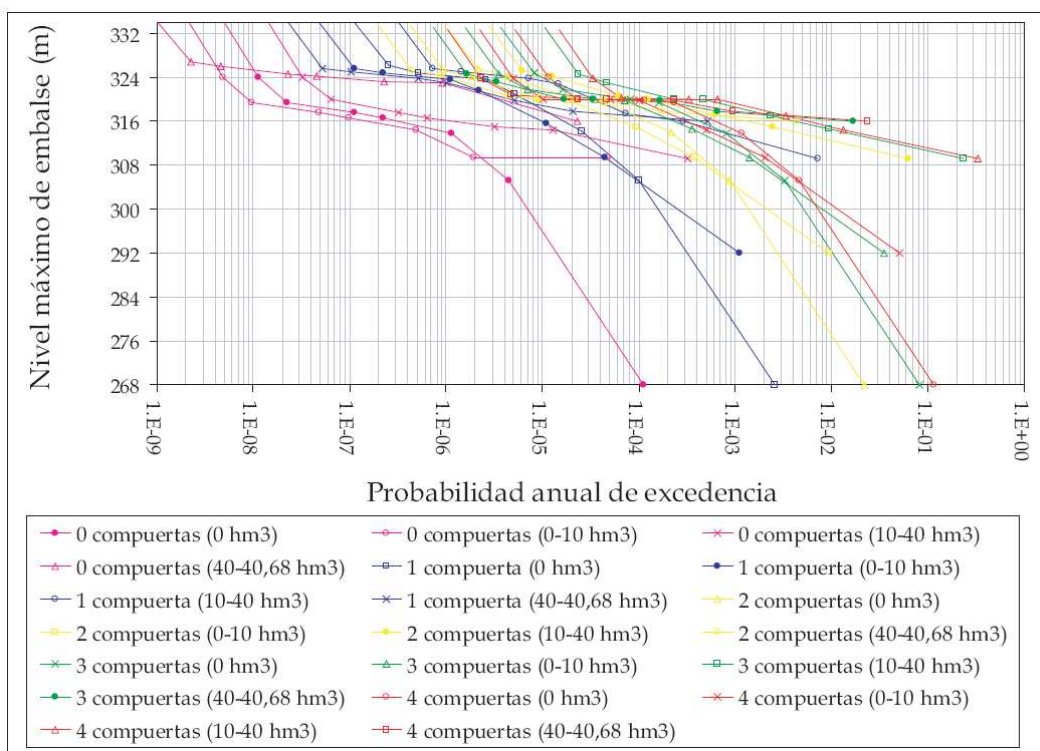


Figura 11.8: Probabilidad anual de excedencia de niveles de embalse. Caso Base. (Fuente: Membrillera [92]).



Para validar el modelo geométrico simplificado se realizan cálculos de comprobación con los mismos niveles considerados en el RAGS-2004, y que se recogen en el Cuadro 11.3. Por otro lado, en el Cuadro 11.4 se definen 7 niveles característicos aguas arriba para los que se obtendrá la probabilidad de fallo que alimentará al Modelo de Riesgo.

Cuadro 11.3: Niveles de embalse (n_1) para la validación del modelo simplificado.

| Caso | Nivel de embalse | Referencia |
|-----------|------------------|------------------------------------|
| | m.s.n.m. | |
| n_{11C} | 320.00 | Nivel Máximo Normal (N.M.N.) |
| n_{12C} | 320.30 | Nivel Avenida de Proyecto (N.A.P.) |
| n_{13C} | 321.16 | Nivel Avenida Extrema (N.A.E.) |

Cuadro 11.4: Niveles de embalse (n_1) para el Modelo de Riesgo.

| Caso | Nivel de embalse | Referencia |
|----------|------------------|---------------------------------|
| | m.s.n.m. | |
| n_{11} | 268.00 | Lecho del río aguas arriba |
| n_{12} | 300.00 | Nivel intermedio |
| n_{13} | 313.00 | Umbral del aliviadero |
| n_{14} | 320.00 | Nivel Máximo Normal (N.M.N.) |
| n_{15} | 322.50 | Nivel de coronación de la presa |
| n_{16} | 326.00 | Sobrevvertido de 3.50 m |
| n_{17} | 331.70 | Sobrevvertido de 9.20 m |

11.1.2.2.- Empuje hidrostático aguas abajo

El valor del empuje hidrostático sobre el paramento aguas abajo se obtiene de forma análoga al caso del paramento aguas arriba. La definición de los niveles aguas abajo viene dada igualmente por los escenarios hidrológicos considerados. En los cálculos de validación del modelo reducido se utilizará el mismo nivel aguas abajo empleado en el RAGS-04, recogido en el Cuadro 11.5. Para alimentar el modelo de riesgo se realizarán cálculos correspondientes a los niveles aguas abajo del Cuadro 11.6.

Cuadro 11.5: Niveles aguas abajo (n_2) para la validación del modelo simplificado.

| Caso | Nivel aguas abajo | Referencia |
|-----------|-------------------|-------------------------------|
| | m.s.n.m. | |
| n_{21C} | 251.00 | Nivel utilizado en el RAGS-04 |

Cuadro 11.6: Niveles de embalse (n_2) para el Modelo de Riesgo.

| Caso | Nivel de embalse | Referencia |
|----------|------------------|--|
| | m.s.n.m. | |
| n_{21} | 266.00 | Nivel del agua en el cuenco amortiguador |

11.1.3.- Presión intersticial. Subpresión

La subpresión se incorpora en el modelo como una acción más actuando sobre la presa. Es necesario conocer el valor de la subpresión en los posibles planos de deslizamiento posibles, y en particular en el plano de contacto entre presa y cimiento, que es el considerado en este caso.

La ley de subpresiones en el contacto presa-cimiento se determina de acuerdo con las recomendaciones del US Army Corps of Engineers (véase USACE [136]), en las cuales se basan a su vez las recomendaciones españolas de la GT-2, (véase, CNEGP [34]). La forma de la ley de subpresiones es distinta en función de:

- cálculos estáticos o dinámicos (sísmicos).
- existencia o no de una pantalla de drenaje;
- existencia o no de una zona agrietada en el contacto entre presa y terreno bajo el pie de aguas arriba;

11.1.3.1.- Caso estático

Sin pantalla de drenaje y sin existencia de zona agrietada bajo el pie de aguas arriba.

La ley de subpresiones es lineal, variando desde un valor en el pie de aguas arriba (H_1) igual al nivel en el embalse hasta un valor en el pie de aguas abajo (H_2) igual al nivel en ese punto, tal y como se recoge en la Figura 11.11.

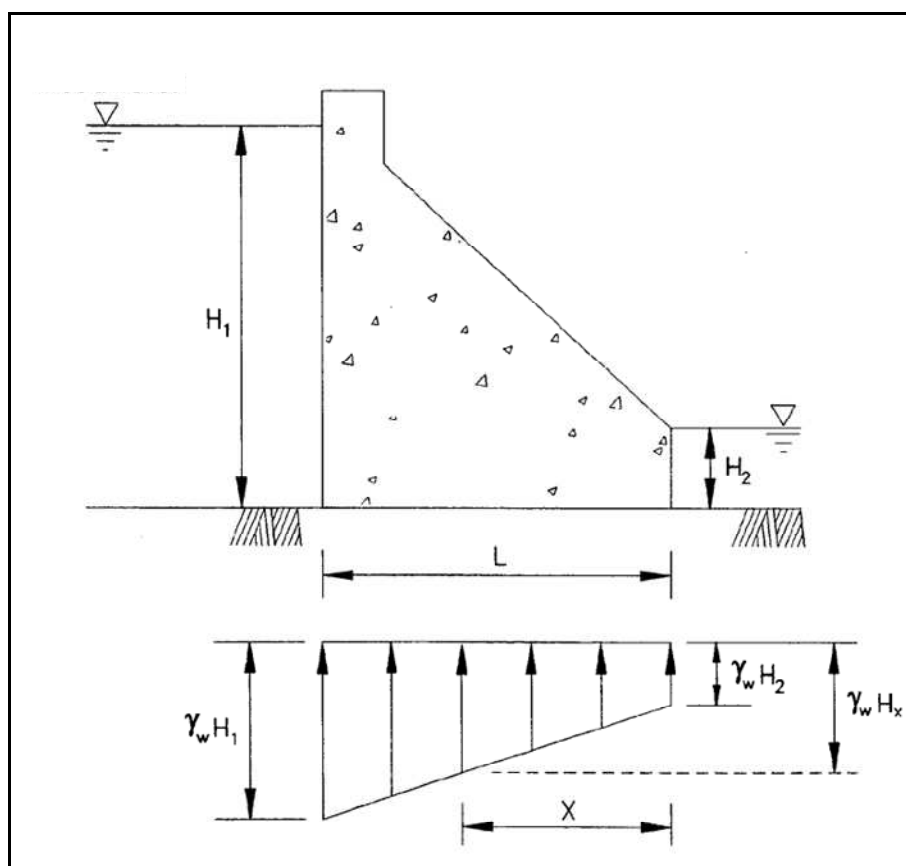


Figura 11.11: Ley de subpresiones. Caso estático, sin pantalla de drenaje. Sin grieta bajo del pie de aguas arriba. (Fuente: US Army Corps of Engineers [136]).

Sin pantalla de drenaje y con existencia de zona agrietada bajo el pie de aguas arriba.

En el caso de existir una grieta de longitud T bajo el pie de aguas arriba, la ley de subpresiones es bilineal, presentando un primer tramo de longitud T en el que el valor de la subpresión es constante e igual al nivel en el embalse, y un segundo tramo con variación lineal hasta el valor correspondiente al pie de aguas abajo, determinado por el nivel del agua en ese punto, como se recoge en la Figura 11.12.

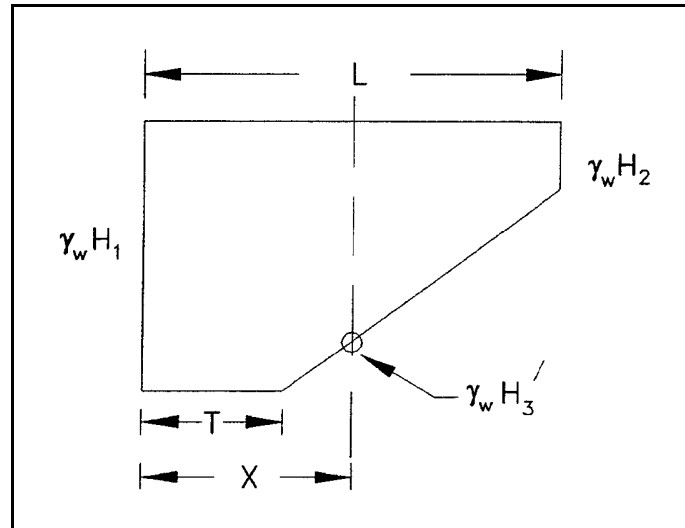


Figura 11.12: Ley de subpresiones. Caso estático, sin pantalla de drenaje. Con grieta bajo del pie de aguas arriba. (Fuente: USACE [136]).

Con pantalla de drenaje y sin existencia de zona agrietada bajo el pie de aguas arriba.

La presencia de una pantalla de drenaje reduce la subpresión (véase Ruggeri [112]). La eficacia de esta pantalla depende de factores como la profundidad, tamaño y separación de los drenes; el tipo de cimientado; y la facilidad para realizar los trabajos de mantenimiento de los drenes (USACE [136]).

La eficacia de una pantalla de drenaje se mide, de acuerdo con el criterio del USACE, mediante un coeficiente, E . Este coeficiente puede tomar valores entre 0 y 1. Un valor de $E = 0$ indica que los drenes no son operativos, y un valor $E = 1$ indica que los drenes son totalmente operativos, y que, por lo tanto, son capaces de reducir la presión intersticial en el plano de drenes, evacuando el caudal de filtración ascendente a través de los mismos sin producir pérdidas de carga en el flujo ascendente del agua hacia la galería de drenaje.

El USACE recomienda adoptar valores de E comprendidos entre 0.25 y 0.50, y, solamente en el caso de presas nuevas en condiciones favorables, se admite un valor máximo de 0.67.

La ley de subpresiones varía linealmente entre el valor H_1 en el pie de aguas arriba, correspondiente al nivel en el embalse, hasta un valor H_3 bajo la pantalla de drenaje (supuesta situada a una distancia X del pie de aguas arriba), y hasta un valor H_2 en el pie de aguas abajo correspondiente al nivel en este punto.

El valor de H_3 se obtiene de acuerdo con las expresiones recogidas en la Figura 11.13. La altura de la galería de drenaje sobre el punto de intersección de la pantalla de drenes con el plano de cimentación, H_4 , es un factor que interviene en la definición de la ley de subpresión, de modo que se distinguen dos situaciones, en función de que la galería se sitúe por encima o por debajo del nivel aguas abajo.

Como se puede observar, en las ecuaciones se introduce el coeficiente de eficiencia de los drenes mediante un coeficiente de ineficiencia, K , de modo que $K = 0$ correspondería a funcionamiento óptimo de los drenes y $K = 1$ a la situación de fallo total de los drenes.

$$K = 1 - E \quad (11.4)$$

La formulación para el cálculo del valor de la subpresión bajo el plano de drenes propuesta en la GT-2 para la situación de drenes eficaces, es la particularización de las fórmulas de la Figura 11.13 para el caso en el que $H_2 = 0$ m; $H_4 > H_2$ y $K = 0.33$ ($E = 0.67$ situación de máxima eficiencia propuesta por el USACE).

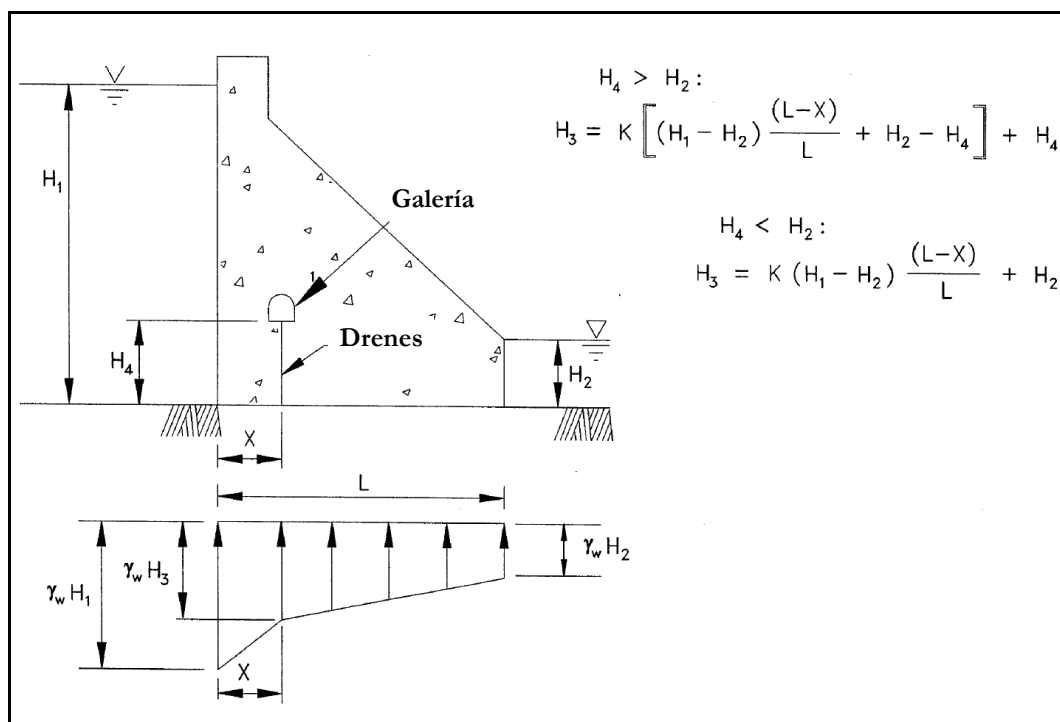


Figura 11.13: Ley de subpresiones. Caso estático, con pantalla de drenaje. Sin grieta bajo del pie de aguas arriba. (Fuente: USACE [136]).

Con pantalla de drenaje y con existencia de zona agrietada bajo el pie de aguas arriba.

En el caso de producirse una grieta en el contacto presa-cimiento bajo el pie de aguas arriba, la ley de subpresión a utilizar varía con respecto a las anteriores.

En la Figura 11.14, se recoge la situación en la que la grieta no se extiende más allá del plano de drenes. En este caso se supone que la subpresión actúa con el valor dado por el nivel en el embalse (H_1) a lo largo de toda la zona agrietada, variando linealmente hasta el valor correspondiente al plano de drenaje (H_3 , calculado con la hipótesis de drenes operativos, de acuerdo con la formulación de la Figura 11.14), y variando desde este punto linealmente hasta el valor del pie de aguas abajo (H_2). Como se puede observar, se distinguen dos casos, en función de que la galería de drenaje se sitúe por encima o por debajo del nivel aguas abajo.

En la Figura 11.15 se recoge la situación en la que la grieta se extiende más allá del plano de drenes. En este caso se supone que la subpresión actúa con el valor dado por el nivel en el embalse (H_1) a lo largo de toda la zona agrietada, variando linealmente hasta el valor correspondiente al pie de aguas abajo (H_2). No se considera, por tanto, una reducción de la subpresión por el drenaje en este caso.

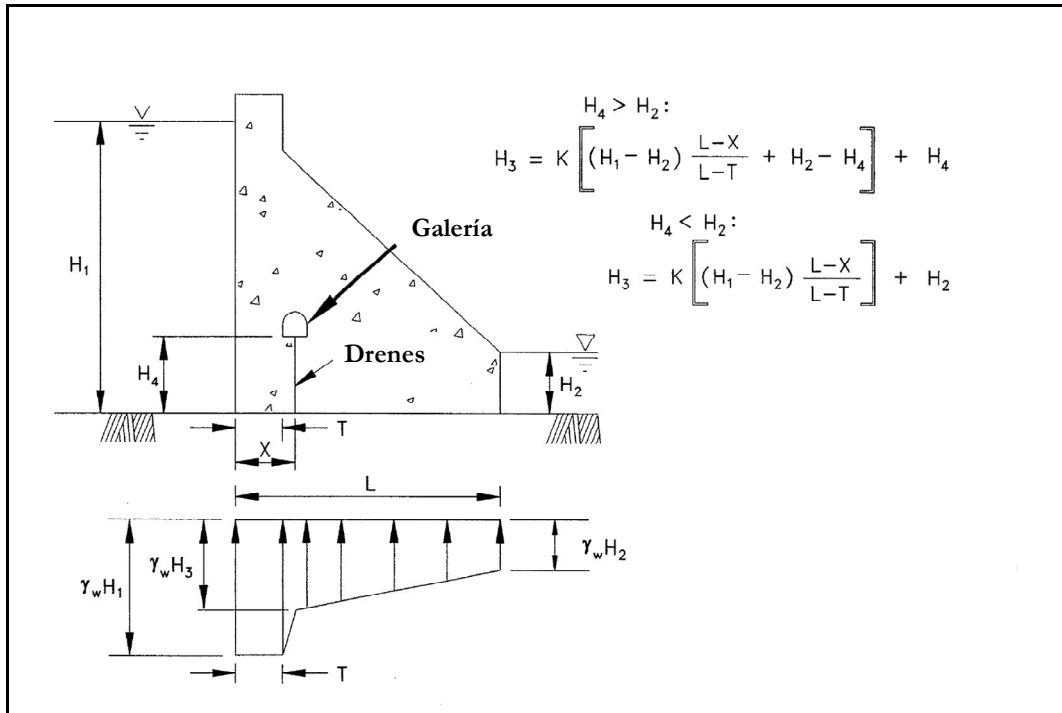


Figura 11.14: Ley de subpresiones. Caso estático, con pantalla de drenaje. Con grieta bajo del pie de aguas arriba sin alcanzar el plano de drenes. (Fuente: USACE [136]).

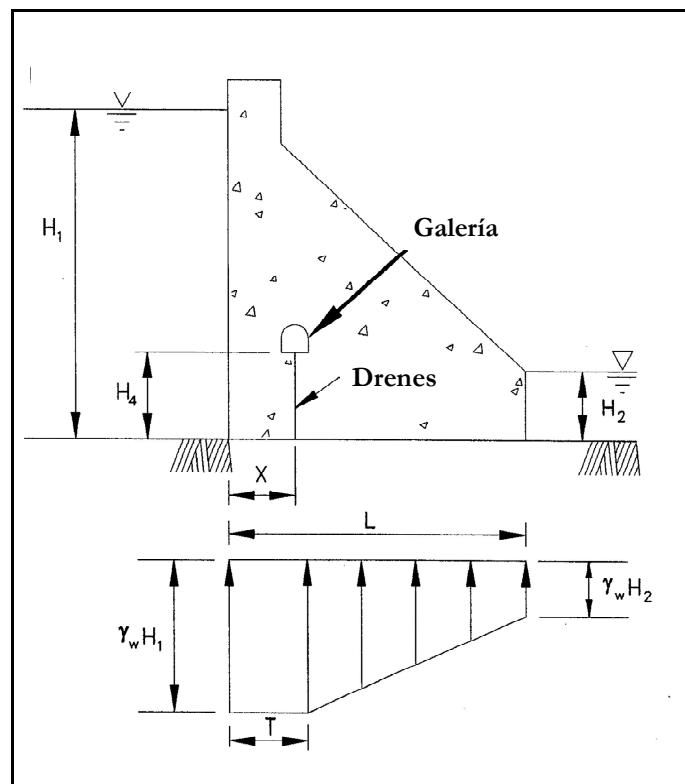


Figura 11.15: Ley de subpresiones. Caso estático, con pantalla de drenaje. Con grieta bajo del pie de aguas arriba más allá del plano de drenes. (Fuente: USACE [136]).

11.1.3.2.- Caso dinámicoSin pantalla de drenaje y sin existencia de zona agrietada bajo el pie de aguas arriba.

Si no se abre una grieta debido a la acción sísmica, se considera que las subpresiones siguen la ley obtenida previamente a la actuación del sismo (véase USACE [133]). Por tanto, se utiliza la ley de subpresiones de la Figura 11.11.

Sin pantalla de drenaje y con existencia de zona agrietada bajo el pie de aguas arriba.

En este caso se sigue el criterio del USACE, según el cual la ley de subpresiones adoptada durante el sismo es la obtenida previamente a la actuación del sismo. Por tanto, se utilizan las leyes de subpresiones de la Figura 11.12.

Con pantalla de drenaje y sin existencia de zona agrietada bajo el pie de aguas arriba.

Como ya se ha visto anteriormente, si no se abre una grieta debido a la acción sísmica, se considera que las subpresiones siguen la ley obtenida previamente a la actuación del sismo (véase USACE [133]). Por tanto, se utiliza la ley de subpresiones de la Figura 11.13.

Con pantalla de drenaje y con existencia de zona agrietada bajo el pie de aguas arriba.

En este caso se sigue el criterio del USACE, según el cual la ley de subpresiones adoptada durante el sismo es la misma que la obtenida previamente a la actuación del sismo. Por tanto, se utilizan las leyes de subpresiones de las Figuras 11.14 y 11.15.

11.1.3.3.- Caracterización probabilística de la subpresión. Parámetros

Los parámetros que intervienen en la definición de la ley de subpresiones bajo la presa son los recogidos en el Cuadro 11.7.

Cuadro 11.7: Parámetros que definen la ley de subpresiones bajo la presa.

| Parámetro | Definición |
|-----------|--|
| H_1 | Subpresión bajo el pie de aguas arriba |
| H_2 | Subpresión bajo el pie de aguas abajo |
| H_3 | Subpresión en el contacto presa-cimiento a la altura de la pantalla de drenaje |
| H_4 | Altura de la galería de drenaje sobre el contacto presa-cimiento |
| L | Anchura de la base de la presa |
| X | Distancia de la pantalla de drenaje al pie de aguas arriba |
| K | Coefficiente de ineficiencia de los drenes |
| T | Zona con grieta en el contacto presa-cimiento |

Subpresión bajo el pie de aguas arriba (H_1)

Es habitual realizar la hipótesis de que la subpresión bajo el pie de aguas arriba (H_1) se corresponde con la altura de agua en el embalse (véase GT-2 [34], USACE [133], Bureau of Reclamation [30]).

Para niveles de embalse en escenarios de avenida, por encima del Nivel Máximo Normal, la GT-2 recomienda (véase CNEGP [34]):

“Salvo en casos de terrenos muy permeables y de posible ineficacia de la pantalla de impermeabilización, la presión intersticial será la correspondiente al Máximo Nivel Normal de Embalse”

La recomendación de la GT-2 se basa en el argumento de que los eventos de avenida son de corta duración frente al tiempo necesario para que las subpresiones se vean afectadas por el mismo.

Sin embargo, las investigaciones realizadas en las que se ha analizado la rapidez de respuesta de la subpresión frente a variaciones en el nivel de embalse han demostrado que, en las presas analizadas, no se muestra un desfase significativo entre el incremento de niveles y el incremento de la subpresión (véase Ruggeri [112] y Stone & Webster [124]). Desde un punto de vista teórico, este desfase se explica en cimientos con deformabilidad apreciable y baja permeabilidad, lo que no se corresponde en general con las cimentaciones en macizos rocosos, y en particular, con las condiciones de cimentación de la presa de estudio.

Por tanto, para alturas de agua en el embalse (h_1) por encima del Nivel Máximo Normal de explotación (h_{NMN}), el valor de la subpresión bajo el pie de aguas arriba quedaría delimitado entre dos valores extremos: un valor inferior correspondiente al Nivel Máximo Normal y un valor máximo correspondiente al nivel en el embalse.

Puesto que existe incertidumbre en el valor a adoptar, se considera que el valor de la subpresión bajo el pie de aguas arriba es una variable aleatoria, con la definición dada en (11.5).

$$\begin{aligned} H_1 &= h_1 && \text{para } h_1 \leq h_{NMN} \\ H_1 &= h_{NMN} + \alpha(h_1 - h_{NMN}) && \text{para } h_1 > h_{NMN} \end{aligned} \quad (11.5)$$

Donde α es un coeficiente de incremento de la subpresión, definido como una variable aleatoria, que puede adoptar valores en el intervalo $[0, 1]$. En la Figura 11.16 se recoge la función que define H_1 a partir de h_1 .

En el caso de la presa de estudio no se dispone de datos de campo para evaluar la rapidez en la respuesta de las presiones intersticiales frente a subidas de nivel en el embalse. De este modo, existe una gran incertidumbre sobre el valor que adoptará H_1 para niveles de embalse superiores al N.M.N. Por tanto, se adopta para el coeficiente de incremento (α) una función de distribución Uniforme, de modo que todos los valores posibles del coeficiente se consideran igualmente probables, a priori. En la Figura 11.17 se recoge la función de densidad de probabilidad de α y en el Cuadro 11.8 las principales propiedades de la distribución. Por lo tanto, la subpresión bajo el pie de aguas arriba está determinada únicamente por el nivel en el embalse, para niveles inferiores o iguales al N.M.N., y por el nivel en el embalse y un coeficiente de incremento aleatorio (α) para niveles de embalse superiores al N.M.N.

Como ya se ha expuesto, en el modelo de riesgo formulado cada nivel de embalse tiene una determinada probabilidad de ocurrencia, y constituye un dato previo (fijo, por tanto) al cálculo de la probabilidad de rotura. De este modo lo que se calcula es una probabilidad condicional de rotura, dado un determinado nivel en el embalse.

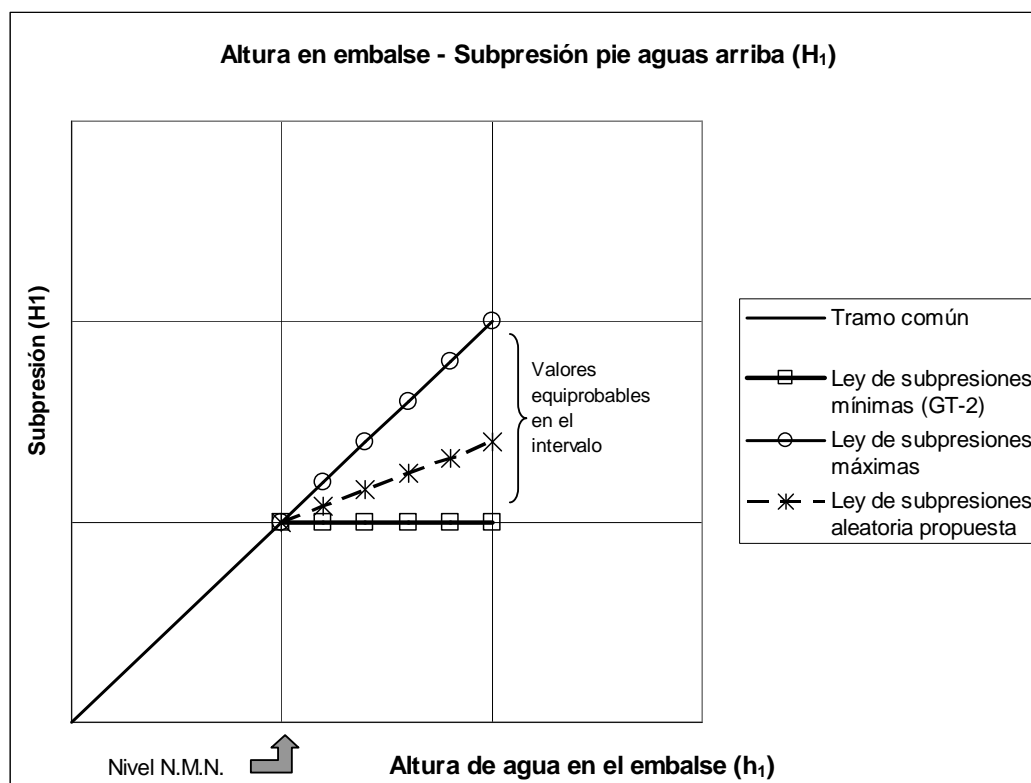


Figura 11.16: Subpresión bajo el pie de aguas arriba.

Subpresión bajo el pie de aguas abajo (H_2)

Al igual que en el caso de la subpresión bajo el pie de aguas arriba, es habitual suponer que la subpresión bajo el pie de aguas abajo (H_2) se corresponde con la altura de agua sobre dicho pie, cuando hay un nivel estable aguas abajo de la presa (véase GT-2 [34], USACE [133], Bureau of Reclamation [30]).

Puesto que normalmente no hay una pantalla de impermeabilización en la zona de aguas abajo, y en particular no la hay en la presa de estudio, se asume que la subpresión viene determinada por el nivel del agua aguas abajo de la presa, y que las variaciones de nivel que puedan tener lugar son transmitidas sin desfase apreciable.

Como se ha expuesto anteriormente, el nivel aguas abajo es un valor que se fija previamente al cálculo de la probabilidad de rotura (probabilidad condicional, dado un determinado nivel aguas abajo, que a su vez tiene una determinada probabilidad de presentación).

Subpresión en el contacto presa-cimiento a la altura de la pantalla de drenaje (H_3)

El valor de la subpresión bajo la pantalla de drenaje (H_3) es un valor que se obtiene mediante la formulación de las Figuras 11.12, 11.13, 11.14 y 11.15, y que por tanto constituye una variable aleatoria dependiente del resto de variables aleatorias que intervienen en su determinación.

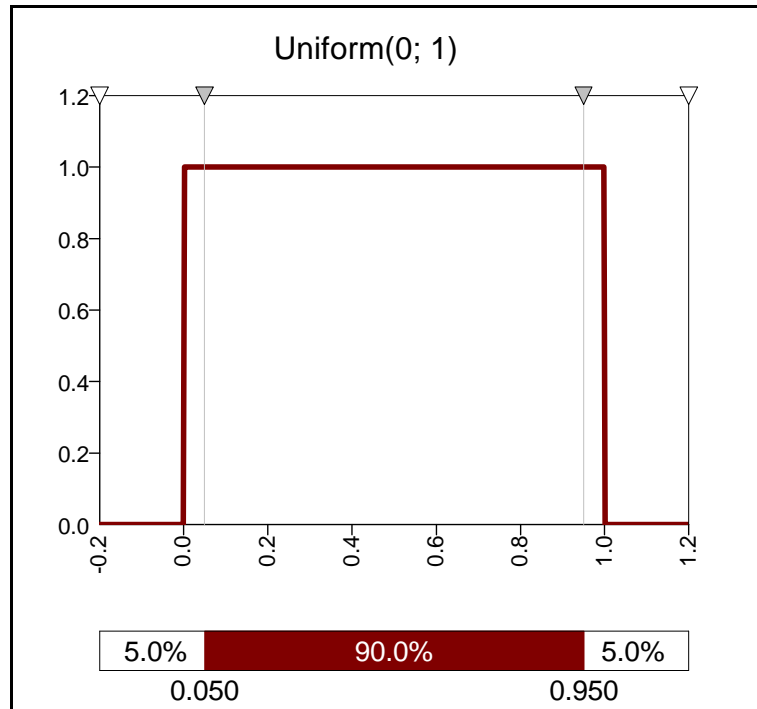


Figura 11.17: Coeficiente de incremento de la subpresión. Densidad de probabilidad.

Cuadro 11.8: Coeficiente de incremento de subpresión. Características.

| Tipo de función de probabilidad | Uniforme |
|---------------------------------|----------|
| Valor mínimo | 0.00 |
| Valor máximo | 1.00 |
| Media | 0.50 |
| Desviación típica | 0.29 |
| Sesgo | 0.00 |
| Coefficiente de variación | 0.58 |

Altura de la galería de drenaje (H_4)

La altura de la galería de drenaje (H_4) es un parámetro geométrico, de fácil y precisa cuantificación, y por lo tanto, no sujeto a incertidumbre significativa, por lo que no se considera variable aleatoria.

Anchura de la base de la presa (L)

Al igual que en el caso anterior, la anchura de la base de la presa (L) es un parámetro geométrico, fácilmente medible con exactitud, y por lo tanto, no sujeto a incertidumbre significativa, por lo que no se considera variable aleatoria.

Distancia de la pantalla de drenaje al pie de aguas arriba (X)

La presa de estudio cuenta con un sistema de drenaje compuesto por taladros perforados desde la galería intermedia y la galería inferior, hasta el plano de cimentación. El plano de drenes se encuentra a una distancia de 10.50 m del pie aguas arriba de la presa. Este parámetro no se considera sujeto a incertidumbre significativa y por lo tanto no se tratará como variable aleatoria.

Coeficiente de ineficiencia de los drenes (K)

La presa de estudio está provista de una pantalla de drenaje, formada por 31 taladros perforados desde la galería inferior de la presa. En 1985 fue redactado el Proyecto de Acondicionamiento del Sistema de Drenaje, finalizándose las obras en 1989, donde se incluyó la reperforación de los taladros de drenaje del cuerpo de presa y de la pantalla de drenaje del cimientó, pasándose del diámetro original de 75 mm a 100 mm. De acuerdo con el RAGS-04:

“las subpresiones se muestran relativamente bajas, mostrando una aparente efectividad de la pantalla de drenaje del cimientó”

En el año 2004 se realizó una puesta en carga parcial de la presa, partiendo de un nivel de embalse inicial de 304.22 m.s.n.m. (finales de 2003) y alcanzándose un nivel máximo en el embalse de 311.92 m.s.n.m. (21 de mayo de 2004), con un incremento total de nivel de 7.70 m. El nivel aguas abajo de la presa se mantuvo a la cota 266.00 m.s.n.m. Durante esta puesta en carga se realizó un seguimiento de las subpresiones mediante lectura de 6 piezómetros instalados en la galería inferior. Los resultados de la auscultación llevada a cabo se recogieron en el “Informe Final de Auscultación durante la puesta en carga parcial”, de septiembre de 2004 [148].

Los resultados más relevantes indican que de los 6 piezómetros, los 3 instalados en los bloques centrales del aliviadero (P-3, P-4 y P-5) registraron incrementos de la subpresión de +0.53, +1.44 y +1.26 m, respectivamente, mientras que el piezómetro más próximo al estribo izquierdo (P-6) registró un incremento de +5.51 m y los 2 piezómetros más próximos al estribo derecho (P-1 y P-2) unos incrementos de +6.63 y +5.00 m, respectivamente. Los niveles piezométricos medidos con el máximo nivel de embalse se recogen en el Cuadro 11.9.

Cuadro 11.9: Niveles piezométricos medidos para nivel de embalse 311.92 m.s.n.m.

| Piezómetro | Nivel piezométrico |
|------------|--------------------|
| | m.s.n.m. |
| P-1 | 281.98 |
| P-2 | 281.88 |
| P-3 | 269.80 |
| P-4 | 270.76 |
| P-5 | 270.66 |
| P-6 | 277.30 |

A partir de estos datos, se puede deducir el coeficiente de ineficiencia de los drenes, K, para la zona central del aliviadero, utilizando la formulación del USACE recogida en la Figura 11.13. Para ello se utiliza el nivel piezométrico medio calculado a partir de los 3 obtenidos en los bloques centrales del aliviadero, y de valor 270.41 m. Los valores del resto de parámetros son los siguientes:

$$H_1 = 311.92 - 244.00 = 67.92 \text{ m};$$

$$H_2 = 266.00 - 244.00 = 22.00 \text{ m};$$

$$H_3 = 270.41 - 244.00 = 26.41 \text{ m};$$

$$H_4 = 269.50 - 244.00 = 25.50 \text{ m};$$

$$L = 75.24 \text{ m};$$

$$X = 10.50 \text{ m}.$$

El valor de K que se deduce resulta ser $K = 0.0253$ y el coeficiente de eficiencia de los drenes de $E = 0.9747$. Este valor es muy bueno, alcanzando prácticamente el máximo teórico.

De acuerdo con los datos disponibles, la pantalla de drenes de la presa de estudio apenas alcanza la zona más superficial del cimiento en contacto con la presa. Distintos estudios llevados a cabo han demostrado que las subpresiones están controladas por las discontinuidades de los macizos rocosos, que presentan permeabilidades varios órdenes de magnitud superiores a las de la roca matriz (véase Stone & Webster [124]). Por tanto, existen dudas sobre la capacidad de la pantalla de drenes para interceptar las filtraciones que pueden tener lugar a través del macizo rocoso, a cierta distancia por debajo de la misma, y que se podrían traducir en valores de la subpresión superiores a los previstos en zonas situadas aguas abajo de la pantalla de drenaje y que el sistema de auscultación no puede detectar.

Como se ha visto, el coeficiente de ineficiencia de los drenes (K) es un parámetro cuyo valor se puede deducir a partir de datos de auscultación de la presa. No obstante, este parámetro está sujeto a variación por cuanto los drenes pueden obstruirse parcial o totalmente con el tiempo. La incertidumbre sobre su estado se puede reducir mediante una auscultación continua de las subpresiones y mediante labores de mantenimiento frecuentes. Hay que recordar que la GT-2 incluye como situación de cálculo “accidental” (es decir, con baja probabilidad de ocurrencia) la correspondiente a un fallo total del sistema de drenaje, lo que corresponde a $K = 1$. Por tanto, el parámetro K se va a considerar como una variable aleatoria, a la que hay que asignar una función de probabilidad. Puesto que la variable toma valores entre 0 y 1, las funciones de probabilidad candidatas han de ser funciones acotadas, por lo que se descartan funciones no acotadas, como la distribución Normal. Posibles funciones son la triangular, la lognormal y la función beta.

A la vista de la información disponible, y teniendo en cuenta que se ha ejecutado una actuación de ampliación y refuerzo de la pantalla de impermeabilización [146], la función de distribución de probabilidad debe asignar una probabilidad relativamente baja a la situación de fallo de drenes, y una probabilidad elevada a la situación de funcionamiento con coeficientes de ineficiencia muy bajos. Además, a la vista de la profundidad de los drenes y de la imposibilidad de registrar subpresiones en otros puntos de la base de la presa, hay que considerar que las subpresiones pueden ser superiores a las teóricas. Para modelar esta situación es conveniente utilizar una función de distribución de probabilidad que asigne probabilidades significativas a valores de K intermedios (comprendidos entre 0.5 y 0.7).

A la vista de las consideraciones anteriores, se elige la función triangular, acotada en el intervalo $[0; 1]$, con la moda o valor más probable en el punto 0.10. En la Figura 11.18 se recoge la función de densidad de probabilidad correspondiente. En el Cuadro 11.10 se recoge las principales características de la función. Los valores de la variable asociados a distintos cuantiles se recogen en el Cuadro 11.11.

Es importante indicar que la forma en la que la incertidumbre sobre la eficacia de los drenes se incorpora al modelo debe estar sujeta a una cuidada reflexión. En el caso de que el estado del sistema de drenaje no sea conocido, o no pueda ser corregido mediante acciones como la limpieza de los drenes, o no exista suficiente información como para asignar de forma razonada una función de probabilidad, una estrategia alternativa consiste en realizar un análisis de sensibilidad en un rango realista de nivel de eficacia del sistema, para evaluar el impacto sobre los resultados de riesgo, al menos para el caso más desfavorable.

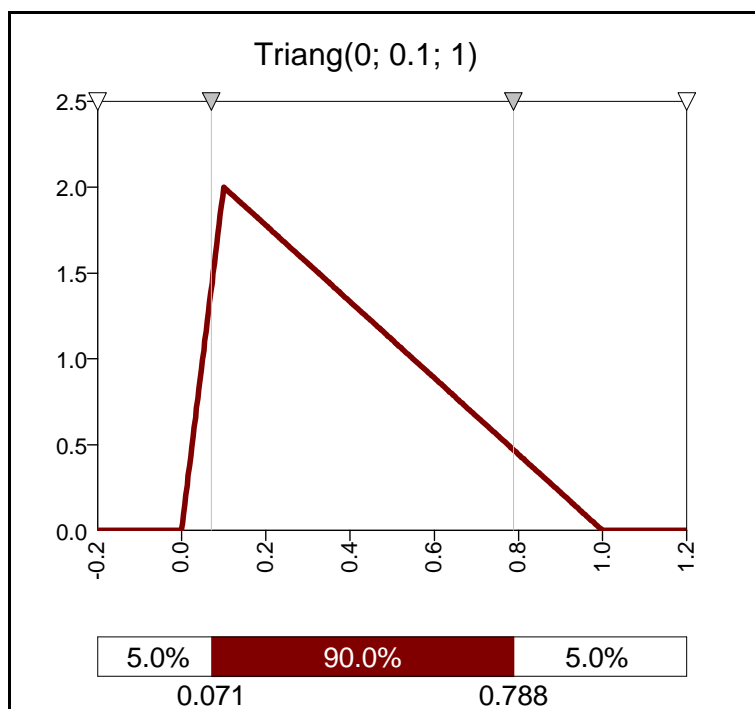


Figura 11.18: Coeficiente de ineficiencia de drenes. Densidad de probabilidad.

Cuadro 11.10: Coeficiente de ineficiencia de drenes. Características.

| Tipo de función de probabilidad | Triangular |
|---------------------------------|------------|
| Valor mínimo | 0.00 |
| Valor máximo | 1.00 |
| Media | 0.37 |
| Moda | 0.10 |
| Desviación típica | 0.22 |
| Sesgo | 0.54 |
| Coefficiente de variación | 0.61 |

Cuadro 11.11: Cuantiles para la distribución de probabilidad adoptada para K.

| Cuantil | K | E = 1 - K |
|---------|-------|-----------|
| 5% | 0.071 | 0.929 |
| 25% | 0.178 | 0.822 |
| 50% | 0.329 | 0.671 |
| 75% | 0.526 | 0.474 |
| 80% | 0.576 | 0.424 |
| 90% | 0.700 | 0.300 |
| 95% | 0.788 | 0.212 |
| 99% | 0.905 | 0.095 |
| 99.9% | 0.970 | 0.030 |
| 99.99% | 0.991 | 0.009 |

Longitud de la zona agrietada en el pie de aguas arriba (I)

La longitud de la zona agrietada en el pie de aguas arriba es un valor que se obtiene resolviendo el equilibrio de la sección de la presa en estudio, y que, por lo tanto, introduce una no linealidad en el problema. El cálculo se realiza en función del tipo de método empleado en el análisis:

- método de equilibrio límite
- métodos de sólido deformable

Para poder calcular la longitud de la zona agrietada es preciso formular un criterio de inicio de la grieta y un criterio de propagación de la grieta. En este caso se utilizan los criterios del US Army Corps of Engineers (véase USACE [136]), que se describen a continuación.

El criterio de inicio de agrietamiento establece el agrietamiento en una junta, bien sea una junta entre tongadas en el cuerpo de la presa, bien una junta en el macizo rocoso, o bien la propia junta de contacto entre presa y cimiento, si las tensiones efectivas de tracción en la misma (σ') superan la tensión de tracción que se puede resistir (σ'_{tu}). Si se verifica la condición, entonces se asume que se inicia la formación de una grieta en este punto.

El criterio de propagación de la grieta indica que la grieta se extiende hasta un punto en el que la tensión efectiva de tracción iguala a la tensión de tracción que se puede resistir.

En cualquier caso, el valor de la longitud de la grieta, T , es una variable aleatoria dependiente del resto de variables aleatorias que intervienen en el cálculo de la estabilidad y del método de cálculo empleado en su determinación, por lo que asignadas las funciones de distribución de probabilidad correspondientes para aquellas y elegido el método de análisis, su valor está determinado.

11.1.4.- Variación térmica

Las variaciones térmicas en el hormigón tienen como consecuencia cambios en su volumen. Si estos cambios de volumen están restringidos, aparecen tensiones en la presa. En la medida en que la presa es más hiperestática, estas tensiones cobran gran relevancia.

Para presas que cuentan con un dilatado periodo en servicio, como es el caso de la presa de estudio, las variaciones térmicas en el hormigón de la presa son originadas por las oscilaciones térmicas estacionales de la temperatura ambiente o del agua, en su caso (véase CNEGP [34]).

En los análisis de estabilidad de presas donde el modo de fallo analizado es el deslizamiento mediante modelos 2D, las variaciones térmicas no suelen ser tenidas en cuenta (véase Ruggeri et al [111], CNEGP [34], Leclerc et al [79]).

En cambio, en los análisis mediante modelos 3D, es preciso incorporar las tensiones de origen térmico para evaluar con más exactitud el estado tensional global de la estructura.

Puesto que en este caso se acomete un estudio 2D, no se tendrán en cuenta los efectos térmicos para determinar la estabilidad al deslizamiento.

11.1.5.- Empuje de los sedimentos

11.1.5.1.- Factores que intervienen

El empuje de los sedimentos atrapados al pie de la presa es una acción que debe ser considerada en el análisis de estabilidad de presas de gravedad (CNEGP [34], Ruggeri et al [111]). De una forma simplificada, el empuje de los sedimentos (p_{sed}) sobre el paramento de la presa se obtiene en función del peso específico sumergido de los sedimentos (γ_{sum}), de la altura de sedimentos sobre el punto de cálculo (h_{sed}) y del coeficiente de empuje (K_E):

$$p_{sed} = \gamma_{sum} \cdot h_{sed} \cdot K_E \quad (11.6)$$

A continuación se analiza por separado cada uno de los factores que intervienen.

11.1.5.2.- Peso específico sumergido de los sedimentos

El peso específico sumergido de los sedimentos (γ_{sum}) se obtiene a partir del peso específico saturado (γ_{sat}) y del peso específico del agua (γ_w).

$$\gamma_{sum} = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (11.7)$$

El peso específico saturado de los sedimentos se puede obtener a partir del peso específico de las partículas (G), del índice de huecos (e) y del peso específico del agua (γ_w) mediante (11.8).

$$\gamma_{sat} = \frac{G + e \cdot \gamma_w}{1 + e} \quad (11.8)$$

La densidad de las partículas, a falta de ensayos de los materiales depositados en el embalse, se admite que está entre los valores de 2500 kg/m³ y 2700 kg/m³ (véase González de Vallejo et al [52]), con un valor medio de 2600 kg/m³.

El índice de huecos (e) es la relación entre el volumen de huecos y el volumen de sólidos. Para sedimentos compuestos principalmente por finos, el índice de huecos puede oscilar entre un valor de 0.5 (sedimentos muy duros y compactos) y un valor de 1.30 (sedimentos muy blandos). En el caso de sedimentos formados principalmente por suelos granulares, el índice de huecos oscila entre un valor de 0.4 (sedimentos muy densos) y un valor de 0.9 (sedimentos muy flojos). La densidad de los materiales variará, lógicamente, con la profundidad de los mismos.

Los materiales presentes en la cola del embalse de estudio son principalmente gravas, arenas y limos. Puesto que los materiales más gruesos son los que primero depositan al perder velocidad la corriente del río en la cola del embalse, es de esperar que los materiales más finos se depositen al pie de la presa. Ante la ausencia de datos directos se realiza la hipótesis de que la naturaleza de los sedimentos depositados al pie de la presa es principalmente arcillosa. Se asume que el índice de huecos asumirá un valor mínimo de 0.5 (correspondiente a la máxima compacidad), un valor máximo de 1.3 (correspondiente a la mínima compacidad) con un valor medio de 0.9.

Así pues, suponiendo que los materiales depositados al pie de presa están formado por finos principalmente, y de acuerdo con (11.8) el peso específico saturado podrá adoptar valores comprendidos entre $\gamma_{\text{sat,MIN}}=1650\text{g N/m}^3$ y $\gamma_{\text{sat,MAX}}=2130\text{g N/m}^3$, con un valor en condiciones de compacidad medias de $\gamma_{\text{sat}}=1840\text{g N/m}^3$.

De acuerdo con (11.7) los valores del peso específico sumergido correspondientes serán $\gamma_{\text{sum,MIN}}=650\text{g N/m}^3$, $\gamma_{\text{sum,MAX}}=1130\text{g N/m}^3$ y un valor en condiciones medias de $\gamma_{\text{sum}}=840\text{g N/m}^3$.

Por tanto, el peso específico sumergido de los sedimentos será una variable aleatoria (véase Leclerc et al [79]), acotada y con un valor medio que se considera como valor más probable.

La función de distribución de probabilidad elegida es la Triangular, acotada en el intervalo [650g; 1130g], con la moda o valor más probable en el punto 840g. En la Figura 11.19 se muestra la función de densidad de probabilidad correspondiente. En el Cuadro 11.12 se recogen las principales características de la función.

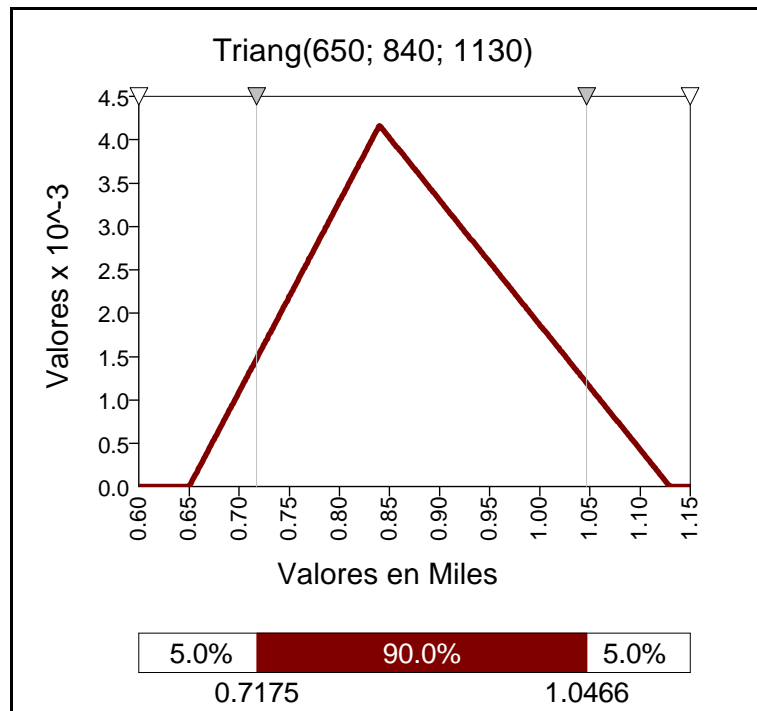


Figura 11.19: Peso específico de los sedimentos. Densidad de probabilidad.

Cuadro 11.12: Peso específico de los sedimentos. Características.

| | |
|---------------------------------------|------------|
| Tipo de función de probabilidad | Triangular |
| Valor mínimo (N/m ³) | 650.00g |
| Valor máximo (N/m ³) | 1130.00g |
| Media (N/m ³) | 873.33g |
| Moda (N/m ³) | 840.00g |
| Desviación típica (N/m ³) | 98.69g |
| Sesgo | 0.1988 |
| Coficiente de variación | 0.11 |

11.1.5.3.- Altura de los sedimentos

Los límites de variación para la altura de sedimentos (h_{sed}) están determinados por la cara superior del macizo rocoso de cimentación en el pie de aguas arriba, situada a la cota 249.50 m.s.n.m. y por la embocadura de los desagües de fondo, situada a la cota 265.00 m.s.n.m. No se considera que los sedimentos puedan alcanzar valores superiores debido a las aperturas periódicas de los desagües de fondo y a los azudes de protección construidos en la cola del embalse [149].

La altura de los sedimentos depositados al pie de la presa se puede obtener mediante la realización de batimetrías, pero puesto que no se dispone de datos sobre la profundidad de los sedimentos, se considera esta altura como una variable aleatoria, acotada en el intervalo [0; 15.50]. Ante la ausencia de más información, se considera que no hay un valor de la altura preferente, por lo que se adopta una función de distribución de probabilidad Uniforme en el intervalo definido. En la Figura 11.20 se recoge la función de densidad de probabilidad correspondiente. En el Cuadro 11.13 se recogen las principales características de la función.

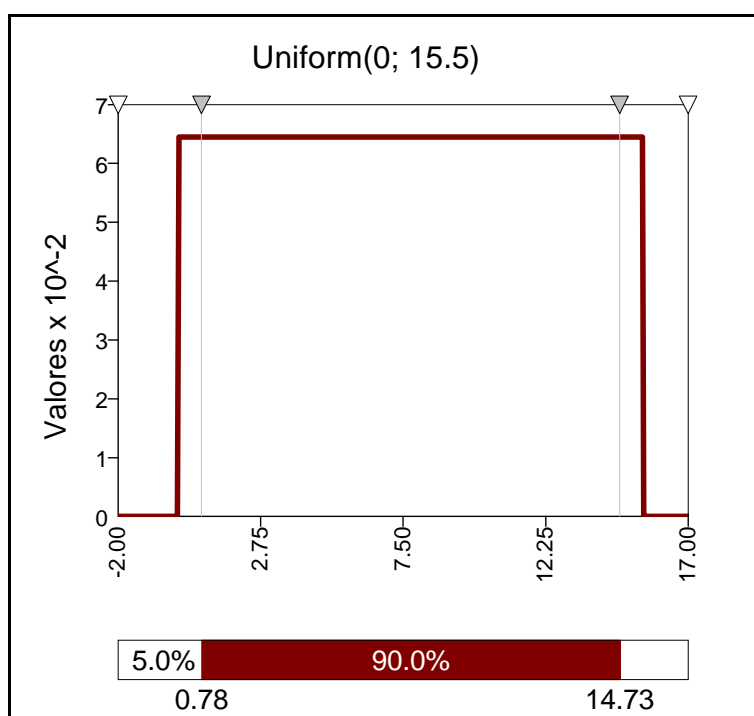


Figura 11.20: Altura de los sedimentos. Densidad de probabilidad.

Cuadro 11.13: Altura de los sedimentos. Características.

| Tipo de función de probabilidad | Uniforme |
|---------------------------------|----------|
| Valor mínimo (m) | 0.00 |
| Valor máximo (m) | 15.50 |
| Media (m) | 7.75 |
| Moda (m) | - |
| Desviación típica (m) | 4.47 |
| Sesgo | 0.00 |
| Coefficiente de variación | 0.58 |

11.1.5.4.- Coeficiente de empuje

El coeficiente de empuje de los sedimentos variará en función de la composición y edad de los depósitos. Al principio el material es un fango que se comporta como un fluido, produciendo un empuje hidrostático ($K_{E,h} = 1$). A medida que la mezcla se va compactando por el peso de los depósitos, los sedimentos se comportan como un relleno. El empuje viene determinado por el ángulo de rozamiento interno del material (φ). En la medida en que la presa se considera rígida, este empuje se puede asimilar al denominado empuje al reposo ($K_{o,E}$), definido por (11.9).

$$K_{o,E} = 1 - \operatorname{sen} \varphi \quad (11.9)$$

Si la presa se considera deformable el empuje desarrollado es el empuje activo, y el coeficiente correspondiente ($K_{a,E}$), de acuerdo con la teoría de Rankine (véase CNEGP [34]) se calcula mediante (11.10).

$$K_{a,E} = \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi} \quad (11.10)$$

Las recomendaciones españolas de presas aconsejan adoptar un valor intermedio entre los coeficientes de empuje al reposo y activo (véase CNEGP [34]). En cualquier caso, se puede afirmar que existe una incertidumbre sobre el tipo de empuje que se va a movilizar, por lo que no se considera un valor fijo. El ángulo de rozamiento interno del material que forma los sedimentos se puede obtener mediante la extracción de muestras y la realización de ensayos. A falta de datos de campo, y supuestos los sedimentos formados principalmente por finos, el ángulo de rozamiento se supone de 30° (véase González de Vallejo et al [52]).

Así pues, el coeficiente de empuje se considera una variable aleatoria. El campo de variabilidad estará acotado entre un valor mínimo correspondiente al caso de empuje activo, y un valor máximo correspondiente al caso de empuje al reposo. Aplicando las ecuaciones 11.9 y 11.10 a los valores extremos del ángulo de rozamiento se obtiene un $K_{E,\text{MIN}} = 0.33$ y un $K_{E,\text{MAX}} = 0.50$. Promediando los valores obtenidos de acuerdo con la GT-2 (CNEGP [34]), se obtiene un valor medio, que se considera más probable, de $K_E = 0.415$. Por consiguiente, se propone utilizar para el coeficiente de empuje una función de distribución de probabilidad Triangular, acotada en el intervalo $[0.33; 0.50]$, con la moda o valor más probable en el punto 0.415. En la Figura 11.21 se recoge la función de densidad de probabilidad correspondiente. En el Cuadro 11.14 se recogen las principales características de la función.

11.1.6.- Acción del oleaje

De acuerdo con las recomendaciones de la normativa española, el oleaje produce sobre la presa dos sollicitaciones (véase CNEGP [34]):

- Acción dinámica debida al impacto de las olas sobre el paramento de la presa
- Sobreelevación del nivel del agua junto al paramento de la presa, con el consiguiente incremento del empuje hidrostático.

En las recomendaciones del USACE, aunque se enumera la acción del oleaje como una de las acciones que, en general, pueden actuar sobre la presa, no se considera incluida como acción a considerar en ninguno de los siete escenarios de carga previstos (véase USACE [133]).

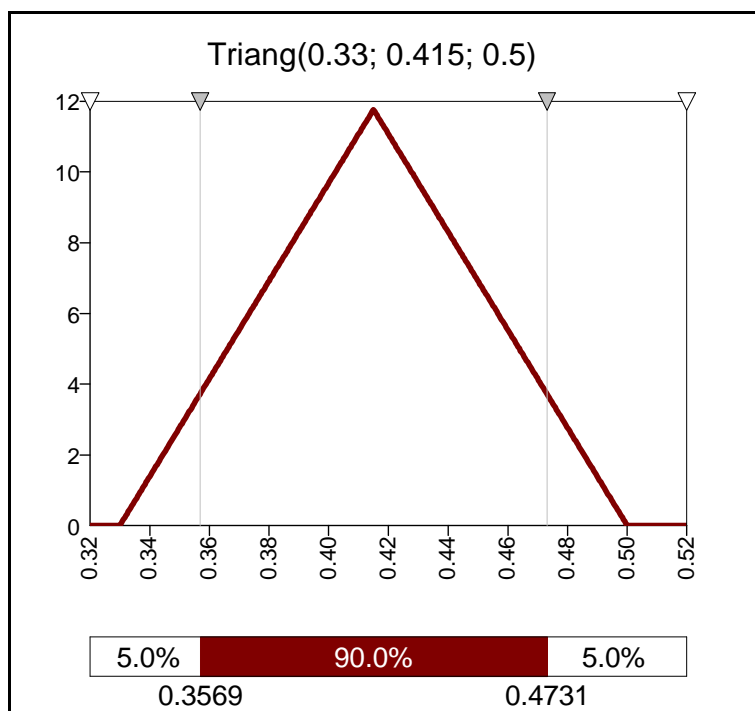


Figura 11.21: Coeficiente de empuje. Densidad de probabilidad.

Cuadro 11.14: Coeficiente de empuje. Características.

| Tipo de función de probabilidad | Triangular |
|---------------------------------|------------|
| Valor mínimo | 0.333 |
| Valor máximo | 0.500 |
| Media | 0.415 |
| Moda | 0.415 |
| Desviación típica | 0.035 |
| Sesgo | 0.00 |
| Coefficiente de variación | 0.08 |

De igual modo, el US Bureau of Reclamation no considera el oleaje como a acción a tener en cuenta en la evaluación de estabilidad de presas de gravedad (véase Bureau of Reclamation [30]). Por otro lado, las investigaciones llevadas a cabo por el Departamento de Ingeniería Civil, Geológica y Minera de la Escuela Politécnica de Montreal, que condujeron a la confección del software de cálculo de presas de gravedad CADAM (véase Leclerc et al [79]), condujeron a la no inclusión del oleaje como acción a considerar para la evaluación de la estabilidad de este tipo de presas. Finalmente, en los cálculos de revisión de la estabilidad de la presa de estudio realizados en el documento RAGS-2004, no se incluyó el oleaje entre las acciones consideradas. Por tanto, se opta por no incluir el oleaje como acción para la determinación de la probabilidad de fallo de la presa.

11.1.7.- Acción del hielo

Por la situación geográfica de la presa y su cota sobre el nivel del mar, no se considera la posibilidad de formación de una capa de hielo de espesor apreciable sobre la superficie del embalse.

Se ha comprobado que en los cálculos de revisión de la estabilidad de la presa de estudio realizados en el documento RAGS-2004, no se incluyó esta acción. Por lo tanto, no se incluye el empuje del hielo entre las acciones a considerar.

11.1.8.- Otras solicitaciones

Las recomendaciones españolas contemplan la posibilidad de incluir en el análisis otras acciones, además de las ya mencionadas (véase CNEGP [34]). Entre estas acciones se encuentra una que no es propiamente una solicitud, sino más bien un mecanismo resistente adicional de la presa, que es el empuje pasivo que se puede movilizar sobre el pie de aguas abajo de la presa.

Se ha comprobado que en los cálculos de revisión de la estabilidad de la presa realizados en el documento RAGS-2004, no se incluyó el empuje pasivo como mecanismo resistente adicional.

La movilización de este empuje pasivo requiere que la presa experimente un cierto movimiento. Por lo tanto, para la evaluación de este empuje es preciso conocer en qué medida la presa se ha movido hacia aguas abajo.

Inicialmente, no se va considerar el empuje pasivo en el modelo.

11.1.9.- Efecto sísmico

11.1.9.1.- Consideraciones generales sobre incertidumbres en el análisis sísmico

En el análisis sísmico de una presa participan múltiples factores que se pueden agrupar del siguiente modo (véase Wieland et al [142]):

- Acción sísmica
- Modelo estructural
- Propiedades de los materiales
- Método de análisis dinámico
- Criterios de seguridad

Dentro de cada uno de estos grupos podemos encontrar distintas variables, cada una de ellas con una incertidumbre asociada.

Acción sísmica

Puesto que la acción sísmica es de naturaleza fundamentalmente aleatoria, su estimación lleva aparejada una incertidumbre de doble naturaleza: por un lado, existe incertidumbre en la elección de la función de probabilidad que se elija para su definición; y, por otro, existe incertidumbre en la estimación estadística de los parámetros de dicha distribución, que se realiza sobre la base de datos escasos.

Esta incertidumbre crece en la medida en que la serie de datos disponibles es muy corta (unos pocos años) comparada con la amplitud de la extrapolación necesaria en el análisis (predicción de eventos sísmicos de miles de años de periodo de retorno).

Modelo estructural

La elección del modelo estructural utilizado para representar la realidad lleva implícita una serie de fuertes incertidumbres, relacionadas con la elección del tipo de modelo (2D frente a 3D), la fidelidad del modelo a la realidad modelada (consideración de las juntas y de sus propiedades tenso-deformacionales), el tipo de interacción entre los elementos del sistema presa-cimiento-embalse, el tipo de análisis dinámico (pseudo-estático, modal, lineal en el dominio del tiempo, no lineal en el dominio del tiempo), etc.

Propiedades de los materiales

En la medida en que las propiedades elásticas de los materiales varían en función del tipo de carga (estática, dinámica) y en el caso de las cargas dinámicas, en función de su frecuencia y magnitud, existe incertidumbre en la asignación de los valores para el análisis. Además, en el caso de utilizar complejos modelos constitutivos con muchos parámetros, existe una gran incertidumbre sobre los resultados obtenidos, si solamente unos pocos de esos parámetros se conocen con cierta precisión.

Uno de los parámetros principales que controla el comportamiento de las presas de gravedad es el coeficiente de amortiguamiento (“damping ratio”) cuya estimación siempre está sujeta a la interpretación del ingeniero analista.

Otro parámetro fundamental es la resistencia a la tracción del hormigón, puesto que su valor estimado en laboratorio mediante rotura de probetas puede reducirse del orden de un 50% debido al fenómeno de escala (“size-effect”). Por otro lado, la resistencia dinámica a la tracción es superior en un porcentaje del orden del 50% en el caso de ensayos de rotura rápida frente a la rotura lenta.

Método de análisis dinámico

La elección del método de análisis conlleva una serie de incertidumbres adicionales (método pseudo-estático, análisis modal, análisis dinámico en el dominio del tiempo). Incluso una vez seleccionado el método, surgen otras cuestiones como la elección de la densidad de mallado en un modelo de elementos finitos, la hipótesis de incompresibilidad del agua del embalse, la cantidad de energía absorbida en el fondo del embalse o el tipo de interacción entre presa y cimiento.

Criterios de seguridad

La elección del criterio para verificar la seguridad tras el análisis también introduce incertidumbre en el proceso. En presas de hormigón se suele utilizar como criterio la no excedencia de la máxima tensión de tracción que la presa puede resistir. Para eventos sísmicos de gran magnitud, este criterio es de dudosa validez, por cuanto las tensiones serán excedidas con toda seguridad, pero durante un corto lapso de tiempo.

Por tanto, es preferible utilizar, sobre todo si se analiza la estabilidad al deslizamiento, un criterio alternativo, como los desplazamientos evaluados durante el sismo y los desplazamientos y aperturas de fisura remanentes tras la acción sísmica. El valor máximo admisible para estos valores no es fácil de establecer, habiendo propuesto algunos autores valores de desplazamientos de la presa admisibles del orden de varios centímetros (véase Bureau [24]).

11.1.9.2.- Definición de la acción sísmica

El modelo de análisis sísmico escogido es el pseudo-estático, en base a las recomendaciones de la normativa española para una presa de categoría A situada en una zona de intensidad sísmica media.

La definición de zona de sismicidad media que recoge la Guía Técnica nº2 procede, a su vez, de la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-94 (véase Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Medio Ambiente [96]), que era la vigente en el momento de su redacción. Esta norma proporciona un mapa de Peligrosidad Sísmica de España, de forma que el territorio queda dividido en tres grandes zonas en función de la *aceleración sísmica básica*, denominadas de sismicidad alta, media y baja, respectivamente.

Según esta norma, en una zona de sismicidad media la aceleración sísmica horizontal en la superficie del terreno correspondiente a un periodo de retorno de 500 años es igual o superior a 0.04g e inferior a 0.13g. La aceleración sísmica básica en el emplazamiento de la presa objeto de estudio es de 0.06g.

En la documentación técnica de la presa objeto de estudio no hay un estudio sismológico que defina, para el emplazamiento, la probabilidad de ocurrencia de asociada a distintos valores de la acción sísmica.

Puesto que un estudio de este tipo queda fuera del ámbito de esta tesis doctoral, se ha optado por utilizar las recomendaciones de la Guía Técnica nº3 “Estudios geológico-geotécnicos y de prospección de materiales” (véase CNEGP [35]) que, a falta de datos más precisos, aconseja estimar el valor de las aceleraciones sísmicas máximas horizontales, a (m/s^2), correspondientes un periodo de retorno dado, T (años), a partir de la aceleración sísmica máxima horizontal correspondiente al periodo de retorno de 500 años (también denominada *aceleración sísmica básica*), a_b (m/s^2), mediante (11.11). La curva de aceleraciones resultante se recoge en la Figura 11.22.

$$a(T) = a_b \cdot \left(\frac{T}{500} \right)^{0.37} \quad (11.11)$$

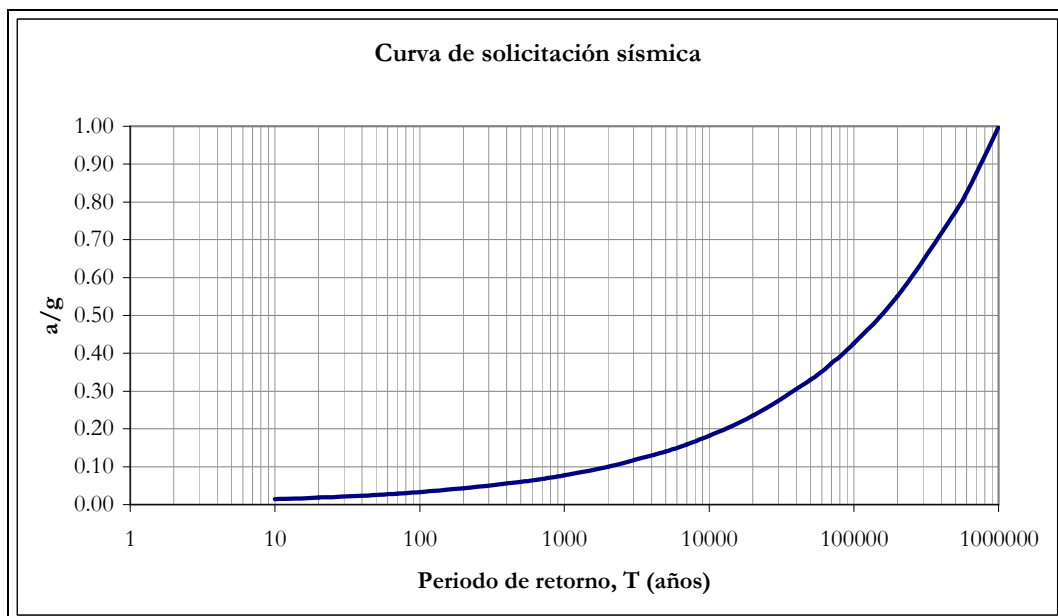


Figura 11.22: Curva de sollicitación sísmica en función del periodo de retorno.

Un problema de este procedimiento es el desconocimiento sobre la incertidumbre asociada al valor de la acción sísmica así determinado. En cualquier caso, las aceleraciones obtenidas mediante esta expresión son consistentes con las utilizadas en los cálculos existentes de la presa objeto de estudio.

Otra forma de representar la probabilidad de ocurrencia de la acción sísmica es mediante el concepto de Probabilidad Anual de Excedencia, como se recoge en la Figura 11.23. La Probabilidad Anual de Excedencia representa la probabilidad de que en un año cualquiera se presente un evento sísmico de una intensidad superior a una determinada. El valor de la probabilidad anual de excedencia corresponde a la inversa del periodo de retorno.

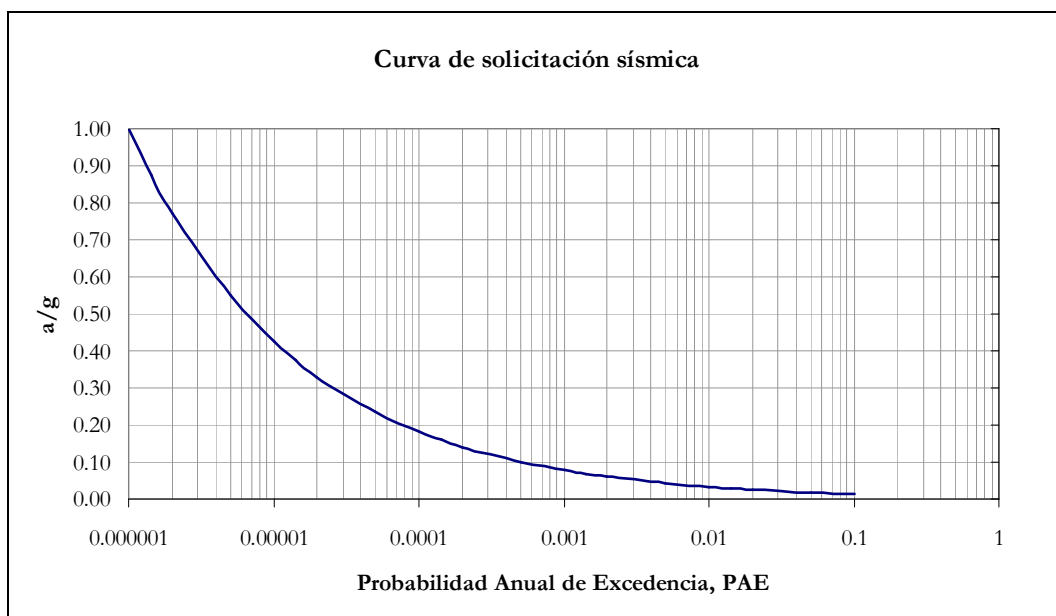


Figura 11.23: Curva de sollicitación sísmica en función de la Probabilidad Anual de Excedencia.

El método pseudo-estático no considera la naturaleza oscilatoria y transitoria del fenómeno sísmico ni la amplificación de las fuerzas inerciales con la altura de la presa. Se considera la acción sísmica mediante dos efectos:

- la inducción de fuerzas estacionarias sobre la presa y sobre la porción de terreno situada por encima del plano de deslizamiento
- la acción hidrodinámica debida a la interacción presa-embalse

Las fuerzas inerciales sobre presa y terreno se traducen en fuerzas estacionarias que se aplican sobre el centro de gravedad de las masas, por medio de coeficientes sísmicos de empuje horizontal y vertical.

En general, a cada volumen elemental, V , del cuerpo analizado, de densidad ρ , se le aplica una fuerza, F_i , en la dirección i , de valor dado por la expresión (11.12), donde k_i es el coeficiente sísmico correspondiente a la dirección i , que depende de la intensidad sísmica de la zona.

$$F_i = k_i g \rho V \quad (11.12)$$

De acuerdo con la normativa española el coeficiente sísmico k_i se calcula mediante la expresión (11.13), donde ' a/g ' es la fracción de g de la aceleración sísmica considerada y ' r ' es un coeficiente reductor debido a la estacionariedad de la acción ($r = 1.5$).

$$k_i = \frac{a}{g} \times \frac{1}{r} \quad (11.13)$$

Con el método pseudo-estático se considera una aceleración sísmica vertical igual a la mitad de la horizontal, mientras que en el caso de emplear el análisis modal o el análisis dinámico la aceleración vertical suele considerarse como un 70% de la horizontal.

En una comprobación a deslizamiento la situación de cálculo corresponde a una acción sísmica que genera fuerzas horizontales dirigidas hacia aguas abajo (incremento de fuerzas deslizantes) y fuerzas verticales dirigidas hacia arriba, y que por tanto, reducen el valor de la componente normal al plano de cimentación (reducción de fuerzas resistentes).

La acción hidrodinámica por la interacción presa-embalse se traduce en un empuje estacionario sobre el paramento de aguas arriba de la presa de acuerdo con la formulación propuesta por Westergaard, recogida en (11.14).

$$P_h = P_0 \cdot k_h \cdot \gamma_w \sqrt{H \cdot y} \quad (11.14)$$

donde:

- P_h : presión sobre el paramento a la profundidad " y "
- P_0 : presión adimensional de Westergaard ($P_0 = 7/8$)
- k_h : coeficiente sísmico horizontal
- γ_w : peso específico del agua ($\gamma_w = 9810 \text{ N}$)
- H : máximo nivel de agua en el embalse
- y : profundidad a la que se evalúa la sobrepresión dinámica

Como se puede observar, todas las variables se consideran determinadas, excepto el valor del coeficiente sísmico, dependiente de la aceleración sísmica, que a su vez viene definida por el escenario de cálculo. Por tanto, fijado el valor de la aceleración, esta sobrepresión se considera totalmente determinada.

11.2.- Propiedades de los materiales. Caracterización probabilística

Para realizar el análisis tensional y de estabilidad de la presa de estudio es preciso conocer las propiedades que caracterizan el comportamiento tenso-deformacional y resistente de los materiales presentes. Éstos son, por un lado, el hormigón que constituye el cuerpo de presa, y, por otro, el material rocoso que forma la cimentación. Además, es preciso conocer las propiedades que gobiernan el comportamiento de la zona de contacto entre presa y cimiento. Además, hay que tener en cuenta las distintas propiedades que exhiben los materiales en función de que el tipo de acciones sean estáticas o dinámicas.

11.2.1.- Propiedades del hormigón

11.2.1.1.- Descripción del material

El hormigón de la presa es un material caracterizado por la presencia de juntas, tanto verticales (juntas perpendiculares al eje de la presa entre bloques contiguos, juntas paralelas al eje de la presa) como horizontales (juntas de hormigonado entre tongadas). En el análisis tensional y de estabilidad en 2D, las juntas más relevantes para el análisis son las juntas horizontales producidas durante el proceso de hormigonado de la presa, así como eventuales juntas transversales a la sección, por ejemplo, entre cuerpo de presa y cuenco amortiguador.

De este modo, se considera, por un lado, las propiedades del hormigón, y, por otro, las propiedades relativas a las juntas. Para el hormigón se consideran tanto las propiedades tenso-deformacionales (función del modelo constitutivo adoptado: elástico, plástico, etc.) como las propiedades resistentes (tensión resistente de compresión y tensión resistente de tracción). Para las juntas, las propiedades más relevantes son la resistencia a tracción y la resistencia al corte.

11.2.1.2.- Propiedades tenso-deformacionales estáticas del hormigón

Los dos parámetros del modelo de sólido elástico son el módulo de elasticidad, E , y el coeficiente de Poisson, ν . Para el hormigón de la presa se emplea, en todos los casos, los parámetros tenso-deformacionales deducidos a partir de los ensayos realizados sobre testigos extraídos de la presa. Los datos de los ensayos realizados se han obtenido del documento RAGS-04 [147].

Para el hormigón se realizó un ensayo sobre una única probeta que arrojó los siguientes resultados: $E = 150000 \times 10^5$ Pa y $\nu = 0.24$.

Los parámetros elásticos que utiliza el modelo de diferencias finitas son el módulo de rigidez volumétrica, K , y el módulo de rigidez a cortante, G , que se relacionan con los parámetros E y ν mediante (11.15).

$$\begin{aligned} K &= \frac{E}{3(1-2\nu)} \\ G &= \frac{E}{2(1+\nu)} \end{aligned} \tag{11.15}$$

Los valores resultantes son $K = 9.615 \times 10^9$ Pa y $G = 6.048 \times 10^9$ Pa.

Los parámetros del modelo elástico no se consideran inicialmente como variables aleatorias.

En el caso de emplear un modelo de plasticidad para el hormigón, resulta adecuado para este tipo de material utilizar un modelo de tipo Mohr-Coulomb (véase Vermeer y de Borst [137]). El modelo plástico introduce respecto al modelo elástico un Criterio de Plasticidad, f , que representa una superficie límite en el espacio de tensiones. Alcanzada esta superficie (es decir, cuando $f = 0$), se producen las deformaciones plásticas, de acuerdo con una determinada Ley de Fluencia, que depende de una función escalar, g , denominada “potencial plástico”.

El modelo plástico de Mohr-Coulomb se puede plantear en términos de plasticidad asociada o de plasticidad no asociada. El Criterio de Plasticidad en el modelo Mohr-Coulomb, tanto si es asociado como si no, se expresa como:

$$f = \tau^* - \sigma^* \operatorname{sen} \varphi - c \cos \varphi = 0 \quad (11.16)$$

Donde φ es el ángulo de rozamiento interno del hormigón, c es la cohesión del hormigón, τ^* es el radio del círculo de Mohr y σ^* es el centro del círculo de Mohr, definidos a partir de los componentes del tensor de tensiones como:

$$\begin{aligned} \tau^* &= \sqrt{\left(\frac{\sigma_{xx} - \sigma_{yy}}{2}\right)^2 + \sigma_{xy}^2} \\ \sigma^* &= -\frac{(\sigma_{xx} + \sigma_{yy})}{2} \end{aligned} \quad (11.17)$$

En el modelo de Mohr-Coulomb de plasticidad asociada se cumple que el potencial plástico, g , coincide con el criterio de plasticidad, f , de modo que:

$$g = \tau^* - \sigma^* \operatorname{sen} \varphi - c \cos \varphi \quad (11.18)$$

Por tanto, el modelo queda definido únicamente mediante dos parámetros: φ y c . En el modelo de Mohr-Coulomb de plasticidad no asociada la expresión del potencial plástico es distinta, y depende de un tercer parámetro, ψ , denominado ángulo de dilatación, que representa los cambios de volumen que se producen en el material debidos a la deformación angular cuando se encuentra en un estado de plastificación. Así como en la zona elástica las deformaciones angulares están controladas por el coeficiente de Poisson, ν , en la zona plástica las deformaciones angulares están controladas por el ángulo de dilatación, ψ . La nueva expresión del potencial plástico, g , es la recogida en (11.19).

$$g = \tau^* - \sigma^* \operatorname{sen} \psi + c \operatorname{ctg} \psi \quad (11.19)$$

El hormigón como material presenta el fenómeno de la dilatación (véase Vermeer y de Borst, [137]). Este fenómeno se magnifica en problemas en los que el material presenta cierto grado de confinamiento, como es el caso del hormigón del cuerpo de una presa de gravedad, analizado en 2D en hipótesis de deformación plana, donde existe confinamiento lateral. En problemas de tensión plana, sin confinamiento lateral, como puede ser el caso de una viga, la influencia de la dilatación es despreciable.

Los materiales con mayor ángulo de dilatación presentan una respuesta más rígida que los materiales con menores ángulos de dilatación, cuyas deformaciones son mayores. Los modelos de plasticidad asociada, que no consideran explícitamente el fenómeno de la dilatación, se comportan como si el ángulo de dilatación fuera igual al ángulo de rozamiento interno ($\psi = \varphi$). En la realidad, el ángulo de dilatación es menor que el ángulo de rozamiento interno del material ($\psi < \varphi$), por lo que los modelos de plasticidad no asociada presentarán mayores deformaciones.

No hay datos directos de ensayos que permitan conocer los valores del ángulo de rozamiento y de la cohesión del hormigón de la presa de estudio. Por tanto, hay que recurrir a datos publicados. De acuerdo con los valores recogidos por Ruggeri et al [111] se adopta para el hormigón un ángulo de rozamiento interno de $\varphi = 52^\circ$ y una cohesión de $c = 25 \times 10^5$ Pa. Los parámetros del modelo plástico no se consideran inicialmente como variables aleatorias.

La superficie de fluencia definida es abierta en la zona de tensiones de compresión y en la zona de tracciones se trunca para evitar que el dominio se extienda más allá de la resistencia a tracción del material. En este caso, la resistencia a tracción del hormigón, como se justifica en el siguiente epígrafe, toma un valor medio de $\sigma_{t,c} = 14.71 \times 10^5$ Pa. Este valor, en la medida en que constituye un parámetro del modelo plástico, no se considera variable aleatoria.

Se comprueba que el valor adoptado está por debajo del máximo posible, dado por (11.20).

$$\sigma_{t,c,\max} = \frac{c}{\tan \phi} = \frac{25 \times 10^5}{\tan(52)} = 19.53 \times 10^5 \text{ Pa} \quad (11.20)$$

11.2.1.3- Propiedades tenso-deformacionales dinámicas del hormigón

De acuerdo con los ensayos realizados por Hatano y recogidos por Katayama (véase Katayama [75]), el módulo de elasticidad dinámico deducido de ensayos aumenta con el nivel de carga del ensayo para una misma frecuencia de la carga, y aumenta con la frecuencia para un mismo nivel de carga. Los valores obtenidos en los ensayos realizados se encuentran entre 200000×10^5 Pa y 350000×10^5 Pa.

El coeficiente de Poisson resulta ser independiente de la frecuencia de la carga, y su valor se mueve entre 0.15 y 0.22

11.2.1.4.- Propiedades resistentes estáticas del hormigón

Resistencia a compresión estática

Se dispone de datos de dos ensayos de resistencia a compresión simple realizados sobre probetas extraídas de la presa de estudio, que arrojaron valores de 131×10^5 Pa y 128×10^5 Pa.

La resistencia a compresión del hormigón se considera una variable aleatoria. La función de distribución elegida es la Normal. El valor medio se asigna en función de los datos de los dos ensayos disponibles. Puesto que no se dispone de suficiente información procedente de ensayos como para estimar la varianza, se utiliza el concepto del coeficiente de variación (véase Hoek [61]), al que se le asigna un valor relativamente alto, de 0.10, a la vista de las dudas sobre la calidad del hormigón expresadas en el documento RAGS-04.

Con estos datos, la resistencia a compresión queda definida del siguiente modo:

$$\sigma_{c,c} \sim N(130.00 \times 10^5; (13.00 \times 10^5)^2) \quad (11.21)$$

En la Figura 11.24 se recoge la función de densidad de probabilidad correspondiente. En el Cuadro 11.15 se recogen las principales características de la función.

En este caso la función de probabilidad no se ha truncado puesto que se considera creíble obtener valores de la resistencia a compresión en las zonas situadas a una distancia de hasta cinco desviaciones típicas de la media, que delimitan prácticamente toda la masa de probabilidad.

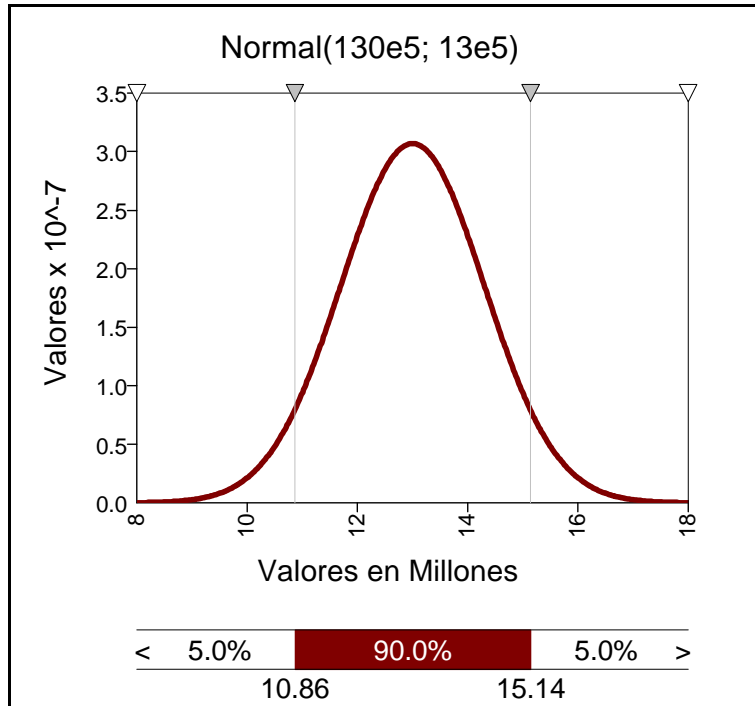


Figura 11.24: Resistencia a compresión estática del hormigón. Densidad de probabilidad.

Cuadro 11.15: Resistencia a compresión estática del hormigón. Características.

| | |
|---------------------------------|------------------------|
| Tipo de función de probabilidad | Normal |
| Valor mínimo (Pa) | - Infinito |
| Valor máximo (Pa) | + Infinito |
| Media (Pa) | 130.00×10 ⁵ |
| Desviación típica (Pa) | 13.00×10 ⁵ |
| Sesgo | 0.00 |
| Coefficiente de variación | 0.10 |

Resistencia a tracción estática

La resistencia a tracción se considera, en general, como una variable aleatoria, normalmente distribuida, excepto como parte integrante del modelo plástico del hormigón, donde se le asigna un valor fijo, como al resto de variables de dicho modelo.

A falta de datos procedentes de ensayos, se utilizan las prescripciones de la normativa española de hormigón vigente, “Instrucción del hormigón estructural EHE” (véase Ministerio de Fomento [95]), para definir los parámetros de la distribución. En esta normativa se asignan valores a los cuantiles del 5%, 50% y 95% de la distribución de la resistencia a tracción de proyecto en función de un valor de la resistencia a compresión de proyecto, concretamente del correspondiente al cuantil del 5% de la distribución de resistencias de compresión ($\sigma_{c,k,5\%}$). Expresando las resistencias en unidades de N/mm², las expresiones de la normativa española resultantes son las mostradas en (11.22).

$$\begin{aligned}
 \sigma_{t,c,5\%} &= 0.21(\sigma_{c,k,5\%})^{2/3} \\
 \sigma_{t,c,50\%} &= 0.30(\sigma_{c,k,5\%})^{2/3} \\
 \sigma_{t,c,95\%} &= 0.39(\sigma_{c,k,5\%})^{2/3}
 \end{aligned}
 \tag{11.22}$$

De acuerdo con la función de probabilidad adoptada para la resistencia a compresión, el cuantil del cinco por cien de la misma corresponde al valor de $\sigma_{c,c,5\%} = 108.62 \times 10^5$ Pa (10.86 N/mm²). Por tanto, aplicando (11.22), pueden obtenerse los valores de los cuantiles del 5%, 50% y 95% de la resistencia a tracción, resultando $\sigma_{t,c,5\%} = 10.30 \times 10^5$ Pa; $\sigma_{t,c,50\%} = 14.71 \times 10^5$ Pa; y $\sigma_{t,c,95\%} = 19.13 \times 10^5$ Pa.

Adoptando para la resistencia a tracción una distribución de probabilidad Normal, se tiene que la media de la resistencia a tracción es $\mu = 14.71 \times 10^5$ Pa. La obtención de la desviación típica correspondiente, σ , es inmediata mediante el uso de la variable normal estándar tipificada, Z .

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma} \tag{11.23}$$

El cuantil del 95% de la variable normal tipificada, $z_{95\%}$, se obtiene de forma inmediata de las tablas publicadas.

$$\begin{aligned}
 \Phi(z_{95\%}) &= 0.95 \\
 z_{95\%} &= \Phi^{-1}(0.95) = 1.644860
 \end{aligned}
 \tag{11.24}$$

Basta con despejar la desviación típica en la ecuación (11.23) y sustituir.

$$\sigma = \frac{x - \mu}{z} = \frac{19.13 \times 10^5 - 14.71 \times 10^5}{1.644860} = 2.687 \times 10^5 \tag{11.25}$$

Puesto que la resistencia a tracción no puede ser inferior a cero, y la distribución normal es una función no acotada, se realiza el truncamiento simétrico de la misma en el intervalo $[0; 2\mu]$, es decir, en el intervalo $[0; 29.42 \times 10^5]$. Al trincar la función es preciso corregir la desviación típica, para recoger adecuadamente el efecto de reducción de la varianza que se produce al recortar las colas de la distribución original. Con el truncamiento propuesto, la función queda definida de acuerdo con (11.26).

$$\sigma_{ti} \sim N(14.71 \times 10^5; (2.687 \times 10^5)^2) \text{ definida en el intervalo } [0, 29.42 \times 10^5] \tag{11.26}$$

En la Figura 11.25 se recoge la función de densidad de probabilidad correspondiente. En el Cuadro 11.16 se recogen las principales características de la función.

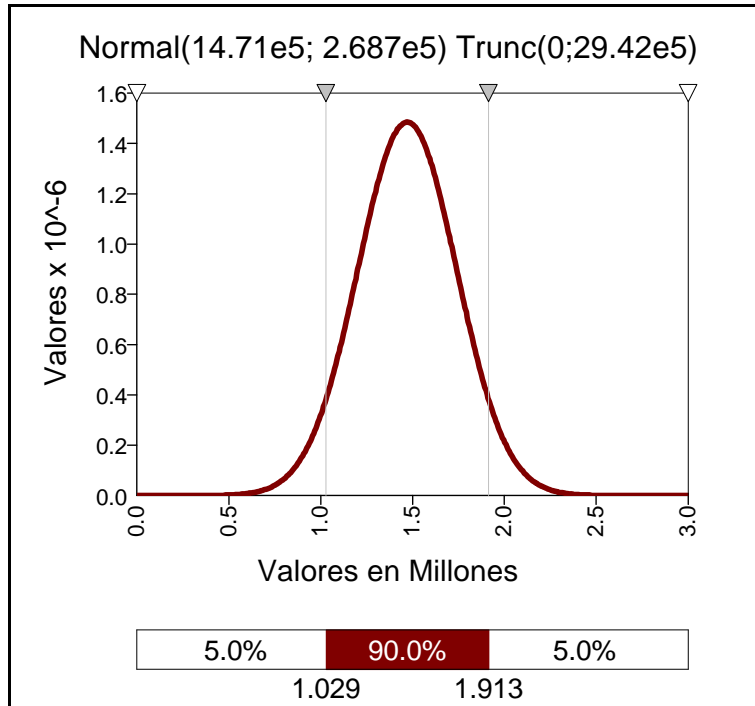


Figura 11.25: Resistencia a tracción estática del hormigón. Densidad de probabilidad.

Cuadro 11.16: Resistencia a tracción estática del hormigón. Características.

| | |
|---------------------------------|-----------------------|
| Tipo de función de probabilidad | Normal |
| Valor mínimo (Pa) | 0.00 |
| Valor máximo (Pa) | 29.42×10 ⁵ |
| Media (Pa) | 14.71×10 ⁵ |
| Desviación típica (Pa) | 2.69×10 ⁵ |
| Sesgo | 0.00 |
| Coefficiente de variación | 0.18 |

11.2.2.- Propiedades en las juntas horizontales del hormigón

11.2.2.1.- Resistencia a tracción en las juntas del hormigón

Como ha sido puesto de relieve en diversos estudios realizados sobre presas de hormigón, en las juntas horizontales del hormigón se puede movilizar una resistencia a tracción apreciable (véase Stone & Webster [124], Pacelli et al [100], Leclerc et al [79] y McColm et al [88]). De acuerdo con los resultados obtenidos de estas investigaciones, la resistencia a la tracción en juntas no tratadas en presas existentes presenta un valor medio del 60% de la resistencia a tracción de la masa de hormigón.

En juntas tratadas, los valores medios de la resistencia a tracción en la junta son aún mayores, situándose en el orden del 80% de la resistencia a tracción de la masa de hormigón. No se dispone de datos de ensayos de resistencia a tracción correspondientes a las juntas de la presa de estudio. Sin embargo, se sabe que en 1988 se realizó una inyección de juntas en todo el cuerpo de presa, excepto en el aliviadero, debido a unas filtraciones que habían sido detectadas en juntas horizontales del hormigón de dos bloques de la presa. En los bloques centrales correspondientes al aliviadero no se han producido filtraciones a través de las juntas. A pesar de ello, en el año 2006 se realizó la inyección de los bloques centrales del aliviadero. Por ello, es de esperar un buen comportamiento en las juntas.

A la vista de esta información, se considera que la resistencia a tracción en las juntas del hormigón, $\sigma_{t,c,j}$, es una variable aleatoria, normalmente distribuida, con un valor medio (cuantil del 50%) igual al 80% del valor medio de la resistencia a tracción del hormigón, $\sigma_{t,c}$.

$$\sigma_{t,c,j,50\%} = 0.8 \cdot \sigma_{t,c,50\%} = 0.8 \times 14.71 \times 10^5 = 11.77 \times 10^5 \quad (11.27)$$

La media de la distribución de la resistencia a tracción en las juntas alcanza un valor, por tanto, de $\mu = 11.77 \times 10^5$ Pa. Para obtener la forma de la distribución se recurre de nuevo al concepto del coeficiente de variación. Debido a la limitada cantidad de información, se asigna a la distribución un coeficiente de variación significativo, de 0.20. De este modo, la desviación típica (σ) de la distribución se obtiene mediante (11.28).

$$\sigma = 0.20\mu = 0.20 \times 11.77 \times 10^5 = 2.35 \times 10^5 \quad (11.28)$$

De nuevo, puesto que la resistencia a tracción en las juntas no puede ser inferior a cero, y la distribución normal es una función no acotada, se realiza el truncamiento de la misma en el intervalo $[0; 2\mu]$, es decir, en el intervalo $[0; 23.54 \times 10^5]$, con la consiguiente corrección de la desviación típica, de modo que la función queda definida por (11.29).

$$\sigma_{t,c,j} \sim N(11.77 \times 10^5; (2.35 \times 10^5)^2) \text{ definida en el intervalo } [0, 23.54 \times 10^5] \quad (11.29)$$

En la Figura 11.26 se recoge la función de densidad de probabilidad correspondiente. En el Cuadro 11.17 se recogen las principales características de la función.

11.2.2.2.- Resistencia al corte en las juntas horizontales del hormigón

Para modelar el comportamiento de las juntas horizontales en el hormigón se puede utilizar diversas aproximaciones: modelos elastoplásticos (del tipo Mohr-Coulomb), modelos de fractura lineal y modelos de fractura no lineal (véase Ruggeri et al [111]).

En este caso, la resistencia al corte en las juntas horizontales del hormigón se modela mediante el criterio de Mohr-Coulomb, que relaciona de forma lineal las tensiones normales a la junta con las tensiones tangenciales movilizadas.

En realidad, este modelo es una aproximación, por cuanto la envolvente de la relación entre tensiones normales y tangenciales no sigue una línea recta sino que presenta una forma curva, para lo cual diversos autores han propuesto modelos alternativos, como el de Barton-Choubey (véase Barton y Choubey [8] y Hoek [61]) o el de Hoek-Brown (véase Hoek [59]). Estos modelos tienen su origen en el análisis de las juntas en macizos rocosos.

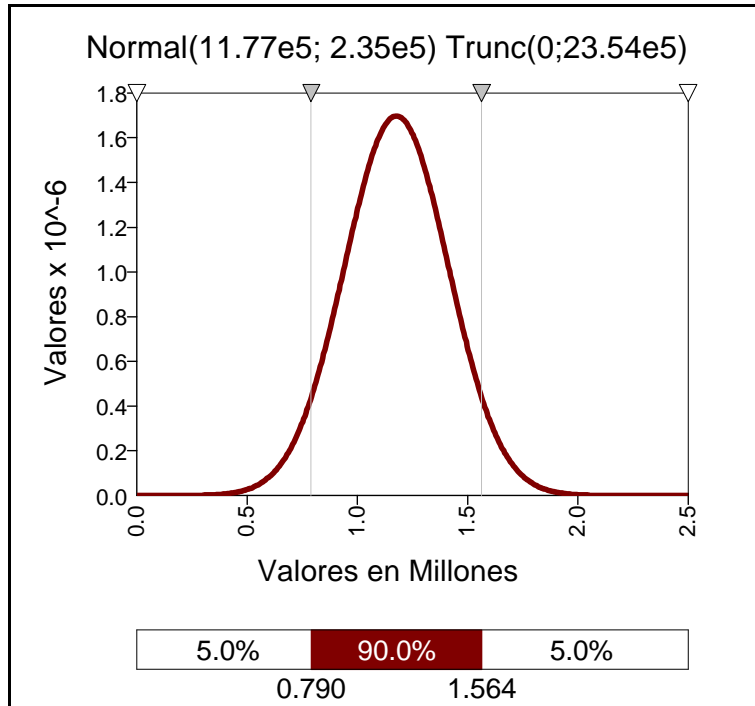


Figura 11.26: Resistencia a tracción en las juntas del hormigón. Densidad de probabilidad.

Cuadro 11.17: Resistencia a tracción en las juntas del hormigón. Características.

| | |
|---------------------------------|-----------------------|
| Tipo de función de probabilidad | Normal |
| Valor mínimo (Pa) | 0.00 |
| Valor máximo (Pa) | 23.54×10 ⁵ |
| Media (Pa) | 11.77×10 ⁵ |
| Desviación típica (Pa) | 2.35×10 ⁵ |
| Sesgo | 0.00 |
| Coefficiente de variación | 0.20 |

Se opta realizar el análisis por el modelo más sencillo y, aplicando el Principio de Parsimonia Estadística, por el de menos parámetros, que es el modelo de Mohr-Coulomb. Las propiedades que gobiernan la resistencia al corte en las juntas del hormigón en el modelo de Mohr-Coulomb son el ángulo de rozamiento, ϕ , y la cohesión, c . Mediante ensayos de laboratorio se pueden obtener los valores máximos o de pico, correspondientes a la máxima resistencia movilizable, que se produce a bajos niveles de desplazamiento relativo entre las superficies en contacto en la junta, y los valores residuales, correspondientes a los valores mínimos que se obtienen una vez se produce un movimiento relativo significativo entre las superficies en contacto en la junta, como se ilustra en la Figura 11.27. No se dispone de datos de ensayos sobre muestras de la presa de estudio, por lo que se utilizan los valores de referencia recogidos en la bibliografía (véase Stone & Webster [124]; Pacelli, Andriolo y Sarkaria [100]; McLean y Pierce [90]). En principio, estas variables no se consideran variables aleatorias. Para los valores máximos se adopta un ángulo de rozamiento pico de $\phi_{j,p} = 56^\circ$ y una cohesión pico de $c_{j,p} = 22 \times 10^5$ Pa y para los valores mínimos se adopta un ángulo de rozamiento residual de $\phi_{j,r} = 48^\circ$ y una cohesión residual de $c_{j,r} = 5 \times 10^5$ Pa.

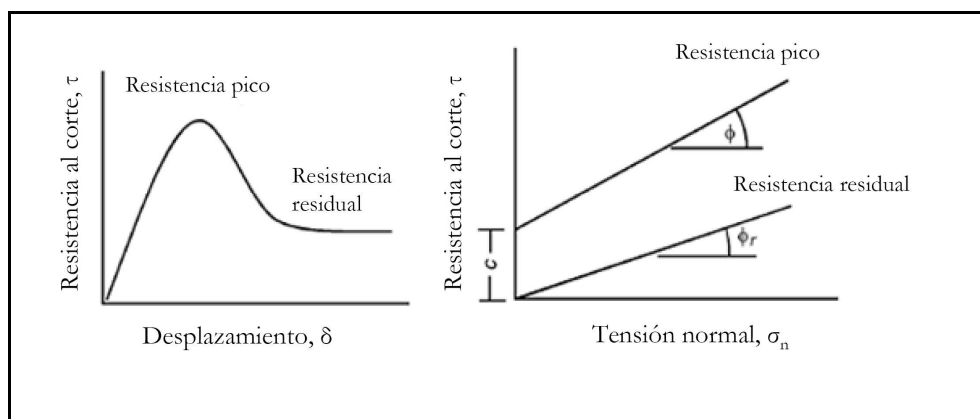


Figura 11.27: Resistencia al corte de pico y residual juntas del hormigón.

11.2.3.- Propiedades del macizo de cimentación

11.2.3.1.- Estructura del macizo rocoso

La estratigrafía de la zona donde se encuentra el cierre del embalse, está constituida por los siguientes materiales litológicos, de abajo a arriba y teniendo en cuenta que todos ellos están concordantes y con una inclinación de unos 35° al ENE, buzando hacia aguas abajo, si bien la dirección del río en la entrada al congosto es oblicua respecto al rumbo de buzamiento de los estratos:

- Calizas arenáceo-margosas del Jurásico, piso Oxfordiense, con buenas condiciones de solidez e impermeabilidad.
- Alternancia regular y monótona de calizas algo margosas en bancos de unos 20 cm con intercalaciones de margas arcillosas de espesor menor de 5 cm. Este tramo está situado al respaldo del anterior y por lo tanto de la presa. Está bien desarrollado en la zona del estribo izquierdo y aparece también en el derecho y acaba hundiéndose bajo el lecho del río, como se observa en las figuras 11.28 y 11.29.
- Calizas en capas de medio a un metro de espesor, que en su zona superior pasan a bancos muy potentes de calizas marmóreas fuera de la acción de las aguas debido a su emplazamiento elevado.

La clasificación del macizo rocoso se ha realizado mediante la índice geomecánico RMR (véase Bieniawski [12, 13 y 14]), a partir de datos obtenidos de 7 estaciones geomecánicas. La clasificación tiene en cuenta parámetros como la resistencia uniaxial de la matriz rocosa, el grado de fracturación en términos del índice RQD, el espaciado de las discontinuidades, las condiciones de las discontinuidades y las condiciones hidrogeológicas.

El macizo rocoso, según la información disponible del RAGS-04, se clasifica como clase III media, habiéndose obtenido índices RMR de 49 en 6 de las 7 estaciones geomecánicas y un RMR de 52 en la estación restante. Estos valores se han obtenido sin tener en cuenta la corrección por la orientación de las juntas, y asignando siempre el valor máximo de 15 puntos a las condiciones hidrogeológicas. Por tanto, se trata de valores RMR en condición “seca”. La resistencia de la roca matriz obtenida en las estaciones geomecánicas está comprendida entre 640×10^5 Pa y 720×10^5 Pa, con un valor medio de 688.57×10^5 Pa. El índice RQD está comprendido entre 88 y 100. La separación entre diaclasas varía entre 0.15 y 0.50 m. La apertura de las diaclasas oscila entre 5 y 50 mm.

11.2.3.2.- Roca matriz

Sobre testigos de roca caliza extraídos de sondeos se realizaron dos ensayos de compresión uniaxial, obteniéndose valores de 291×10^5 Pa y de 1039×10^5 Pa, así como dos ensayos de densidad relativa obteniéndose unos valores de 2674 kg/m^3 y de 2679 kg/m^3 . Sobre dos testigos de roca caliza se realizaron ensayos de determinación del módulo de elasticidad y del coeficiente de Poisson. Los resultados obtenidos fueron de $E = 52900 \times 10^5$ Pa y $\nu = 0.259$ en un caso y de $E = 52300 \times 10^5$ Pa y $\nu = 0.259$ en el otro.



Figura 11.28: Diaclasado del macizo rocoso en el estribo derecho de la presa (Fuente: Membrillera [92]).

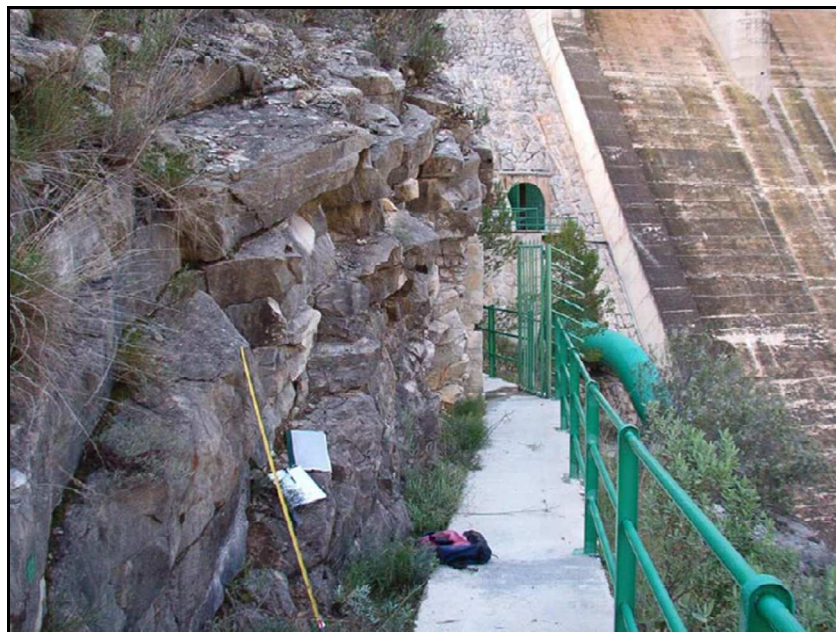


Figura 11.29: Detalle del macizo rocoso en el estribo derecho de la presa (Fuente: Membrillera [92]).

11.2.3.3.- Juntas del macizo rocoso

Las discontinuidades observadas en las estaciones geomecánicas presentan un espaciado calificado como “separado”, con valores comprendidos en el intervalo entre 0.20 y 0.60 m.

Las juntas con mayor continuidad (superior a 20 m) presentan una apertura que se califica en general como “muy ancha”, con valores comprendidos entre 5 y 50 mm.

El relleno de estas juntas más continuas está formado por margas arcillosas con estructura lajosa, y su resistencia estimada es de 4×10^5 Pa.

Para las juntas con menores continuidades (entre 1 y 3 m) las aperturas observadas se califican en su mayoría como “muy cerradas” (aperturas inferiores a 0.1 mm) o como “cerradas” (aperturas entre 0.1 y 0.25 mm), y, con menor frecuencia, como “parcialmente cerradas” (aperturas entre 0.25 y 0.5 mm) y como “abiertas” (apertura entre 0.5 y 2.5 mm). Solamente en una de las estaciones geomecánicas aparecen juntas con aperturas calificadas como “moderadamente abiertas” (entre 2.5 y 10 mm). El relleno de estas juntas con menor continuidad está formado por arcillas en unos casos y por calcita en otros. No se pudo determinar la resistencia de este relleno.

11.2.3.4.- Propiedades del macizo rocoso

Las propiedades tenso-deformacionales del macizo rocoso que interesa conocer son el módulo de elasticidad, E_m , y el coeficiente de Poisson, ν . En general, el comportamiento tenso-deformacional de macizos rocosos de buena calidad (altos índices RMR) está controlado principalmente por las discontinuidades, mientras que en el caso de macizos rocosos de mala calidad, la deformación de la propia matriz rocosa contribuye de forma significativa en la deformación global del macizo.

Para tener en cuenta este hecho se han propuesto relaciones entre el módulo de deformación del macizo, E_m , e índices de calidad del mismo, como el índice RMR o el índice GSI (Geological Strength Index) (véase Hoek y Brown [59]). En concreto, estos autores han propuesto la expresión (11.30) que permite estimar el valor del módulo de deformación del macizo, E_m (MPa), en función de la resistencia a compresión de la matriz rocosa, σ_{ci} (MPa) y del índice GSI.

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \times 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \times 1000 \quad (11.30)$$

Para macizos rocosos de buena calidad el índice GSI se puede obtener directamente del índice RMR mediante la ecuación (11.31), ajustando la puntuación por presencia de agua freática a 15 y ajustando la puntuación por orientación de las diaclasas a 0.

$$GSI = RMR - 5 \quad (11.31)$$

Esta expresión para la estimación de E_m ha dado buenos resultados en rocas altos índices RMR, mientras que para macizos rocosos de calidad media (clase II-III) con roca matriz de resistencia media ofrece valores que no son consistentes con los datos publicados. Por ello, para valores del RMR comprendidos entre 35 y 60 es aconsejable estimar el valor del módulo de elasticidad mediante la fórmula de Serafim & Pereira (véase Serafim y Pereira [116] y Romana [106]).

$$E_m (GPa) = 10^{\frac{(RMR-10)}{40}} \quad (11.32)$$

Se dispone de 7 valores del índice RMR “seco”, por lo que es posible realizar un ajuste estadístico y determinar de forma solamente aproximada la función de densidad de probabilidad correspondiente. La función ajustada es la recogida en (11.33).

$$RMR \text{ “seco”} \sim N(49.43; (1.13)^2) \quad (11.33)$$

Conocida esta distribución, es posible generar de forma aleatoria una muestra de valores de RMR y mediante (11.32), obtener una muestra de valores de E_m “seco”, a los que, de igual modo, se les puede realizar un ajuste de una función de probabilidad. Mediante este procedimiento se ha obtenido una muestra de 100000 valores de E_m “seco”, resultando que la función de densidad de probabilidad que mejor se ajusta a los valores muestrales es la definida en (11.34).

$$E_m \text{ “seco”}(Gpa) \sim \text{Lognormal}(9.70; (0.63)^2) \quad (11.34)$$

Puesto que en el entorno de la presa el macizo de cimentación se encuentra saturado debido a la presencia del embalse, interesa estimar el módulo de elasticidad en condiciones “saturadas”. Este módulo de elasticidad saturado, de acuerdo con datos publicados, es del orden del 60% del módulo de elasticidad “seco”. Para realizar la estimación se utiliza el método aproximado propuesto por M. Romana (véase Romana [106]), consistente en restar 10 puntos al valor del índice RMR “seco”. El método seguido ha sido, por tanto, restar 10 puntos a cada uno de los 7 valores de RMR disponibles, obteniendo una muestra de 7 valores de RMR “saturados”. A estos valores se les ha ajustado una función de probabilidad, recogida en (11.35).

$$RMR \text{ “saturado”} \sim N(39.43; (1.13)^2) \quad (11.35)$$

De forma análoga al caso anterior, se ha generado una muestra de 100000 valores de esta variable RMR “saturado”, obteniendo mediante la fórmula de Serafim & Pereira 100000 valores del módulo de elasticidad “saturado”. A estos valores se les realiza un ajuste estadístico, resultando la función de probabilidad recogida en (11.36). En la Figura 11.30 se muestra gráficamente el ajuste realizado.

$$E_m \text{ “saturado”}(Gpa) \sim \text{Lognormal}(5.45; (0.36)^2) \quad (11.36)$$

El valor medio obtenido para E_m “saturado”, 5.45 GPa, es aproximadamente el 57% del valor medio obtenido para E_m “seco”, 9.70 GPa, lo que es consistente con los datos publicados. El coeficiente de variación es de casi 0.07 en ambos casos, lo que indica una baja dispersión de valores, que se debe a la baja dispersión de los valores de RMR obtenidos en las 7 estaciones geomecánicas.

Al coeficiente de Poisson, ν , se le asigna un valor de $\nu = 0.26$, de acuerdo con el dato obtenido de rotura de dos probetas de la roca matriz.

En el caso de emplear un modelo de plasticidad para el macizo de cimentación, resulta adecuado para este tipo de material utilizar un modelo de tipo Mohr-Coulomb (véase Vermeer y de Borst [137]) o un modelo de tipo Hoek-Brown (véase Hoek [59]). A falta de datos directos, los parámetros del modelo de Mohr-Coulomb se pueden deducir a partir de los valores del RMR.

De acuerdo con la clasificación de Bieniawski, para índices RMR comprendidos entre 41 y 60, el valor de la cohesión se encuentra entre 2×10^5 Pa y 3×10^5 Pa, y el valor del ángulo de rozamiento entre 25° y 35° .

El valor medio del índice RMR obtenido es de 49.4, e interpolando linealmente entre los valores que definen el intervalo se deducen unos valores medios de 2.44×10^5 Pa para la cohesión y de 29.4° para el ángulo de rozamiento interno del macizo rocoso.

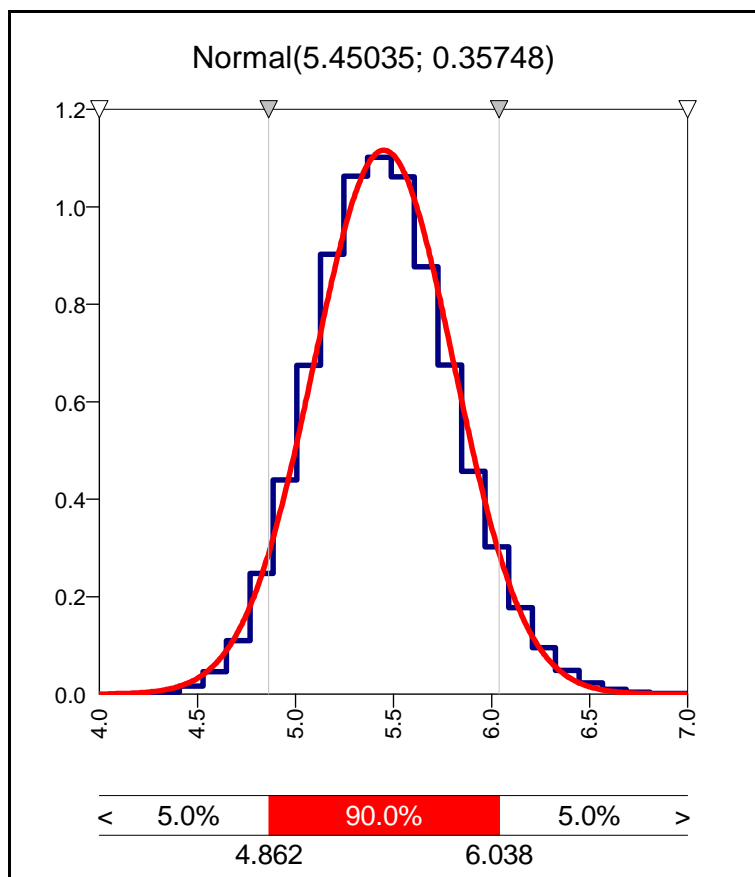


Figura 11.30: Módulo de elasticidad “saturado” (GPa). Ajuste de función de densidad de probabilidad.

11.2.3.5.- Modelo Hoek-Brown para el macizo rocoso

Para contrastar la aproximación por Mohr-Coulomb y poder estimar además los valores de la resistencia a compresión y a tracción del macizo rocoso, así como para obtener una estimación alternativa del valor del módulo de elasticidad, se puede determinar los parámetros del modelo Hoek-Brown para el macizo en estudio. La formulación es la recogida en el Capítulo 5. Para ello se parte de tres propiedades del macizo rocoso:

- Resistencia a compresión de la matriz rocosa, σ_{ci} (MPa)
- Coeficiente m_i del modelo Hoek-Brown para la matriz rocosa
- Índice GSI para el macizo rocoso

La resistencia a compresión de la matriz rocosa se determina a partir de los valores obtenidos en las 7 estaciones geomecánicas.

Estos valores arrojan unos resultados de resistencia a compresión muy similares (valor mínimo de 64 MPa, valor máximo de 72 MPa). Realizado el ajuste de una función de distribución se obtiene el resultado expresado en (11.37) y en la Figura 11.31.

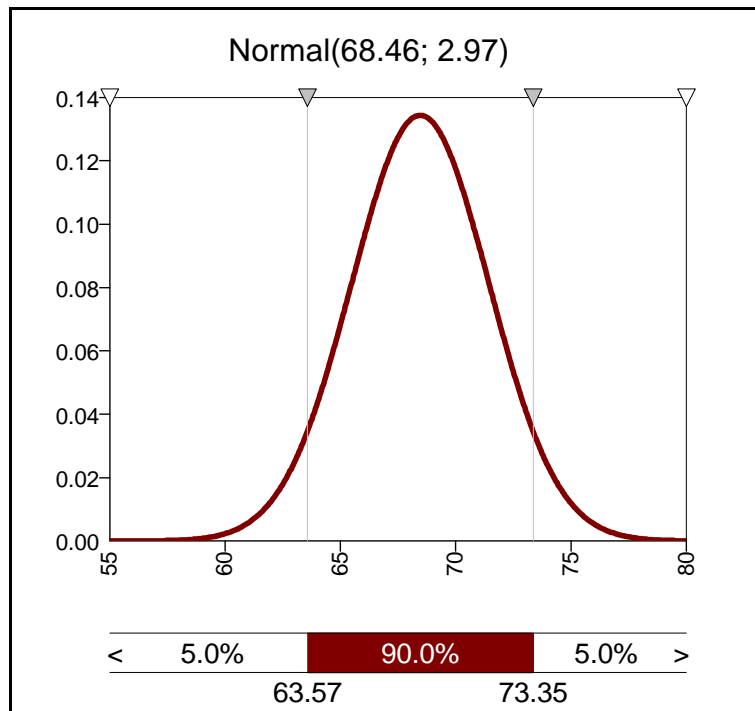


Figura 11.31: Resistencia a compresión de la roca matriz (MPa). Densidad de probabilidad.

$$\sigma_{c,i}(\text{MPa}) \sim N(68.46; (2.97)^2) \quad (11.37)$$

El coeficiente m_i del modelo Hoek-Brown se obtiene de las tablas facilitadas por los autores (véase Hoek [61]). Se realiza la hipótesis de que el coeficiente se distribuye normalmente con un coeficiente de variación de 0.10. Para una matriz rocosa caliza se estima un valor medio de 10, como se recoge en (11.38) y en la Figura 11.32.

$$m_i \sim N(10; (1)^2) \quad (11.38)$$

El índice GSI se obtiene a partir de los valores del índice RMR mediante (11.31). Ajustando una función de distribución a estos valores resulta la distribución expresada en (11.39) y en la Figura 11.33.

$$\text{GSI} \sim N(44.43; (1.13)^2) \quad (11.39)$$

Partiendo de estos tres parámetros de entrada, el modelo proporciona los 5 valores siguientes para el macizo rocoso:

- Resistencia a tracción del macizo rocoso, $\sigma_{t,m}$ (MPa)
- Ángulo de fricción ($^\circ$)
- Cohesión (MPa)
- Resistencia a compresión del macizo rocoso, $\sigma_{c,m}$ (MPa)
- Módulo de elasticidad del macizo rocoso, E_m (MPa)

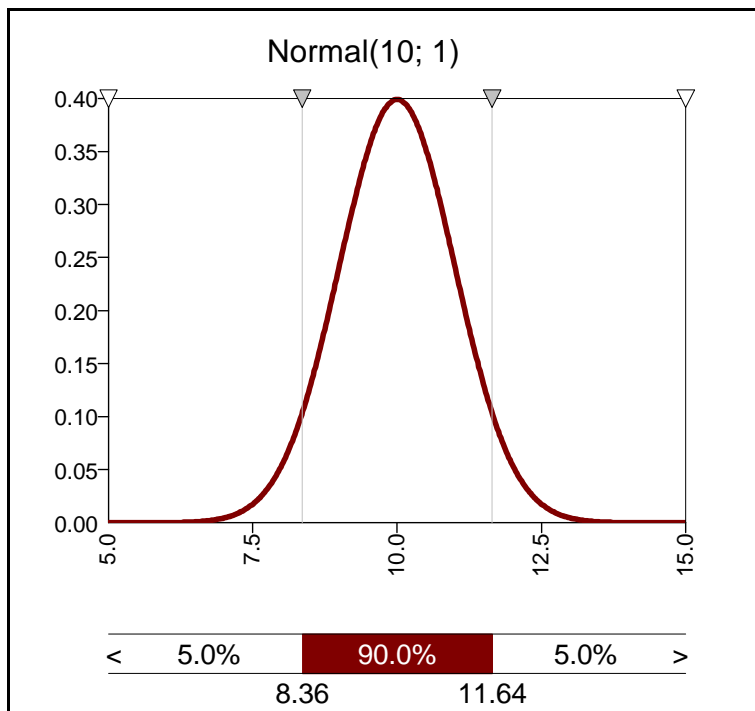


Figura 11.32: Coeficiente m_i de la roca matriz del modelo Hoek-Brown. Densidad de probabilidad.

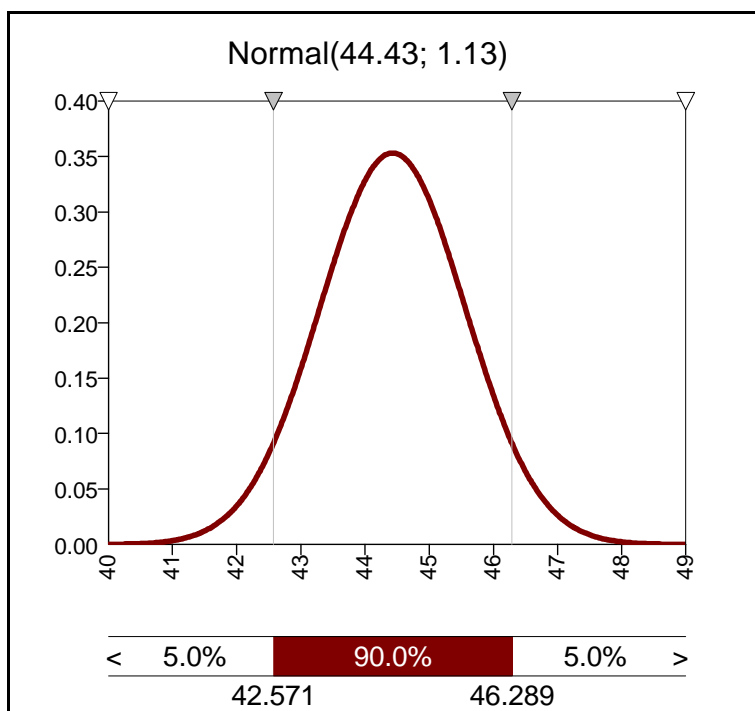


Figura 11.33: Índice GSI del macizo rocoso. Densidad de probabilidad.

Se ha programado el modelo en una hoja de cálculo, generando 100000 valores aleatorios de las 3 variables de entrada, y obteniendo en consecuencia una muestra de 100000 valores de cada uno de los 5 parámetros que definen las propiedades resistentes y tenso-deformacionales del macizo rocoso.

El ángulo de fricción se distribuye de acuerdo con una función normal, recogida en (11.40) y en la Figura 11.34.

$$\varphi(^{\circ}) \sim N(29.9; (0.93)^2) \quad (11.40)$$

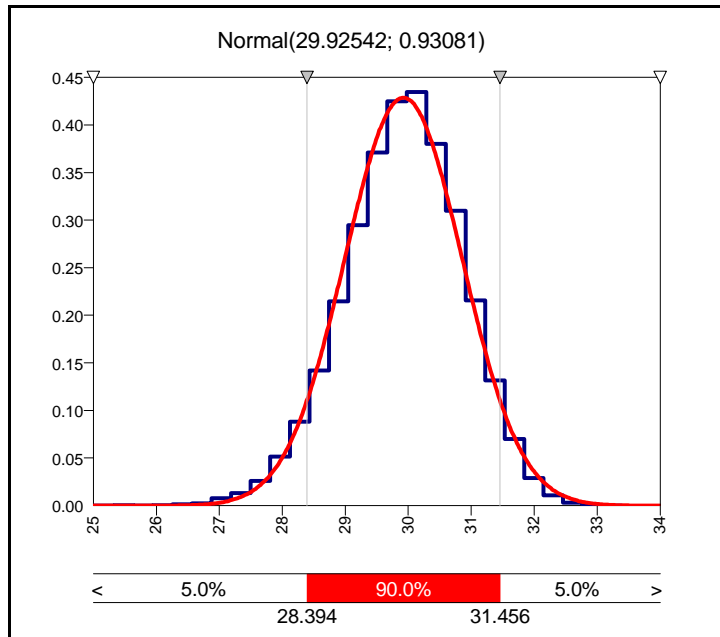


Figura 11.34: Ángulo de fricción del macizo rocoso. Densidad de probabilidad.

La cohesión se distribuye de acuerdo con una función de probabilidad lognormal, recogida en (11.41) y en la Figura 11.35.

$$c \text{ (MPa)} \sim \text{LogN}(2.62; (0.14)^2) \quad (11.41)$$

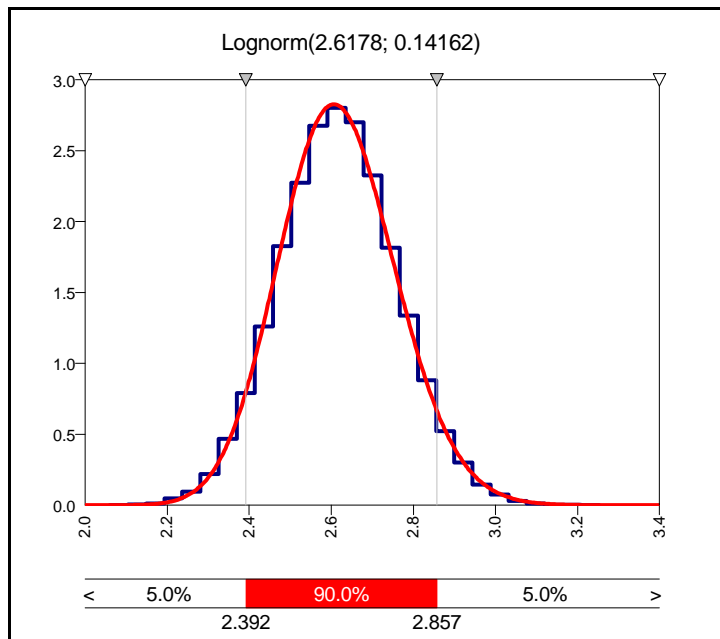


Figura 11.35: Cohesión del macizo rocoso. Ajuste de función de densidad de probabilidad.

La resistencia a compresión del macizo rocoso se distribuye según una función lognormal, según (11.42) y la Figura 11.36.

$$\sigma_{cm} \text{ (MPa)} \sim \text{LogN}(9.06; (0.60)^2) \quad (11.42)$$

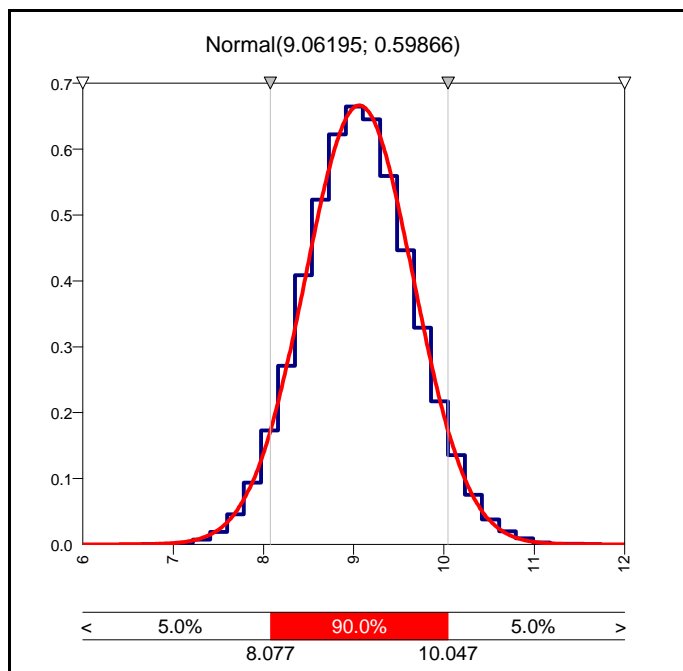


Figura 11.36: Resistencia a compresión del macizo rocoso. Ajuste de función de densidad de probabilidad.

La resistencia a tracción del macizo rocoso se distribuye según una función lognormal, de acuerdo con (11.43) y la Figura 11.37.

$$\sigma_{tm} \text{ (MPa)} \sim \text{LogN}(0.106; (0.015)^2) \quad (11.43)$$

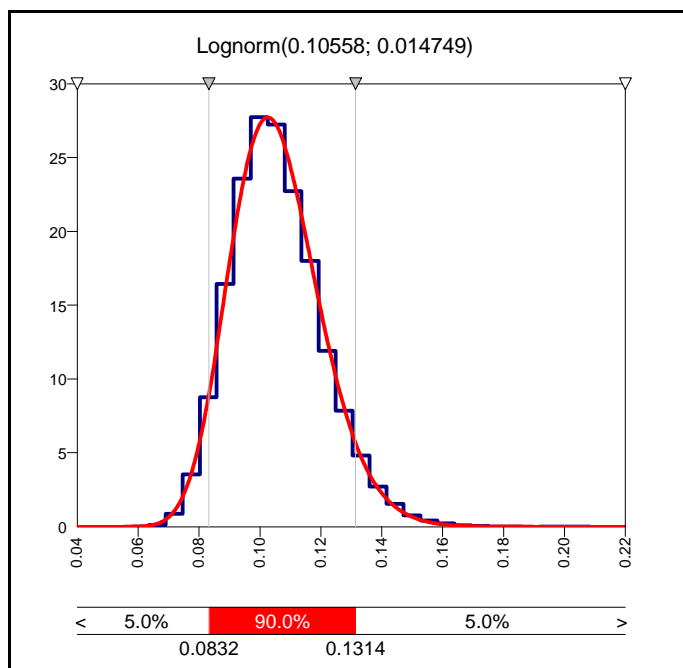


Figura 11.37: Resistencia a tracción del macizo rocoso. Densidad de probabilidad.

El módulo de elasticidad del macizo, según la formulación de Hoek-Brown, se distribuye según una función lognormal, de acuerdo con (11.44) y con la Figura 11.38.

$$E_m \text{ (MPa)} \sim \text{LogN}(6029.9; (416.1)^2) \quad (11.44)$$

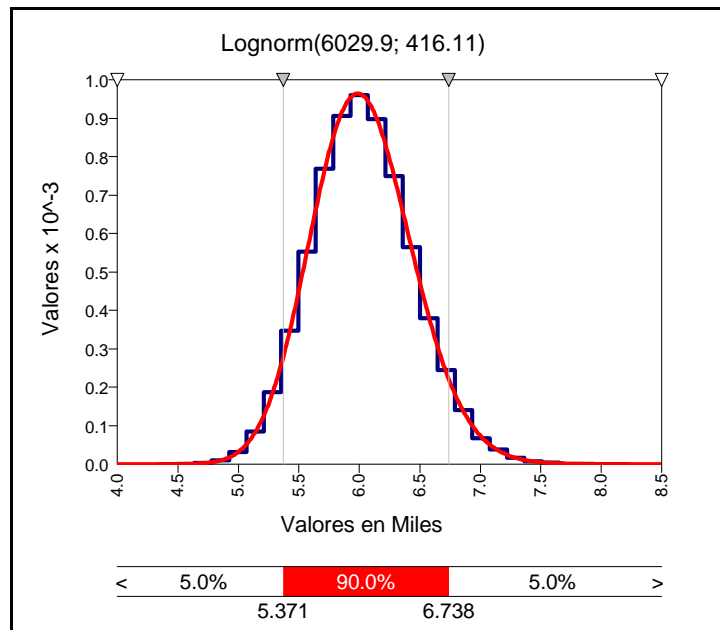


Figura 11.38: Módulo de elasticidad del macizo rocoso. Ajuste de función de densidad de probabilidad.

A modo de resumen, se adjuntan en el Cuadro 11.18 las propiedades correspondientes al modelo Hoek-Brown obtenidas para el macizo rocoso en estudio (valores medios) y los valores correspondientes a un macizo rocoso “tipo” de calidad “media”, recogido por Hoek (véase Hoek [61]).

Cuadro 11.18: Modelo de Hoek-Brown del macizo rocoso.

| Propiedad | | Macizo objeto del estudio | Macizo tipo de calidad media |
|--|---------------------|---------------------------|------------------------------|
| Resistencia a compresión de la roca matriz | σ_{ci} (MPa) | 68 | 80 |
| Constante de Hoek-Brown | m_i | 10 | 12 |
| Índice GSI | GSI | 44 | 50 |
| Ángulo de fricción | ϕ (°) | 30 | 33 |
| Cohesión | c (MPa) | 2.6 | 3.5 |
| Resistencia a compresión del macizo rocoso | σ_{cm} (MPa) | 9 | 13 |
| Resistencia a tracción del macizo rocoso | σ_{tm} (MPa) | 0.11 | 0.15 |
| Módulo de deformación del macizo rocoso | E_m (MPa) | 6030 | 9000 |
| Coficiente de Poisson | ν | 0.26 | 0.25 |

11.2.4.- Propiedades del contacto presa-cimiento

Las propiedades a considerar en el contacto presa-cimiento son la resistencia a la tracción y la resistencia al corte. No se consideran otras propiedades vinculadas a la mecánica de fractura puesto que no se va a utilizar este tipo de modelos.

11.2.4.1.- Resistencia a la tracción en el contacto presa-cimiento ($\sigma_{t,i}$)

Los estudios realizados hasta la fecha han demostrado que en el contacto presa-cimiento se moviliza una resistencia a la tracción significativa, incluso del orden de la mitad de la resistencia a tracción del hormigón (véase Ruggeri et al [111]). Esta resistencia es muy importante, en la medida en que controla la posibilidad de apertura de una grieta en el contacto, como ya se ha visto.

Entre los estudios sobre el tema están los realizados por el Electric Power Research Institute (EPRI) (véase Stone & Webster [124]), con un total de 23 muestras ensayadas. La resistencia media obtenida fue de 8.00×10^5 Pa, con un valor mínimo de 3.00×10^5 Pa y un valor máximo de 13.00×10^5 Pa. Esta resistencia media resultó ser superior al 50% de la resistencia a tracción del hormigón en masa de las presas objeto de ensayo, con un coeficiente de variación superior a 0.30.

Por su parte, Lo et al [82, 83 y 84], realizaron ensayos sobre 79 testigos de presas existentes, de los cuales en 37 casos el testigo rompió por el contacto presa-cimiento y en los 42 restantes el testigo rompió por una zona distinta del contacto. Con los datos de los 37 ensayos que rompieron por el contacto se obtuvo un valor medio de 9.00×10^5 Pa, con un valor mínimo de 2.00×10^5 Pa y un valor máximo de 26.00×10^5 Pa.

No se dispone de datos directos de resistencia a la tracción procedentes de ensayos correspondientes al contacto entre la presa de estudio y su cimentación. No obstante, ha podido realizarse una estimación de la resistencia a la tracción del hormigón de la presa, resultando un valor medio de 14.71×10^5 Pa.

Teniendo en cuenta la información disponible, se considera que la resistencia a tracción en el contacto presa-cimiento es una variable aleatoria, para la que se adopta una distribución de probabilidad Normal. La media de la resistencia se estima, de acuerdo con los resultados de los estudios publicados, del orden del 60% de la resistencia a tracción del hormigón en masa, por lo que:

$$\sigma_{t,i,50\%}(Pa) = 9.00 \times 10^5 \quad (11.45)$$

La media de la distribución de la resistencia a tracción en el contacto presa-cimiento es, por tanto, $\mu = 9.00 \times 10^5$ Pa. Para obtener la forma de la distribución se recurre de nuevo al concepto del coeficiente de variación. Debido a la notable incertidumbre existente y a la ausencia de información procedente de ensayos directos, se asigna un coeficiente de variación alto, de 0.25. De este modo, la desviación típica (σ) de la distribución se obtiene de acuerdo con la ecuación (11.46).

$$\sigma = 0.25\mu = 0.25 \times 9.00 \times 10^5 = 2.25 \times 10^5 \quad (11.46)$$

De nuevo, puesto que la resistencia a tracción en el contacto presa-cimiento no puede ser inferior a cero, se realiza el truncamiento de la función en el intervalo $[0; 2\mu]$, con la consabida corrección de la desviación típica, de modo que la función queda definida por (11.47). En la Figura 11.39 muestra la función de densidad de probabilidad y en el Cuadro 11.19 se recogen las propiedades principales.

$$\sigma_{t,i} \sim N(9.00 \times 10^5; (2.24 \times 10^5)^2) \text{ definida en el intervalo } [0, 18.00 \times 10^5] \quad (11.47)$$

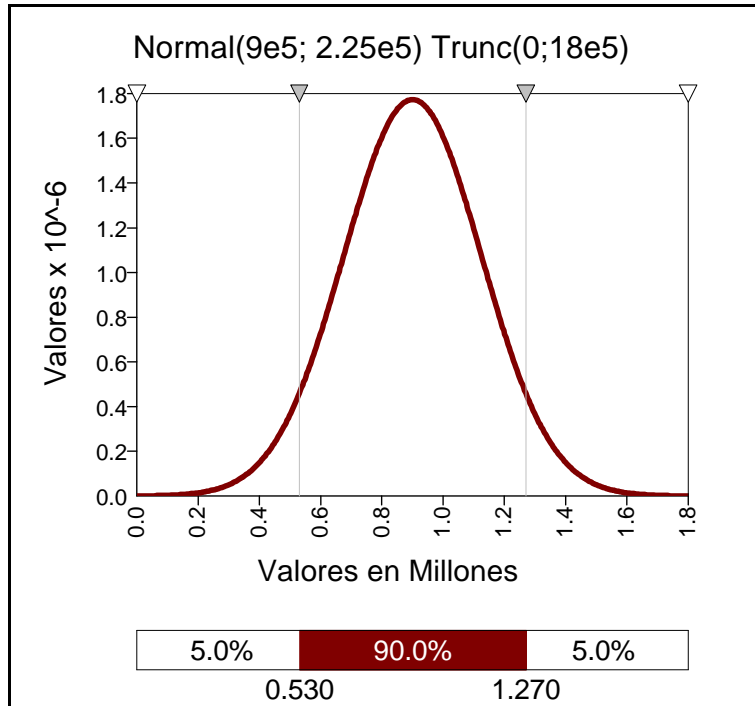


Figura 11.39: Resistencia a tracción en el contacto presa-cimiento. Densidad de probabilidad.

Cuadro 11.19: Resistencia a tracción en el contacto presa-cimiento. Características.

| | |
|---------------------------------|---------------------|
| Tipo de función de probabilidad | Normal |
| Valor mínimo (Pa) | 0.00 |
| Valor máximo (Pa) | 18.00×10^5 |
| Media (Pa) | 9.00×10^5 |
| Desviación típica (Pa) | 2.24×10^5 |
| Sesgo | 0.00 |
| Coefficiente de variación | 0.25 |

11.2.4.2.- Resistencia al corte en el contacto presa-cimiento

Para modelar el comportamiento de la junta entre presa y cimiento se puede utilizar diversas aproximaciones, como ocurre en el caso de las juntas horizontales en el hormigón: modelos elastoplásticos, modelos de fractura lineal y modelos de fractura no lineal (véase Ruggeri et al [111]).

De nuevo aparecen como alternativas al modelo clásico de Mohr-Coulomb los modelos no lineales de Barton-Choubey y Hoek-Brown, eligiéndose inicialmente el modelo de Mohr-Coulomb para modelar el contacto.

En el modelo de Mohr-Coulomb, la resistencia al corte en el contacto presa-cimiento se define mediante los parámetros de ángulo de fricción (ϕ) y cohesión (c), que pueden ser valores de pico (valores máximos, correspondientes a pequeños desplazamientos de la presa partiendo de una situación inicial de desplazamiento previo nulo o casi nulo) o valores residuales (valores mínimos, correspondientes a la ocurrencia de desplazamientos significativos de la presa a lo largo de la base o a situaciones posteriores a dichos desplazamientos).

Existen diversas referencias sobre estudios realizados con el objetivo de conocer el valor de estos parámetros en casos reales. El primero de ellos data de 1964 y fue realizado mediante ensayos “in situ” en 6 presas diferentes, pero en ninguno de los casos se trataba de una cimentación formada por calizas, por lo que, en principio, sus resultados no se consideran representativos para su aplicación al caso de la presa de estudio (véase Rocha [105]).

En 1969 se realizó una recopilación de datos sobre presas existentes que incluyó casos de presas cimentadas sobre rocas sedimentarias (véase Link [80] y Soriano y Sánchez [122]).

En el periodo entre 1991 y 1994 se realizó un extenso estudio sobre presas existentes (véase Lo et al [82, 83 y 84]). Los resultados más significativos arrojan unos valores medios para el ángulo de fricción pico de $\phi_{\text{pico}} = 62^\circ$ y la para la cohesión pico de $c_{\text{pico}} = 22.00 \times 10^5$ Pa. Los resultados para los valores residuales fueron, para el ángulo de fricción residual, de $\phi_{\text{res}} = 37^\circ$, con un rango de valores obtenidos entre 32° y 39° . La cohesión residual resultó nula en la práctica.

En 1992 el Electric Power Research Institute realizó una campaña de estudio en 18 presas existentes, construidas sobre ocho tipos de materiales de cimentación diferentes (véase Stone & Webster [124]) y con tensiones de compresión en el rango habitual de presas de gravedad, de 1.00×10^5 a 14.00×10^5 Pa. En particular, se realizó ensayos sobre cimentaciones de calizas (9 ensayos para valores pico y 12 ensayos para valores residuales), cuyos resultados se resumen en el Cuadro 11.20.

Cuadro 11.20: Resistencia al corte en el contacto presa-cimiento en calizas (Stone & Webster [124])

| Tipo | Número de ensayos | Resultado del ajuste | | | Límite inferior | |
|----------|-------------------|----------------------|---------------------|-----------------------------|--------------------|--------------------|
| | | Ángulo de fricción | Cohesión | Coefficiente de correlación | Ángulo de fricción | Cohesión |
| | | ($^\circ$) | (Pa) | | ($^\circ$) | (Pa) |
| Pico | 9 | 68 | 19.20×10^5 | 0.49 | 68 | 11.4×10^5 |
| Residual | 12 | 35 | 1.20×10^5 | 0.58 | 23 | 0 |

Para modelar la resistencia al corte en el contacto presa-cimiento en este caso se estimarán los valores de pico de los parámetros. Posteriormente se analizará la influencia del nivel de desplazamiento sobre dichos valores, para obtener los correspondientes valores residuales. Así pues, los valores pico del ángulo de rozamiento y de la cohesión se consideran variables aleatorias. Inicialmente los parámetros se suponen estadísticamente independientes.

Observando los datos recopilados por Link [80] para contactos hormigón-roca sobre materiales sedimentarios, se comprueba que los valores abarcan un amplio rango, desde valores altos en el rango habitual de valores de pico, hasta valores muy bajos, identificados sistemáticamente por el resto de estudios consultados como valores típicamente residuales.

En la Figura 11.40 se muestran los pares de valores ángulo de fricción-cohesión correspondientes a datos de rocas sedimentarias.

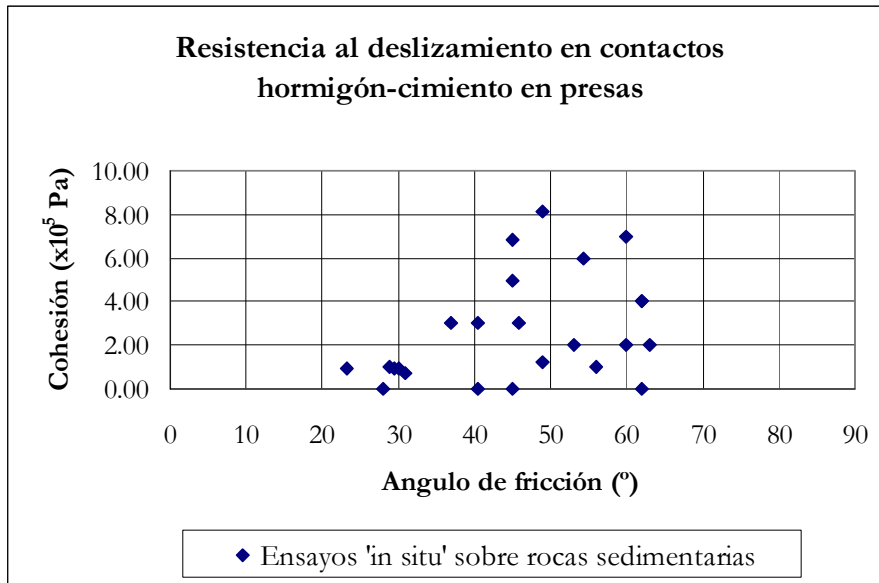


Figura 11.40: Parámetros de resistencia al corte en contactos hormigón-roca sobre rocas sedimentarias (Fuente: Elaboración propia a partir de datos de Link [80]).

Mediante un filtrado previo de los datos se descartan aquellos cuyos valores no son consistentes con los valores mínimos de pico establecidos en los estudios existentes, obteniéndose la nueva distribución de valores recogida en la Figura 11.41.

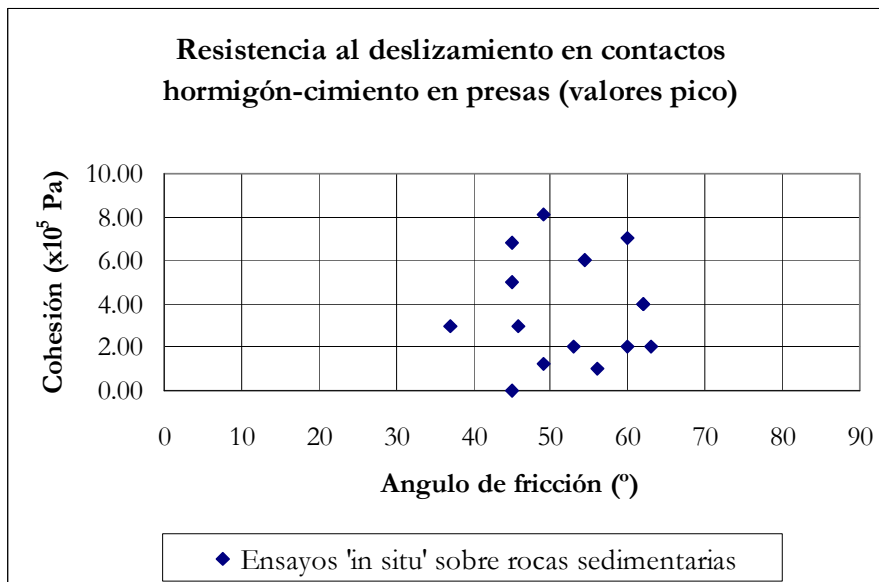


Figura 11.41: Parámetros de resistencia al corte en contactos hormigón-roca sobre rocas sedimentarias. Valores de pico tras cribado (Fuente: Elaboración propia a partir de datos de Link [80]).

El histograma de frecuencias para los valores del ángulo de fricción se recoge en la Figura 11.42

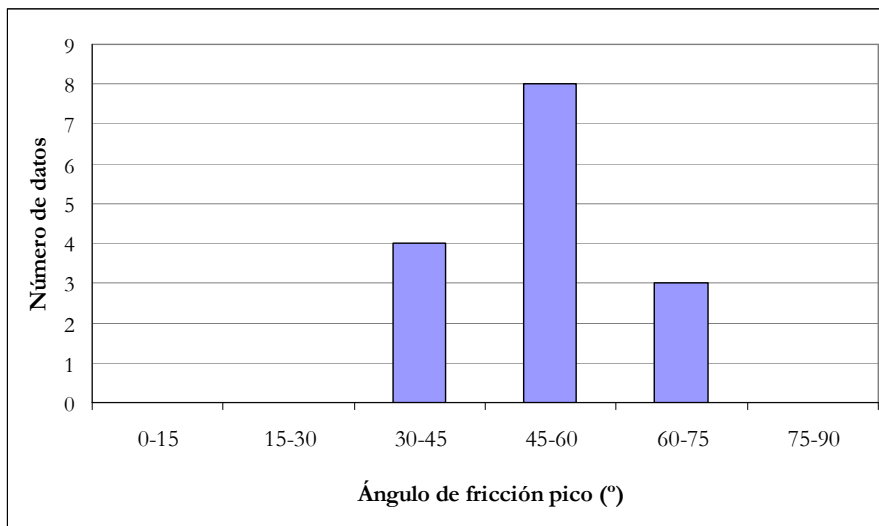


Figura 11.42: Histograma de frecuencias para el ángulo de fricción pico en el contacto presa-cimiento. (Fuente: Elaboración propia a partir de datos de Link [80]).

Realizando un ajuste estadístico a estos valores, el ángulo de fricción pico queda definido por (11.48).

$$\varphi_{\text{pico}} \sim N(50; (10)^2) \quad (11.48)$$

Al realizar el truncamiento de la función en el rango factible de valores $[30^\circ, 70^\circ]$, la desviación típica se reduce a 8.79° . En la Figura 11.43 se recoge la función de densidad de probabilidad correspondiente. En el Cuadro 11.21 se muestran las principales características de la función.

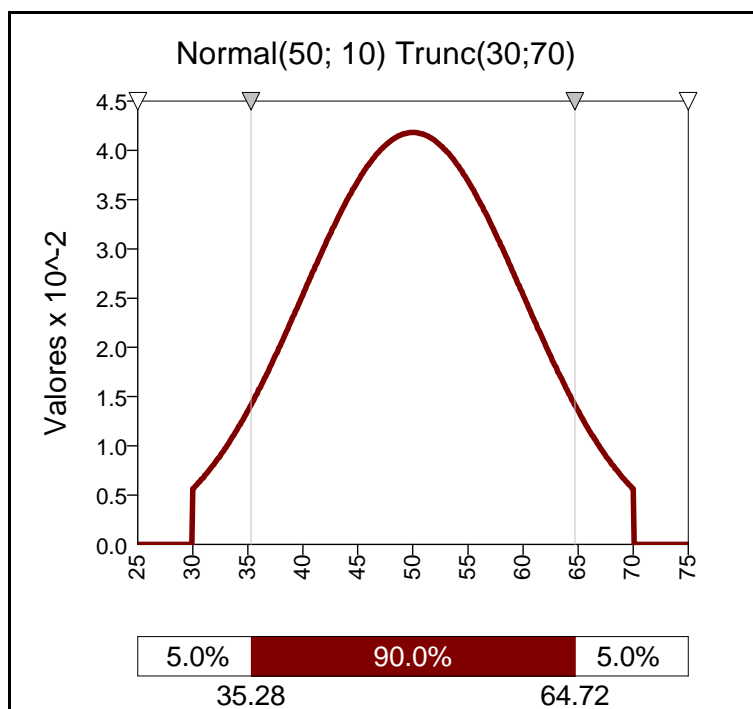


Figura 11.43: Ángulo de fricción pico en el contacto presa-cimiento. Densidad de probabilidad.

Cuadro 11.21: Ángulo de fricción pico en el contacto presa-cimiento. Características.

| Tipo de función de probabilidad | Normal |
|---------------------------------|--------|
| Valor mínimo (°) | 30 |
| Valor máximo (°) | 70 |
| Media (°) | 50 |
| Desviación típica (°) | 8.79 |
| Sesgo | 0.00 |
| Coefficiente de variación | 0.18 |

El histograma de frecuencias para los valores pico de la cohesión se recoge en la Figura 11.44

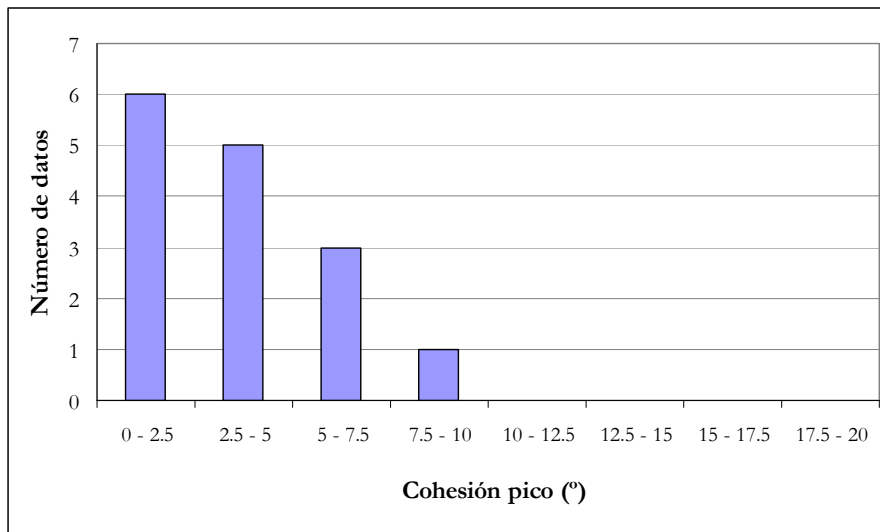


Figura 11.44: Histograma de frecuencias para la cohesión pico en el contacto presa-cimiento. (Fuente: Elaboración propia a partir de datos de Link [80]).

Operando de igual modo para los valores de la cohesión, se obtiene una distribución estadística para la cohesión pico de tipo lognormal definida por (11.49).

$$c_{\text{pico}} \sim \text{LogN}(4.3 \times 10^5; (3.4 \times 10^5)^2) \text{ (Pa)} \quad (11.49)$$

Al realizar el truncamiento de la función en el rango factible de valores [0 Pa, 20×10^5 Pa], la media se reduce a 4.18×10^5 Pa y desviación típica a 2.98×10^5 Pa. En la Figura 11.45 se grafía la función de densidad de probabilidad correspondiente. En el Cuadro 11.22 se recogen las principales características de la función.

Una vez establecidas las funciones de distribución de probabilidad para los valores máximos o de pico de los parámetros resistentes del modelo, es preciso determinar una metodología para la obtención de los valores residuales a partir de los valores de pico. En primer lugar, se trata de establecer un rango factible para los valores residuales. Analizando los datos de Link filtrados como candidatos a valores residuales y contrastando con los valores publicados por otros autores, se determina para el ángulo de fricción residual el rango [21°, 45°], con un valor medio de 33°. Para la cohesión residual no se establece un rango de valores sino que se adopta un valor nulo en todos los casos.

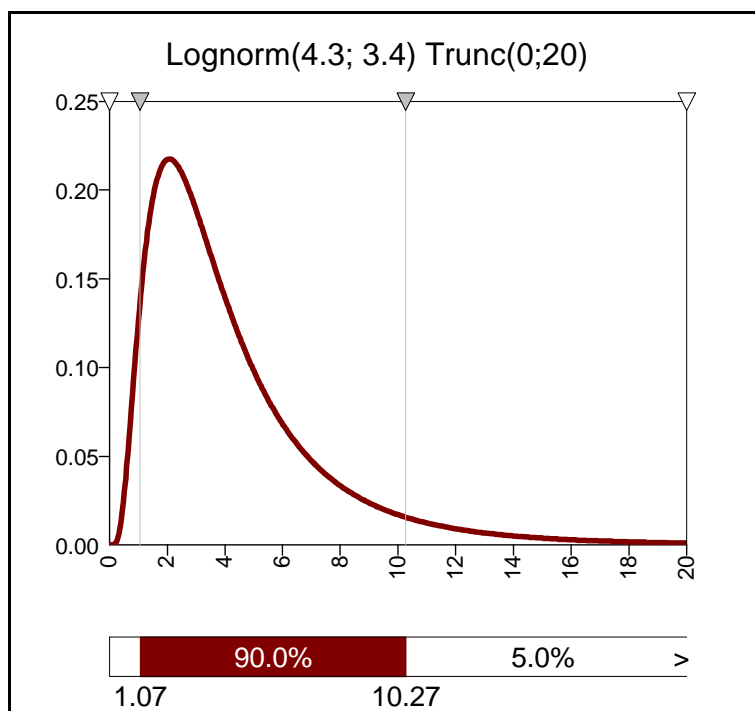


Figura 11.45: Cohesión pico en el contacto presa-cimiento. Densidad de probabilidad.

Cuadro 11.22: Cohesión pico en el contacto presa-cimiento. Características.

| | |
|---------------------------------|--------------------|
| Tipo de función de probabilidad | Lognormal |
| Valor mínimo (Pa) | 0 |
| Valor máximo (Pa) | 20×10^5 |
| Media (Pa) | 4.18×10^5 |
| Desviación típica (Pa) | 2.98×10^5 |
| Sesgo | 1.69 |
| Coefficiente de variación | 0.71 |

El siguiente paso es determinar, a partir de un valor aleatorio del ángulo de fricción pico, $\varphi_{pico,i}$, muestreado en el intervalo $[30^\circ, 70^\circ]$, un valor correspondiente del ángulo de fricción residual, $\varphi_{res,i}$, en el intervalo $[21^\circ, 45^\circ]$, de modo que $\varphi_{pico,i} > \varphi_{res,i}$. Se adopta un criterio muy simple que consiste en interpolar linealmente el valor de pico en su intervalo y trasladarlo al intervalo de valores residuales (11.50).

$$\varphi_{res,i} = \varphi_{res,MIN} + \frac{(\varphi_{res,MAX} - \varphi_{res,MIN})}{(\varphi_{pico,MAX} - \varphi_{pico,MIN})} (\varphi_{pico,i} - \varphi_{pico,MIN}) \quad (11.50)$$

Evidentemente, con el criterio adoptado, para cualquier valor de la cohesión pico, $c_{pico,i}$, en el intervalo $[0 \text{ Pa}, 20 \times 10^5 \text{ Pa}]$, se obtiene $c_{res,i} = 0$. El tercer paso es determinar el nivel de desplazamiento relativo para el cual se produce la degradación total de los parámetros resistentes. De acuerdo con los resultados obtenidos sobre ensayos a gran escala en contactos hormigón-roca, la resistencia pico se moviliza para desplazamientos del orden del 0.02% de la longitud de contacto mientras que la resistencia residual se corresponde con desplazamientos del orden del 2% de la longitud de contacto (véase ISMES [70]).

Si consideramos la presa como un bloque único de 64 m de longitud de base, el criterio nos conduce a desplazamientos del orden de 13 mm en el momento de movilizar la resistencia de pico. Este orden de magnitud de los desplazamientos se puede contrastar con el deducido por Barton (véase Barton [8]) para contactos roca-roca de tamaño métrico, que obtiene desplazamientos superiores al 0.1% de la longitud de contacto. Se adivina por tanto, una menor rigidez en los contactos roca-roca que en los contactos hormigón-roca.

Además, Barton ha recopilado valores de la tensión tangencial pico, τ (MPa), frente al desplazamiento relativo entre bloques de roca, δ (mm), para distintas longitudes de contacto y para diferentes niveles de tensiones normales a los bloques deslizantes (entre 0.01 y 100 MPa), deduciendo la influencia de estos dos parámetros: longitud de bloques y tensión normal aplicada, sobre el módulo de rigidez a corte, K_s (MPa/mm), que se define como la relación entre la tensión tangencial aplicada y el desplazamiento entre bloques (11.51).

$$K_s = \frac{\tau}{\delta} \quad (11.51)$$

De acuerdo con los resultados obtenidos por Barton, el módulo de rigidez disminuye con tensiones normales decrecientes y con longitudes de bloque crecientes. Para tensiones normales en el rango de 0.1-1.0 MPa (habitual en presas de gravedad) y para longitudes de bloque deslizante de unos 60 m (correspondiente al caso de estudio), el módulo de rigidez a cortante se estima en un rango de $K_s \sim 0.001-0.005$ MPa/mm. Por tanto, para bloques de roca deslizándose entre sí de unos 60 m de longitud y con niveles de tensiones tangenciales de 0.5 MPa, la resistencia pico se movilizaría para desplazamientos de varias decenas de milímetros.

$$\delta(mm) = \frac{\tau(MPa)}{K_s(MPa/mm)} = \frac{0.5}{0.004} = 125 \quad (11.52)$$

Sin embargo, como ya se intuía, es de esperar que en el contacto presa-cimiento se movilice una resistencia con una mayor rigidez, debido al proceso de ejecución de la propia cimentación y al tratamiento que se le da a la misma, por lo que estos valores se consideran meramente orientativos. Además, es de esperar que una vez alcanzada la resistencia pico, la cohesión se degrade mucho más rápidamente que el ángulo de fricción. Por tanto, se adopta como desplazamiento correspondiente a la resistencia pico un valor de 10 mm, que se corresponde aproximadamente con un 0.015% de la longitud de la base de la presa.

Se adopta como desplazamiento correspondiente a la cohesión residual un valor de 15 mm, correspondiente a un 0.023% de la longitud de la base de la presa, mientras que se realiza la hipótesis de que el ángulo de fricción residual se alcanza para un desplazamiento de 40 mm, correspondiente a un 0.06% de la longitud de la base de la presa.

La forma de la degradación se idealiza como lineal, entre los valores de pico y los residuales. Las curvas de degradación correspondientes a los valores pico medios quedan reflejadas en las figuras 11.46 y 11.47.

Una forma alternativa de considerar la degradación es realizarla de una forma escalonada, de modo que los valores saltan desde un determinado nivel a uno inferior una vez alcanzado un cierto desplazamiento, permaneciendo constantes hasta que el desplazamiento no alcanza el siguiente valor límite definido para el intervalo (véase Bu [20]).

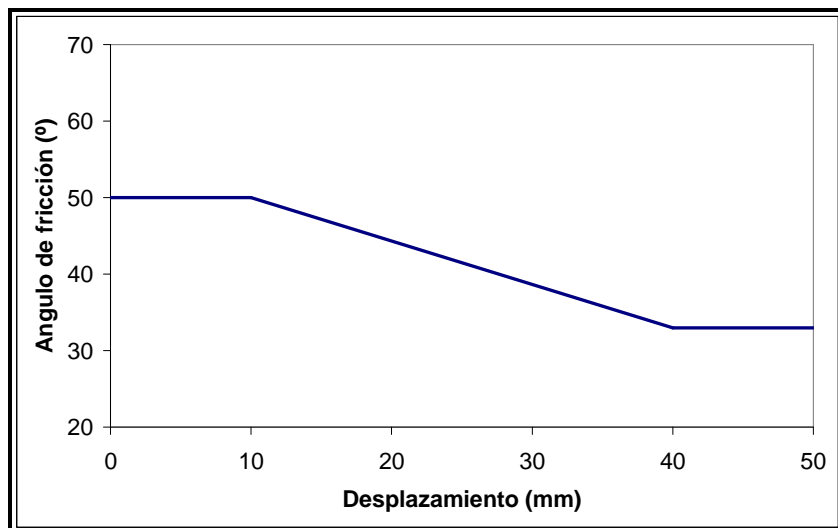


Figura 11.46: Degradación del valor medio del ángulo de fricción con el desplazamiento.

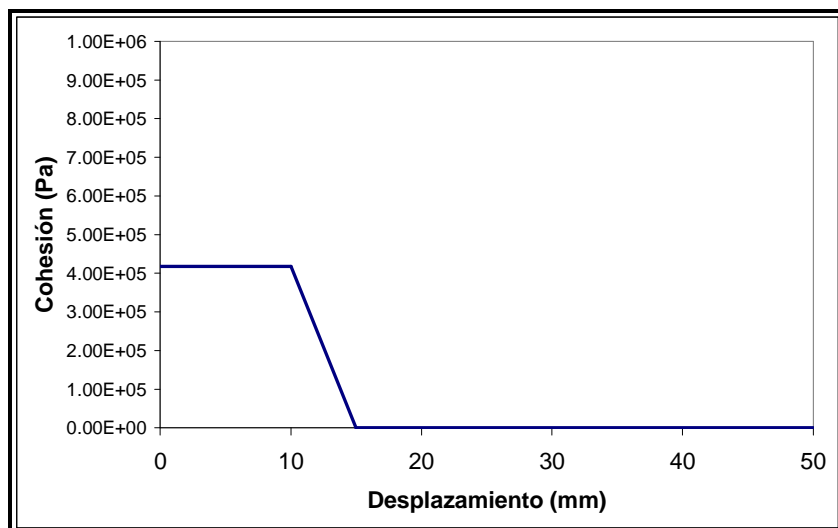


Figura 11.47: Degradación del valor medio de la cohesión con el desplazamiento.

Capítulo 12

Análisis de fiabilidad sobre el Modelo Base

En el presente capítulo se expone la **Fase III** de la metodología propuesta, realizando el análisis de fiabilidad sobre el Modelo Base. En primer lugar se realiza un análisis de Nivel 1, obteniendo los coeficientes de seguridad clásicos. A continuación se utilizan los métodos de Nivel 2 (Taylor, Estimación Puntual y Hasofer-Lind) para estimar la probabilidad de fallo y para obtener información sobre la contribución de las variables a la varianza, la importancia del sesgo y para delimitar rangos factibles de las variables. Finalmente se realiza una estimación de la probabilidad de fallo mediante técnicas de Nivel 3, mediante el método de Monte Carlo.

12.1.- Esquema global de análisis

En el Cuadro 12.1 se recoge un esquema global de la evaluación de la seguridad frente al deslizamiento, en función de los escenarios de sollicitación, los modelos de comportamiento y los niveles de análisis probabilístico.

Como escenarios de sollicitación se consideran, de acuerdo con lo expuesto en el Capítulo 10, los siguientes:

- Escenario hidrológico
- Escenario sísmico

El modelo de comportamiento utilizado es:

- Modelo Base de equilibrio límite

Finalmente, los niveles de análisis probabilístico son:

- Nivel 1: Coeficientes de seguridad
- Nivel 2: Momentos de segundo orden
- Nivel 3: Simulaciones de Monte Carlo

En el Cuadro 12.1 aparecen marcados los casos analizados en el presente capítulo.

Cuadro 12.1.- Tabla de Escenarios - Niveles de Análisis – Modelos

| Nivel de análisis | | | | | | | | |
|-------------------|---------------------|-------------|----|----|---------|----|------|----|
| Nivel 3 | Simulación | √ | | | √ | | | |
| Nivel 2 | Hasofer & Lind | √ | | | √ | | | |
| | P.E.M. | √ | | | √ | | | |
| | Taylor | √ | | | √ | | | |
| Nivel 1 | Factor de Seguridad | √ | | | √ | | | |
| Modelo | | A0 | A1 | A2 | A0 | A1 | A1 | A2 |
| Escenario | | Hidrológico | | | I | | IIIb | |
| | | | | | Sísmico | | | |

12.2.- Características del modelo y definición del estado límite

El Modelo Base es un modelo de cálculo 2D con la geometría recogida en la Figura 12.1, y con una única interfaz predefinida, que es el contacto entre presa y cimiento. En esta interfaz se puede movilizar una cierta resistencia a tracción. La resistencia al deslizamiento se define mediante un modelo de Mohr-Coulomb, en función del ángulo de rozamiento y de la cohesión.

El flujo de agua se considera mediante la subpresión actuando sobre la base de la presa, de acuerdo con las leyes definidas en el capítulo 11, en función de la apertura o no de una grieta bajo el pie de aguas arriba.

Tanto la presa como el cimiento se consideran infinitamente rígidos, por lo que su equilibrio se plantea en términos de las fuerzas globales que actúan sobre ellos, en lo que se conoce como planteamiento de equilibrio límite. No se modelan los desplazamientos y se pueden obtener las tensiones actuando en la base de la presa en hipótesis de reparto lineal de tensiones.

La ecuación de estado límite se formula como la relación entre la fuerzas resistentes que se pueden movilizar en el contacto y las fuerzas actuantes que favorecen el deslizamiento sobre la base (12.1)

$$\frac{N'(x_1, x_2, \dots, x_n) \operatorname{tg} \varphi + c \times B^*(x_1, x_2, \dots, x_n)}{s(x_1, x_2, \dots, x_n)} - 1 = 0 \quad (12.1)$$

donde:

$N'(x_1, x_2, \dots, x_n)$: resultante de las fuerzas normales al plano de deslizamiento incluyendo la subpresión

$\operatorname{tg} \varphi$: tangente del ángulo de fricción en el plano de deslizamiento

c : cohesión en el plano de deslizamiento

$B^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$: superficie en compresión en el plano de deslizamiento

$s(x_1, x_2, \dots, x_n)$: resultante de las fuerzas tangenciales al plano de deslizamiento

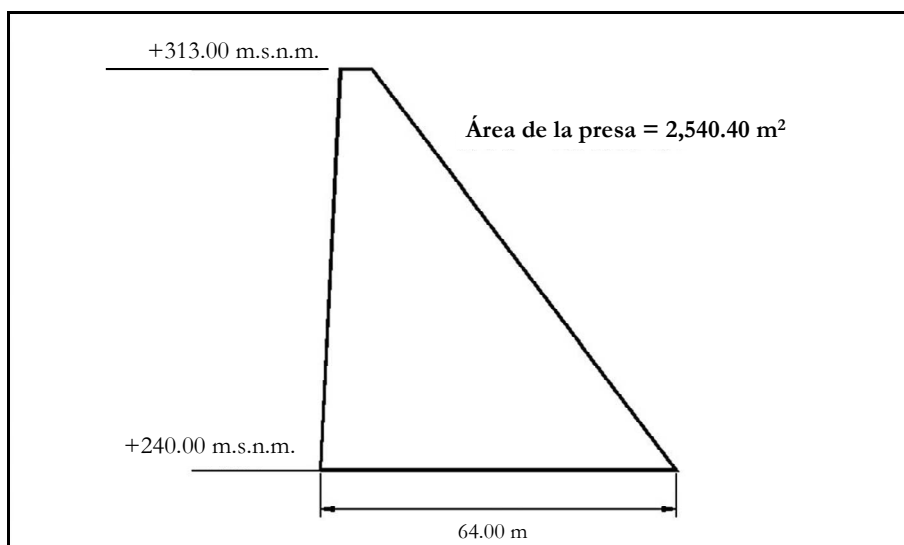


Figura 12.1: Sección de cálculo simplificada de la presa de estudio.

12.3.- Escenario hidrológico

12.3.1.- Niveles de embalse

Se va a realizar el análisis para siete niveles de embalse, que son los recogidos en el Cuadro 12.2. El nivel de contraembalse considerado en el modelo de riesgo se recoge en el Cuadro 12.3.

Cuadro 12.2: Niveles de embalse (n_1) para el Modelo de Riesgo.

| Caso | Nivel de embalse | Altura de embalse Sobre plano contacto | Referencia |
|----------|------------------|---|----------------------------|
| | m.s.n.m. | m | |
| n_{11} | 268.00 | 28.00 | Lecho del río aguas arriba |
| n_{12} | 300.00 | 60.00 | Nivel intermedio |
| n_{13} | 313.00 | 73.00 | Umbral del aliviadero |
| n_{14} | 320.00 | 80.00 | Nivel Máximo Normal |
| n_{15} | 322.50 | 82.50 | Nivel de coronación |
| n_{16} | 326.00 | 86.00 | Sobrevertido de 3.50 m |
| n_{17} | 331.70 | 91.70 | Sobrevertido de 9.20 m |

Cuadro 12.3: Niveles de contraembalse (n_2) para el Modelo de Riesgo.

| Caso | Nivel de embalse | Altura de embalse Sobre plano contacto | Referencia |
|----------|------------------|---|---------------------------|
| | m.s.n.m. | m | |
| n_{21} | 266.00 | 26.00 | Nivel del río aguas abajo |

12.3.2.- Análisis de Nivel 1 (coeficientes de seguridad)

12.3.2.1.- Variables consideradas

Las variables consideradas en el análisis son las recogidas en el Cuadro 12.4.

Cuadro 12.4: Variables consideradas en el análisis.

| Variable | Observaciones |
|--|---|
| Peso propio de la presa | Valor medio de la densidad del hormigón 2350 kg/m ³ |
| Empuje hidráulico | 7 niveles de embalse correspondientes al modelo de riesgo |
| Subpresión | Con pantalla de drenaje, drenes eficaces ($K=0.37$) y subpresión bajo el pie de aguas arriba con un valor igual al nivel de embalse, si $n_1 < \text{NMN}$ y con un valor intermedio entre el nivel de embalse y el NMN si $n_1 > \text{NMN}$ ($\alpha=0.5$). |
| Empuje de sedimentos | Con peso específico de 8567 N/m ³ , 7.75 m de altura (257.25 m.s.n.m.) y coeficiente de empuje de $K_E = 0.415$ |
| Resistencia a compresión del hormigón | Valor adoptado de 130.00×10^5 Pa. |
| Resistencia a compresión del macizo rocoso | Valor adoptado de 90.6×10^5 Pa. |
| Resistencia a tracción en el contacto presa-cimiento | Valor adoptado de 9.00×10^5 Pa. |
| Ángulo de fricción en el contacto presa-cimiento | Valor de pico de 50°. |
| Cohesión en el contacto presa- cimiento | Valor de pico de 4.18×10^5 Pa. |

12.3.2.2.- Coeficientes de seguridad obtenidos

Se ha realizado los cálculos correspondientes a los niveles establecidos en el modelo de riesgo. Se ha obtenido, en cada caso, el valor de la tensión en el pie de aguas arriba, σ_1 (Pa), la tensión en el pie de aguas abajo, σ_2 (Pa), la longitud de fisura, T (m) y el coeficiente de seguridad correspondiente, FS. Para comprobar la sensibilidad del modelo a este valor, se han obtenido los coeficientes de seguridad para valores de σ_{ti} de de 1.8×10^5 Pa y de 0 Pa (reducción del 80% y total, respectivamente).

Los resultados se muestran en los cuadros 12.5 a 12.7. En la Figura 12.2 se ha representado la variación del coeficiente de seguridad frente al nivel de embalse.

12.3.2.3.- Análisis de los resultados

Como se puede observar, el valor de la tensión resistente a tracción en el contacto no es superada en ningún caso y el modelo no predice la formación de una grieta. El modelo de equilibrio limite evalúa las tensiones considerando la presa como una pieza única, por lo que la ley de efecto del tamaño juega un papel importante, en el sentido de que el valor de la resistencia a la tracción en el contacto presa-cimiento, obtenido a partir de roturas de probetas, es de dudosa aplicabilidad (véase Wieland [142]).

Cuadro 12.5. Resultados Escenario hidrológico. Modelo A0. Nivel 1 ($\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa)

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Tensión pie aguas arriba | Tensión pie aguas abajo | Longitud de fisura | Longitud de base comprimida | Coefficiente de seguridad |
|--------------------|-------------------|--------------------------|-------------------------|--------------------|-----------------------------|---------------------------|
| n_1 | n_2 | σ_1 | σ_2 | T | Lc | FS |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | (Pa) | (Pa) | (m) | (m) | |
| 268.00 | 266.00 | 13.94×10^5 | 0.08×10^5 | 0.00 | 64.00 | 74.79 |
| 300.00 | 266.00 | 7.84×10^5 | 4.88×10^5 | 0.00 | 64.00 | 5.00 |
| 313.00 | 266.00 | 3.14×10^5 | 9.09×10^5 | 0.00 | 64.00 | 3.11 |
| 320.00 | 266.00 | 0.17×10^5 | 11.81×10^5 | 0.00 | 64.00 | 2.52 |
| 322.50 | 266.00 | -0.82×10^5 | 12.78×10^5 | 0.00 | 60.15 | 2.32 |
| 326.00 | 266.00 | -2.21×10^5 | 14.12×10^5 | 0.00 | 55.35 | 2.07 |
| 331.70 | 266.00 | -4.47×10^5 | 16.31×10^5 | 0.00 | 50.24 | 1.78 |

Cuadro 12.6. Resultados Escenario hidrológico. Modelo A0. Nivel 1 ($\sigma_{t,i} = 1.8 \times 10^5$ Pa)

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Tensión pie aguas arriba | Tensión pie aguas abajo | Longitud de fisura | Longitud de base comprimida | Coefficiente de seguridad |
|--------------------|-------------------|--------------------------|-------------------------|--------------------|-----------------------------|---------------------------|
| n_1 | n_2 | σ_1 | σ_2 | T | Lc | FS |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | (Pa) | (Pa) | (m) | (m) | |
| 268.00 | 266.00 | 13.94×10^5 | 0.08×10^5 | 0.00 | 64.00 | 74.79 |
| 300.00 | 266.00 | 7.84×10^5 | 4.88×10^5 | 0.00 | 64.00 | 5.00 |
| 313.00 | 266.00 | 3.14×10^5 | 9.09×10^5 | 0.00 | 64.00 | 3.11 |
| 320.00 | 266.00 | 0.17×10^5 | 11.81×10^5 | 0.00 | 64.00 | 2.52 |
| 322.50 | 266.00 | -0.82×10^5 | 12.78×10^5 | 0.00 | 60.15 | 2.32 |
| 326.00 | 266.00 | - | $> \sigma_{c,m}$ | - | - | < 1.00 |
| 331.70 | 266.00 | - | $> \sigma_{c,m}$ | - | - | < 1.00 |

Cuadro 12.7. Resultados Escenario hidrológico. Modelo A0. Nivel 1 ($\sigma_{t,i} = 0$ Pa)

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Tensión pie aguas arriba | Tensión pie aguas abajo | Longitud de fisura | Longitud de base comprimida | Coefficiente de seguridad |
|--------------------|-------------------|--------------------------|-------------------------|--------------------|-----------------------------|---------------------------|
| n_1 | n_2 | σ_1 | σ_2 | T | Lc | FS |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | (Pa) | (Pa) | (m) | (m) | |
| 268.00 | 266.00 | 13.94×10^5 | 0.08×10^5 | 0.00 | 64.00 | 74.79 |
| 300.00 | 266.00 | 7.84×10^5 | 4.88×10^5 | 0.00 | 64.00 | 5.00 |
| 313.00 | 266.00 | 3.14×10^5 | 9.09×10^5 | 0.00 | 64.00 | 3.11 |
| 320.00 | 266.00 | 0.17×10^5 | 11.81×10^5 | 0.00 | 64.00 | 2.52 |
| 322.50 | 266.00 | Fisurado | 26.20×10^5 | 54.42 | 11.58 | 0.75 |
| 326.00 | 266.00 | Fisurado | $> \sigma_{c,m}$ | - | - | < 1.00 |
| 331.70 | 266.00 | Fisurado | $> \sigma_{c,m}$ | - | - | < 1.00 |

Los resultados obtenidos para una resistencia a tracción en el contacto de 1.8×10^5 Pa indican la formación de una grieta para los niveles superiores analizados (326.00 y 331.70 m.s.n.m.). La propagación de esta grieta se traduce en la reducción de la longitud de la base sometida a compresiones y a un incremento de las mismas, hasta alcanzar, antes de que la grieta se estabilice, una compresión en el pie de aguas abajo superior a la que la cimentación es capaz de resistir.

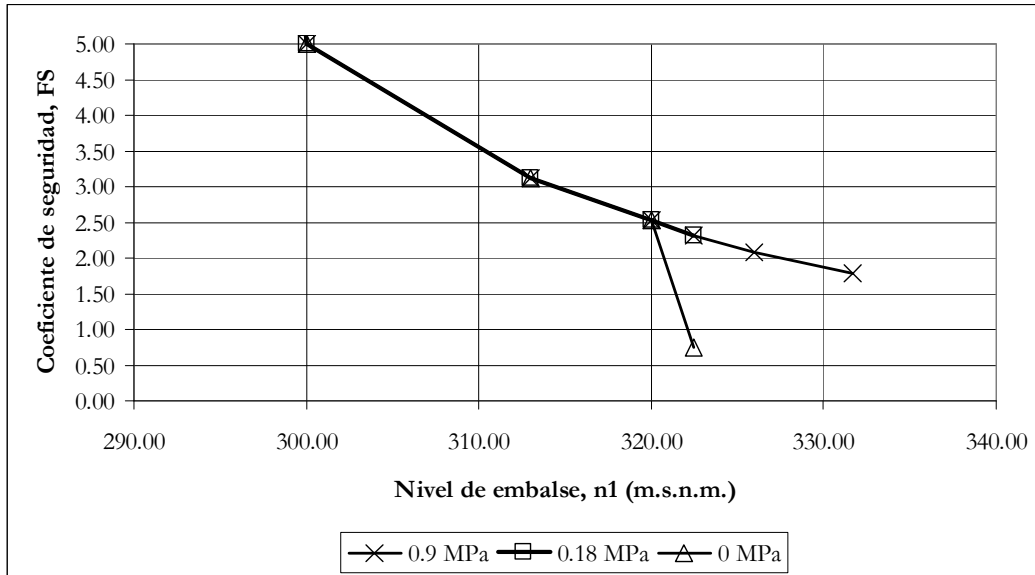


Figura 12.2: Coeficientes de seguridad en función del nivel de embalse para distintos valores de la resistencia a tracción presa-cimiento.

Para resistencia nula a tracción en el plano de contacto, en el nivel 322.50 m.s.n.m., correspondiente a la coronación, se produce la apertura y propagación de una grieta, que se estabiliza para una zona comprimida de 11.58 m de longitud. La evaluación del deslizamiento para esta situación conduce a un coeficiente de seguridad inferior a la unidad. Para los niveles superiores la presa es inestable al superarse en el pie de aguas abajo el máximo valor admisible de la compresión en la cimentación.

Para evaluar con más detalle el comportamiento no lineal del modelo de equilibrio límite en función de la tensión resistente a tracción en el contacto, se puede generar la curva que representa la longitud fisurada (expresada de forma relativa respecto de la longitud de la base) en función de la resistencia a tracción, para distintos niveles de embalse. Esto se ha hecho para niveles de 320 m.s.n.m. (N.M.N.), 323 m.s.n.m. (0.50 m por encima de coronación) y para 326 m.s.n.m. (3.50 m por encima del nivel de coronación). Así mismo, se ha representado la variación en el coeficiente de seguridad global, FS ($FS = g^* + 1$) frente a la tensión resistente a tracción en el contacto.

Los resultados se recogen en las figuras 12.3 y 12.4. Como se puede observar, para un nivel de 320 m.s.n.m el modelo no predice la formación de fisura, y la estabilidad es independiente del valor de la resistencia a la tracción ($FS = 2.5$).

Para un nivel de 323 m.s.n.m. en cambio, hay un rango de tensiones resistentes de tracción (0.6×10^5 a 1.0×10^5 Pa) para el cual sí que se predice la formación de una grieta, de longitud inversamente proporcional a la resistencia, con reducción progresiva del coeficiente de seguridad. Por otro lado, para el nivel de 326 m.s.n.m. la respuesta no es gradual, y la

pérdida del margen de seguridad es instantánea, pasando de una situación estable a una inestable una vez que la tensión resistente de tracción es inferior a un determinado valor (en este caso de 2.165×10^5 Pa).

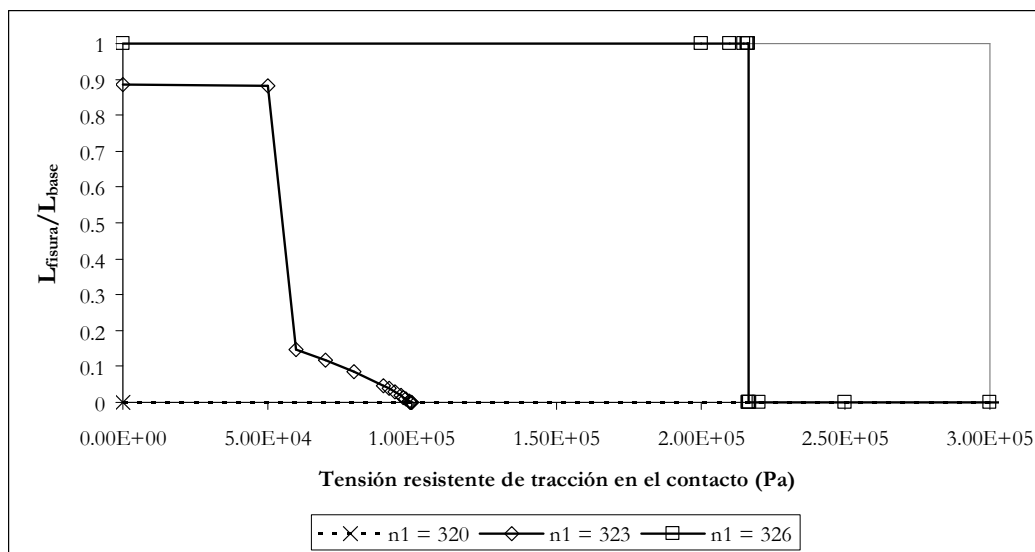


Figura 12.3: Longitud fisurada en función de la resistencia a tracción en el contacto con modelo de equilibrio límite.

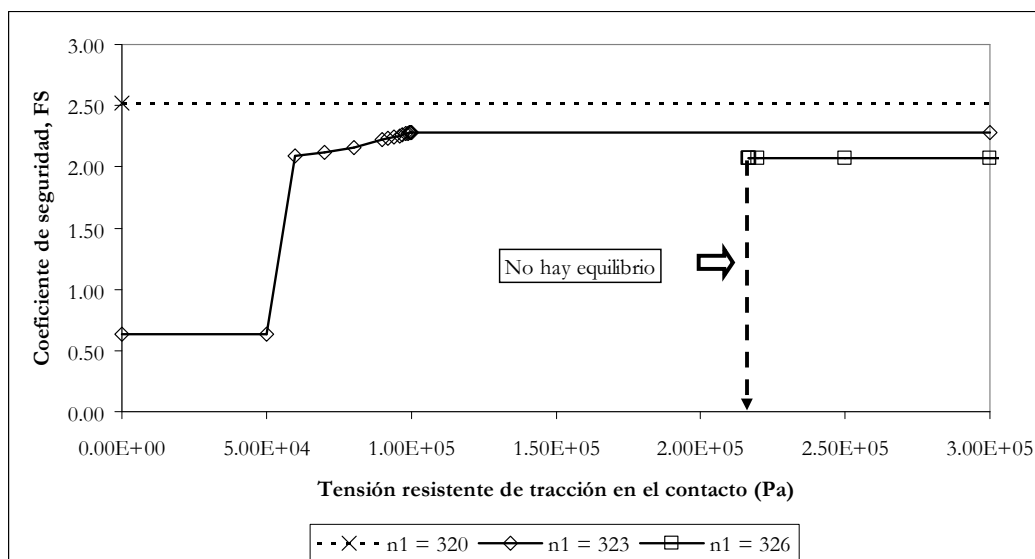


Figura 12.4: Coeficiente de seguridad en función de la resistencia a tracción en el contacto con modelo de equilibrio límite.

Finalmente, partiendo del modelo elaborado, es posible representar, para cada nivel de embalse n_1 , la curva de estado límite (FS=1) en el espacio de las variables resistentes (ϕ, c), como se recoge en la Figura 12.5.

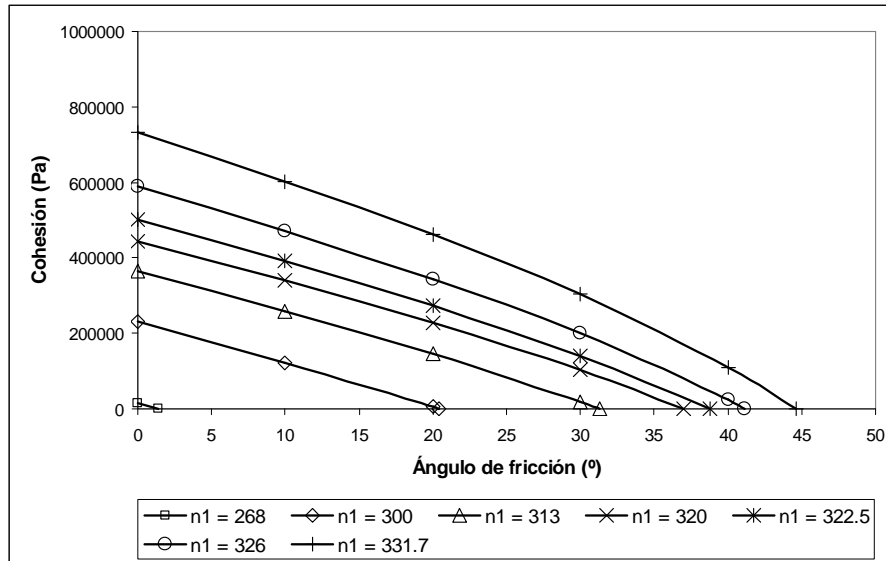


Figura 12.5: Curvas límite (ϕ , c) para $\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa.

12.3.3.- Análisis de Nivel 2. Método de Taylor

12.3.3.1.- Fundamentos. Variables consideradas

La probabilidad condicional de fallo por deslizamiento en el contacto presa-cimiento puede ser estimada mediante los métodos de nivel 2 o métodos de los momentos de segundo orden. Estos métodos, como se recoge en el Capítulo 8 utilizan solamente los dos primeros momentos de las distribuciones de probabilidad de las variables aleatorias.

El método del desarrollo en serie de Taylor de la función de estado, g^* es uno de estos métodos de Nivel 2. Una de las ventajas del método es que proporciona una medida de la contribución de cada una de las variables aleatorias a la varianza de la de la función de estado, por lo que permite establecer qué variables aleatorias juegan un papel más relevante en el comportamiento de la presa.

Para poder determinar la probabilidad de fallo es preciso realizar una hipótesis sobre cómo es la función de distribución de probabilidad de la función de estado g^* . La más habitual es suponer que g^* se distribuye normalmente.

$$g^* \sim N(\mu_{g^*}; \sigma_{g^*}^2) \quad (12.1)$$

En este caso, la probabilidad de fallo $Pf[g^* \leq 0]$ se obtiene mediante (12.2).

$$P_f [g^* \leq 0] = F_N(0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_{g^*}}{\sigma_{g^*}}\right) = \Phi(-\beta) \quad (12.2)$$

Por lo tanto, es necesario determinar los dos primeros momentos de la función de probabilidad de g^* , o bien directamente estimar el índice de fiabilidad, β .

Se consideran las 10 variables aleatorias recogidas en el Cuadro 12.8, reflejando, de acuerdo con lo establecido en el Capítulo 11, sus principales propiedades estadísticas. Estas variables se suponen estadísticamente independientes.

Cuadro 12.8.- Variables aleatorias consideradas.

| Variable | Unidad | Función de probabilidad | Media | Desviación típica | Valor Min | Valor Max |
|---|-------------------|-------------------------|--------|-------------------|-----------|-----------|
| Densidad del hormigón (ρ_c) | kg/m ³ | Normal | 2350 | 49.67 | 2150 | 2550 |
| Coefficiente de ineficiencia del drenaje (K) | - | Triangular | 0.37 | 0.22 | 0.00 | 1.00 |
| Coefficiente de incremento de la subpresión sobre NMN (α) | - | Uniforme | 0.50 | 0.29 | 0.00 | 1.00 |
| Peso específico de los sedimentos (γ_{sed}) | N/m ³ | Triangular | 873.3g | 98.7g | 650g | 1130g |
| Altura de los sedimentos (H_{sed}) | m | Uniforme | 7.75 | 4.47 | 0.00 | 15.50 |
| Coefficiente de empuje de los sedimentos (K_{sed}) | - | Triangular | 0.415 | 0.035 | 0.333 | 0.500 |
| Resistencia a compresión del macizo rocoso (σ_{cm}) | MPa | Lognormal | 9.06 | 0.60 | 0 | $+\infty$ |
| Ángulo de fricción en el contacto presa-cimiento (ϕ) | ° | Normal | 50 | 8.79 | 30 | 70 |
| Cohesión en el contacto presa-cimiento (c) | MPa | Lognormal | 0.418 | 0.298 | 0.00 | 2.00 |
| Resistencia a tracción en el contacto presa-cimiento ($\sigma_{i,t}$) | MPa | Normal | 0.90 | 0.22 | 0.00 | 1.80 |

12.3.3.2.- Probabilidades condicionales obtenidas

La metodología de cálculo es la recogida en el Capítulo 8. Las probabilidades obtenidas para los distintos niveles de embalse considerados son las recogidas en el Cuadro 12.9. Estas probabilidades se han dibujado en escala semilogarítmica para su representación frente a los niveles de embalse en la Figura 12.6.

12.3.3.3.- Análisis de los resultados

El método de Taylor, de nivel 2, puede proporcionar una estimación de la probabilidad condicional de fallo. Como se observa, las probabilidades obtenidas se mueven en un intervalo reducido relativamente homogéneo (entre 0.01 y 0.1).

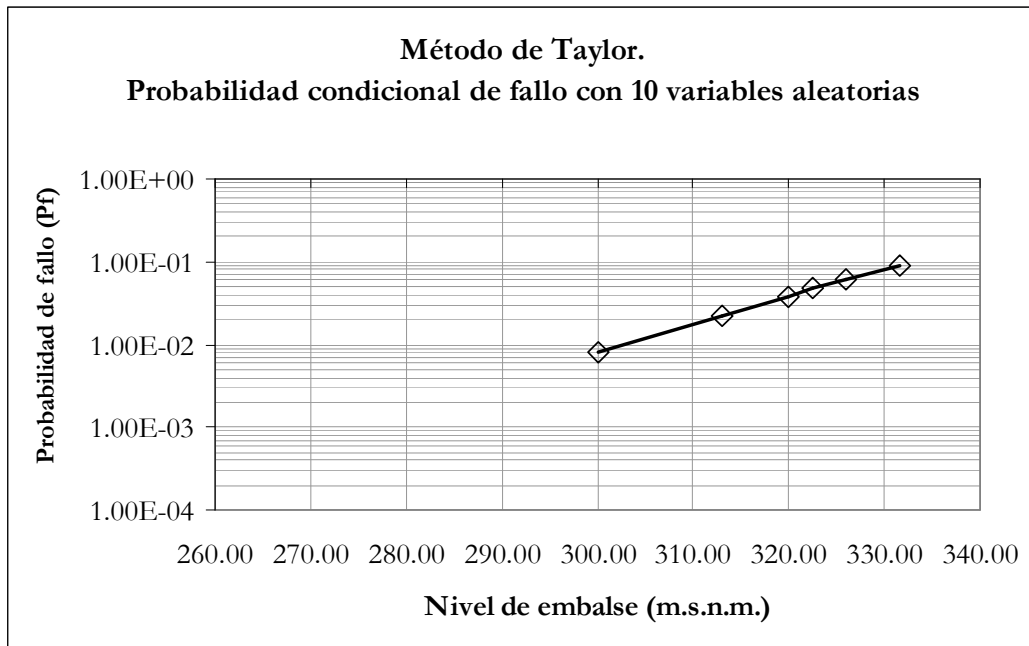


Figura 12.6: Método de Taylor. Probabilidad de fallo para 10 variables aleatorias.

 Cuadro 12.9. Probabilidades condicionales de fallo.
Método de Taylor 10 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Valor medio de g^* | Desviación típica de g^* | Índice de fiabilidad | Probabilidad condicional de fallo |
|--------------------|-------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| n_1 | n_2 | $E[g^*]$ | σ_{g^*} | β | P_f |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 300.00 | 266.00 | 4.00 | 1.66 | 2.41 | 8.08×10^{-03} |
| 313.00 | 266.00 | 2.11 | 1.05 | 2.01 | 2.20×10^{-02} |
| 320.00 | 266.00 | 1.52 | 0.86 | 1.77 | 3.83×10^{-02} |
| 322.50 | 266.00 | 1.32 | 0.79 | 1.67 | 4.70×10^{-02} |
| 326.00 | 266.00 | 1.07 | 0.69 | 1.55 | 6.03×10^{-02} |
| 331.70 | 266.00 | 0.78 | 0.58 | 1.33 | 9.10×10^{-02} |

En la obtención de estas probabilidades se ignora por completo la forma real de las funciones de distribución de probabilidad, siendo la única información propagada a los resultados la correspondiente a los valores medios y a la desviación típica de las variables.

Además, proporciona una estimación de la contribución de cada una de las variables aleatorias a la varianza de la función de estado, g^* (y por tanto, al coeficiente de seguridad, FS). Esta contribución, para cada uno de los niveles de embalse considerados se recoge en la Figura 12.7. Como se puede comprobar, solamente dos variables, el ángulo de fricción y la cohesión en el contacto presa-cimiento, explican la mayor parte de la varianza de la función de estado, g^* . Para niveles de embalse por encima del N.M.N. (320 m.s.n.m.) el coeficiente de ineficiencia de los drenes comienza a ser significativo. Por el otro lado, para niveles bajos de embalse, la altura de sedimentos es el factor principal, pero rápidamente pierde importancia relativa para los niveles superiores.

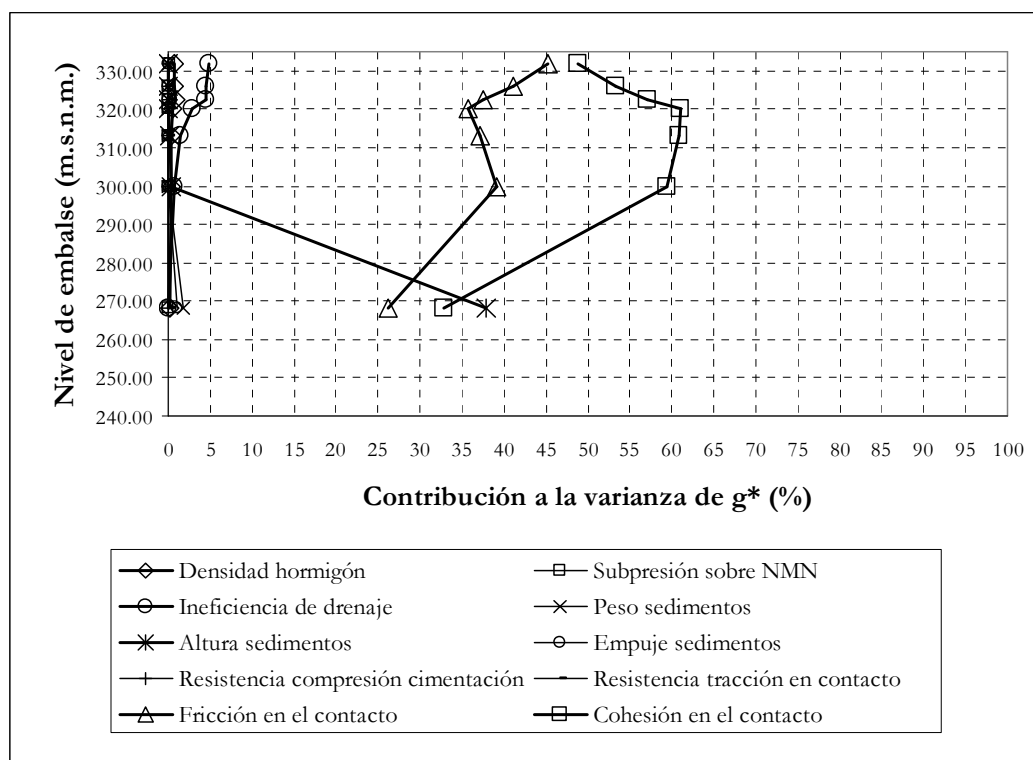


Figura 12.7: Método de Taylor. Contribución de las variables a la varianza de la función g*.

12.3.3.4.- Análisis con reducción del número de variables

A la vista de la contribución a la varianza de las distintas variables consideradas inicialmente, se realiza un nuevo análisis, pero considerando ahora únicamente las 3 variables aleatorias que más contribuyen a la varianza: cohesión, ángulo de fricción y coeficiente de ineficiencia del drenaje, recogidas en el Cuadro 12.10. Los resultados obtenidos se recogen en el Cuadro 12.11 y en la Figura 12.8. Como se puede observar, los resultados son prácticamente idénticos a los obtenidos utilizando las 10 variables aleatorias.

Cuadro 12.10.- 3 variables aleatorias consideradas tras filtrado con Taylor.

| Variable | Unidad | Función de probabilidad | Media | Desviación típica | Valor Min | Valor Max |
|---|--------|-------------------------|-------|-------------------|-----------|-----------|
| Coeficiente de ineficiencia del drenaje (K) | - | Triangular | 0.37 | 0.22 | 0.00 | 1.00 |
| Ángulo de fricción en el contacto presa-cimiento (ϕ) | ° | Normal | 50 | 8.79 | 30 | 70 |
| Cohesión en el contacto presa-cimiento (c) | MPa | Lognormal | 0.418 | 0.298 | 0.00 | 2.00 |

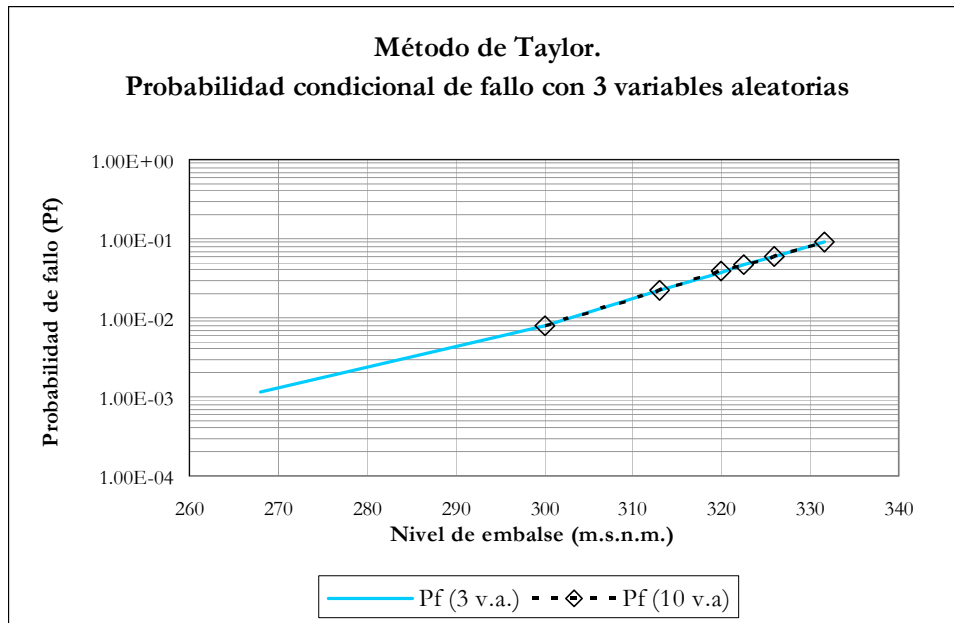


Figura 12.8: Método de Taylor. Probabilidad de fallo para 3 variables aleatorias.

Cuadro 12.11. Probabilidades condicionales de fallo. Método de Taylor 3 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Valor medio de g^* | Desviación típica de g^* | Índice de fiabilidad | Probabilidad condicional de fallo |
|--------------------|-------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| n_1 | n_2 | $E[g^*]$ | σ_{g^*} | β | P_f |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 | 266.00 | 73.79 | 24.16 | 3.05 | 1.13×10^{-3} |
| 300.00 | 266.00 | 4.00 | 1.66 | 2.41 | 7.91×10^{-3} |
| 313.00 | 266.00 | 2.11 | 1.04 | 2.02 | 2.18×10^{-2} |
| 320.00 | 266.00 | 1.52 | 0.86 | 1.78 | 3.79×10^{-2} |
| 322.50 | 266.00 | 1.32 | 0.78 | 1.68 | 4.63×10^{-2} |
| 326.00 | 266.00 | 1.07 | 0.69 | 1.56 | 5.95×10^{-2} |
| 331.70 | 266.00 | 0.78 | 0.58 | 1.34 | 9.00×10^{-2} |

Puesto que la contribución a la varianza del coeficiente de ineficiencia de los drenes es reducida, se realizan a continuación los cálculos utilizando únicamente las dos variables aleatorias principales: el ángulo de fricción y la cohesión en el contacto presa-cimiento, recogidas en el Cuadro 12.12.

Cuadro 12.12.- 2 variables aleatorias consideradas.

| Variable | Unidad | Función de probabilidad | Media | Desviación típica | Valor Min | Valor Max |
|---|--------|-------------------------|-------|-------------------|-----------|-----------|
| Ángulo de fricción en el contacto presa-cimiento (ϕ) | ° | Normal | 50 | 8.79 | 30 | 70 |
| Cohesión en el contacto presa-cimiento (c) | MPa | Lognormal | 0.418 | 0.298 | 0.00 | 2.00 |

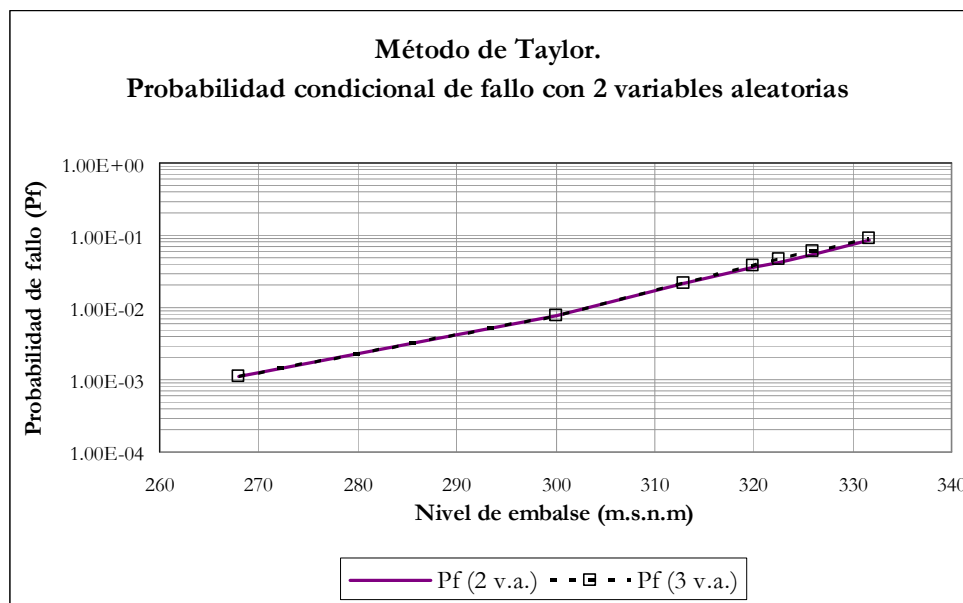


Figura 12.9: Método de Taylor. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias.

Cuadro 12.13. Probabilidades condicionales de fallo.
Método de Taylor 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Valor medio de g^* | Desviación típica de g^* | Índice de fiabilidad | Probabilidad condicional de fallo |
|--------------------|-------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| $n1$ | $n2$ | $E[g^*]$ | σ_{g^*} | β | P_f |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 | 266.00 | 73.79 | 24.16 | 3.05 | 1.13×10^{-03} |
| 300.00 | 266.00 | 4.00 | 1.65 | 2.42 | 7.73×10^{-03} |
| 313.00 | 266.00 | 2.11 | 1.04 | 2.03 | 2.10×10^{-02} |
| 320.00 | 266.00 | 1.52 | 0.85 | 1.80 | 3.58×10^{-02} |
| 322.50 | 266.00 | 1.32 | 0.77 | 1.72 | 4.26×10^{-02} |
| 326.00 | 266.00 | 1.07 | 0.67 | 1.60 | 5.52×10^{-02} |
| 331.70 | 266.00 | 0.78 | 0.57 | 1.38 | 8.45×10^{-02} |

Los resultados se recogen en el Cuadro 12.13 y en la figura 12.9. Como se puede observar, son prácticamente idénticos a los obtenidos utilizando 3 variables aleatorias.

Una de las fortalezas de este método es, precisamente, su capacidad de cribado de variables aleatorias, por lo que su uso, más que a la propia estimación precisa de probabilidades, se dirige a problemas con múltiples variables involucradas, de manera que con unos pocos cálculos sencillos, puede descartarse un gran número de variables para acometer cálculos posteriores más refinados.

12.3.4.- Análisis de Nivel 2. Método de Estimación Puntual

12.3.4.1.- Fundamentos. Problema de la dimensionalidad. Variables consideradas

El método de estimación puntual y sus fundamentos ha sido desarrollado en el Capítulo 8. A continuación se procede a su empleo para estimar las probabilidades de fallo de la presa de estudio.

Una primera consideración a tener en cuenta al aplicar este método es el problema de la dimensionalidad del análisis, definida por el número de variables aleatorias consideradas, n . En efecto, mientras que en el método de Taylor el número de evaluaciones a realizar de la función de estado es de $2n+1$, para aplicar el método de Estimación Puntual es necesario realizar 2^n evaluaciones de dicha función de estado. Así, para 10 variables aleatorias, mientras que con el método de Taylor basta con realizar 21 evaluaciones de la función de estado, con el método de Estimación Puntual es preciso realizar 1024 evaluaciones de la función de estado, como se ilustra en la Figura 12.10.

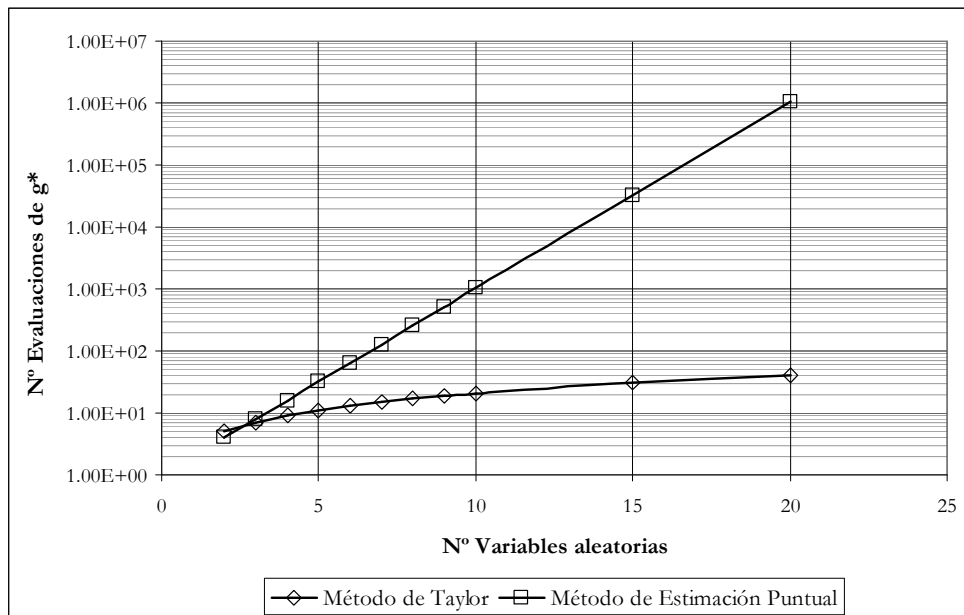


Figura 12.10: Evaluaciones de la función de estado con los métodos de Taylor y Estimación Puntual.

Puesto que los resultados obtenidos mediante el método de Taylor arrojan valores muy similares para 10 y para 3 variables aleatorias, el análisis con el método de Estimación Puntual toma como punto de partida estas 3 variables, reduciendo así el esfuerzo de cálculo. De este modo, se consideran inicialmente las tres variables aleatorias identificadas como más relevantes por el método de Taylor (ángulo de fricción y cohesión en el contacto presacimimiento y coeficiente de ineficiencia de drenes), cuyas características se recogen en el Cuadro 12.14.

Una capacidad del método de estimación puntual es que incorpora la información sobre el sesgo de las distribuciones en la estimación de la probabilidad de fallo. Puesto que de las tres variables consideradas, dos de ellas, la cohesión y el coeficiente de ineficiencia de los drenes, presentan distribuciones asimétricas, es de esperar una mejor aproximación en los resultados obtenidos con el método de Estimación Puntual.

Cuadro 12.14.- Variables aleatorias consideradas.

| Variable | Unidad | Función de probabilidad | Media | Desviación típica | Sesgo | Valor Min | Valor Max |
|--|--------|-------------------------|-------|-------------------|-------|-----------|-----------|
| Coefficiente de ineficiencia del drenaje (K) | - | Triangular | 0.37 | 0.22 | 0.54 | 0.00 | 1.00 |
| Ángulo de fricción en el contacto presacimiento (ϕ) | ° | Normal | 50 | 8.79 | 0.00 | 30 | 70 |
| Cohesión en el contacto presacimiento (c) | MPa | Lognormal | 0.418 | 0.298 | 1.69 | 0.00 | 2.00 |

12.3.4.2.- Probabilidades condicionales obtenidas

La metodología de cálculo es la recogida en el Capítulo 8. En el Apéndice 2 se adjunta el esquema de cálculo organizado sobre una hoja de cálculo comercial. Las probabilidades obtenidas para los distintos niveles de embalse considerados son las recogidas en el Cuadro 12.15. Estas probabilidades se han dibujado en escala semilogarítmica para su representación frente a los niveles de embalse en la Figura 12.11. Hay que recordar que para la obtención de las probabilidades de fallo se calculan los dos primeros momentos de la función de estado, g^* , y a continuación se realiza la hipótesis de que la función de estado presenta una distribución normal de probabilidad.

12.3.4.3.- Análisis de los resultados

Como se puede observar, las probabilidades obtenidas son ligeramente inferiores a las calculadas por el método de Taylor. Al igual que en el caso del método de Taylor, resulta interesante comprobar como se modifican las probabilidades obtenidas al reducir el número de variables en el análisis. Por tanto, a continuación se obtienen las probabilidades correspondientes al caso de las dos variables aleatorias más relevantes: ángulo de fricción y cohesión.

Como se puede comprobar, el método proporciona prácticamente los mismos resultados para 2 y para 3 variables aleatorias, lo que confirma la preponderancia del ángulo de fricción y de la cohesión en el comportamiento descrito por el modelo de equilibrio límite.

De la comparación de las probabilidades obtenidas utilizando solamente 2 variables aleatorias con los métodos de Estimación Puntual y de Taylor se desprende que el primero de ellos arroja valores de la probabilidad de fallo ligeramente inferiores. Puesto que el método de estimación puntual incorpora la información relativa al sesgo de las distribuciones en los cálculos, se considera que ofrece una mejor estimación de la probabilidad que el método de Taylor.

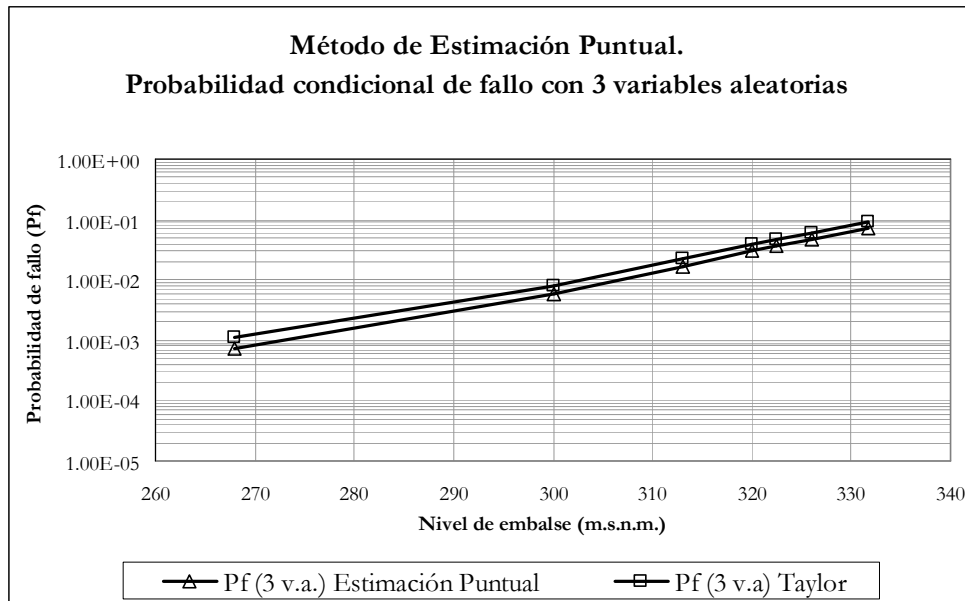


Figura 12.11: Método de Estimación Puntual. Probabilidad de fallo para 3 variables aleatorias.

Cuadro 12.15. Probabilidades condicionales de fallo.
 Método de Estimación Puntual con 3 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Valor medio de g^* | Desviación típica de g^* | Índice de fiabilidad | Probabilidad condicional de fallo |
|--------------------|-------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| n_1 | n_2 | $E[g^*]$ | σ_{g^*} | β | P_f |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 | 266.00 | 75.25 | 23.06 | 3.26 | 5.50×10^{-4} |
| 300.00 | 266.00 | 4.08 | 1.58 | 2.59 | 4.80×10^{-3} |
| 313.00 | 266.00 | 2.16 | 0.99 | 2.17 | 1.50×10^{-2} |
| 320.00 | 266.00 | 1.54 | 0.81 | 1.91 | 2.81×10^{-2} |
| 322.50 | 266.00 | 1.36 | 0.75 | 1.81 | 3.49×10^{-2} |
| 326.00 | 266.00 | 1.11 | 0.66 | 1.69 | 4.59×10^{-2} |
| 331.70 | 266.00 | 0.82 | 0.56 | 1.46 | 7.21×10^{-2} |

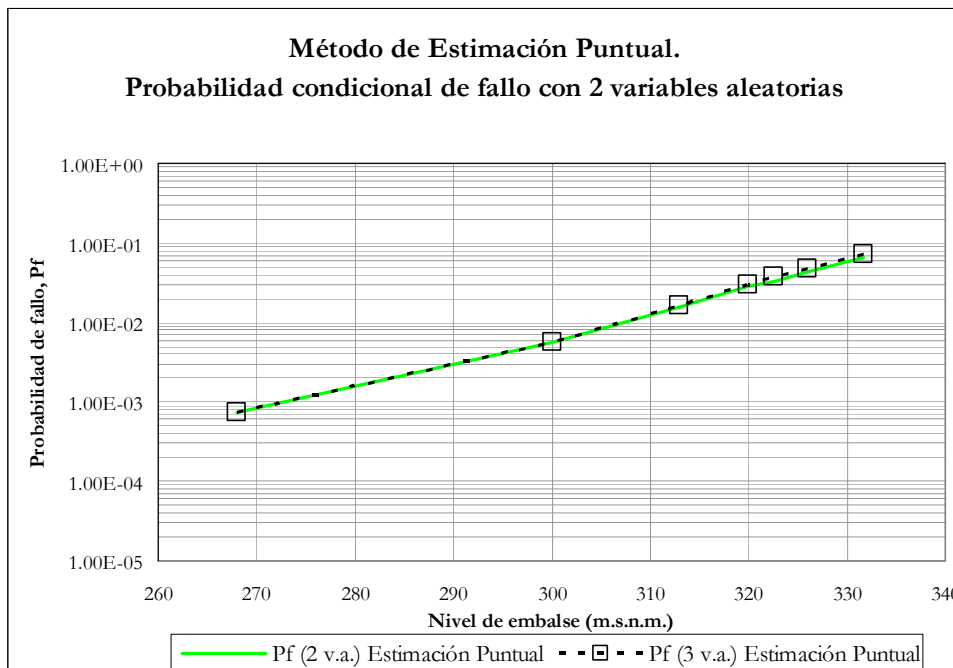


Figura 12.12: Método de Estimación Puntual. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias.

Cuadro 12.16. Probabilidades condicionales de fallo.
 Método de Estimación Puntual con 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Valor medio de g^* | Desviación típica de g^* | Índice de fiabilidad | Probabilidad condicional de fallo |
|--------------------|-------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| n_1 | n_2 | $E[g^*]$ | σ_{g^*} | β | P_f |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 | 266.00 | 76.76 | 24.16 | 3.18 | 7.44×10^{-4} |
| 300.00 | 266.00 | 4.19 | 1.65 | 2.54 | 5.58×10^{-3} |
| 313.00 | 266.00 | 2.22 | 1.04 | 2.15 | 1.59×10^{-2} |
| 320.00 | 266.00 | 1.62 | 0.85 | 1.91 | 2.79×10^{-2} |
| 322.50 | 266.00 | 1.41 | 0.77 | 1.84 | 3.31×10^{-2} |
| 326.00 | 266.00 | 1.15 | 0.67 | 1.72 | 4.29×10^{-2} |
| 331.70 | 266.00 | 0.85 | 0.57 | 1.50 | 6.64×10^{-2} |

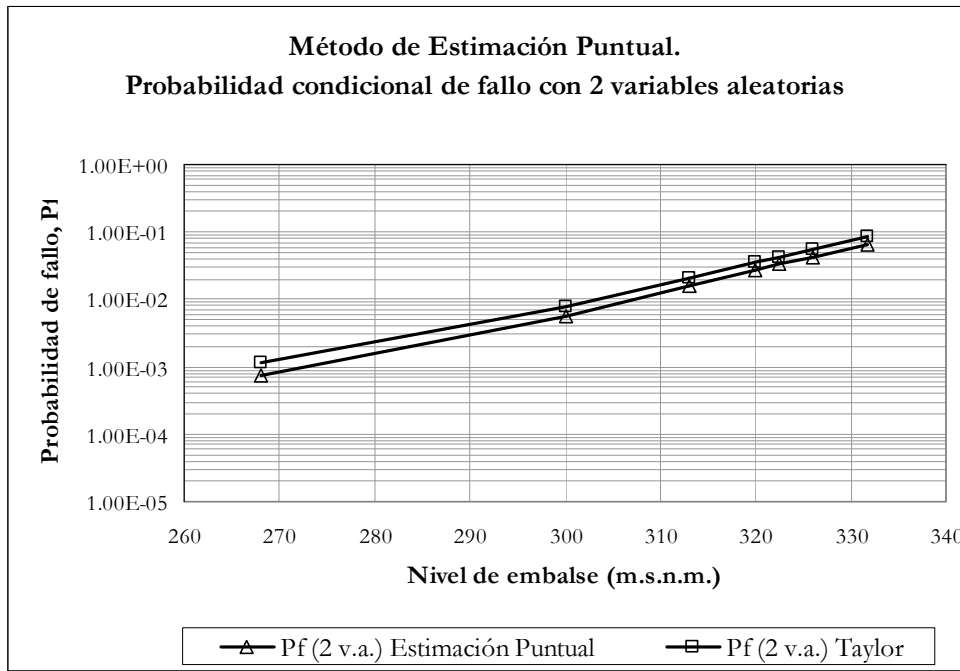


Figura 12.13: Método de Estimación Puntual y método de Taylor. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias.

12.3.5.- Análisis de Nivel 2. Método de Hasofer y Lind

12.3.5.1.- Fundamentos. Variables consideradas

El método de Hasofer y Lind ha sido desarrollado en el Capítulo 8. A continuación se procede a su empleo para estimar las probabilidades de fallo de la presa de estudio. Se utiliza la definición invariante del índice de fiabilidad propuesta por Hasofer y Lind. Si \mathbf{X} es el vector de las variables aleatorias que intervienen (X_1, X_2, \dots, X_n), que se suponen normales, $\boldsymbol{\mu}_x$ el vector de las medias, $\boldsymbol{\sigma}_x$ la matriz de varianzas covarianzas y g_x^* la función de estado, el índice de fiabilidad de Hasofer y Lind es el obtenido al resolver el problema (12.3).

$$\beta = \underset{x}{\text{Mínimo}} \sqrt{(x - \boldsymbol{\mu}_x)^T \boldsymbol{\sigma}_x^{-1} (x - \boldsymbol{\mu}_x)} \quad (12.3)$$

sujeto a:

$$g_x^*(x) = 0 \quad (12.4)$$

El punto del espacio n-dimensional que verifica la condición es el punto de diseño. El punto de diseño se encuentra sobre el límite de la región de fallo (sobre la superficie n-dimensional de frontera entre la región segura y la región de fallo), y es, de todos los puntos de dicha superficie, el más probable. Es decir, aquel para el que la función de densidad conjunta de todas las variables aleatorias que intervienen, f_{X_1, X_2, \dots, X_n} , es máxima, de entre todos los que se encuentran en dicha superficie.

En el caso de que las variables aleatorias sean independientes, la matriz de varianzas covarianzas es una matriz diagonal, donde los términos de la diagonal son las varianzas de las funciones aleatorias, $\sigma_{x_i}^2$, por lo que el problema definido en (12.3) y (12.4) se puede formular como:

$$\beta = \underset{x_i}{\text{Mínimo}} \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{x_i - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i}} \right)^2} \quad (12.5)$$

sujeto a:

$$g_X^*(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (12.6)$$

Una vez estimado el índice de fiabilidad, la probabilidad de fallo se estima mediante (12.2). Este método, a diferencia de los dos anteriores, obtiene directamente el índice de fiabilidad, sin estimar previamente los dos primeros momentos de la función de estado, g^* , que se supone normalmente distribuida.

Inicialmente se consideran las tres variables aleatorias identificadas como más relevantes por el método de Taylor (ángulo de fricción y cohesión en el contacto presa-cimiento y coeficiente de ineficiencia de drenes), cuyas características se recogen en el Cuadro 12.4. Estas variables se consideran estadísticamente independientes entre sí.

12.3.5.2.- Probabilidades condicionales obtenidas

La metodología de cálculo es la recogida en el Capítulo 8. En el Apéndice 2 se recoge el esquema de cálculo utilizado sobre una hoja de cálculo comercial. Las probabilidades obtenidas para los distintos niveles de embalse considerados son las recogidas en el Cuadro 12.17. Estas probabilidades se han dibujado en escala semilogarítmica para su representación frente a los niveles de embalse en la Figura 12.14.

Es posible obtener el nivel mínimo de embalse por debajo del cual ningún valor posible de las variables aleatorias produce una situación de fallo. Para el caso de tres variables aleatorias, este nivel resulta ser de 306.80 m.s.n.m.

12.3.5.3.- Análisis de los resultados

En primer lugar hay que destacar que el método de Hasofer-Lind, a diferencia de los anteriores, identifica la situación en la que ninguna combinación de los valores factibles de las variables aleatorias produce una situación de fallo. Esto ocurre para los niveles más bajos (268 y 300 m.s.n.m.), donde no se produce deslizamiento para ninguna combinación de valores posibles del coeficiente de ineficiencia de drenes, el ángulo de fricción y la cohesión en el contacto presa-cimiento. Es decir, no se genera probabilidad de fallo en situaciones en las que matemáticamente esta probabilidad es cero.

Otro aspecto relevante es que las probabilidades obtenidas son menores que con los métodos de Taylor y de Estimación Puntual, si bien para los niveles de embalse crecientes, las probabilidades tienden a converger.

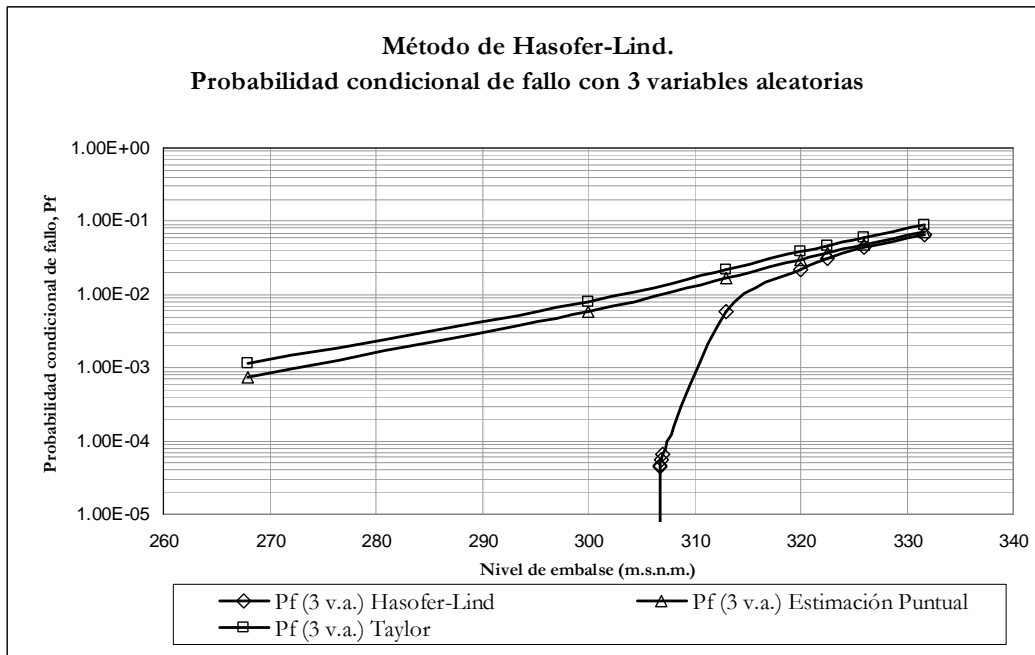


Figura 12.14: Método de Hasofer-Lind. Probabilidad de fallo para 3 variables aleatorias.

 Cuadro 12.17. Probabilidades condicionales de fallo.
Método de Hasofer-Lind con 3 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Índice de fiabilidad | Probabilidad condicional de fallo | Punto de diseño | | |
|--------------------|-------------------|----------------------|-----------------------------------|---------------------|------------|-----------------------|
| | | | | K_{drenes} | ϕ (°) | c (N/m ²) |
| n_1 (m.s.n.m.) | n_2 (m.s.n.m.) | β | Pf | | | |
| 268.00 (*) | 266.00 | - | 0.00 | - | - | - |
| 300.00 (*) | 266.00 | - | 0.00 | - | - | - |
| 313.00 | 266.00 | 2.52 | 5.90×10^{-3} | 0.46 | 31.95 | 9.36×10^{-5} |
| 320.00 | 266.00 | 2.01 | 2.23×10^{-2} | 0.45 | 37.74 | 2.03×10^{-4} |
| 322.50 | 266.00 | 1.87 | 3.07×10^{-2} | 0.44 | 39.46 | 2.79×10^{-4} |
| 326.00 | 266.00 | 1.71 | 4.38×10^{-2} | 0.43 | 41.72 | 3.81×10^{-4} |
| 331.70 | 266.00 | 1.52 | 6.43×10^{-2} | 0.41 | 45.06 | 5.22×10^{-4} |

(*) Para estos niveles, en ningún punto de la región factible de valores se tiene que $g^* \leq 0$, por lo que la probabilidad matemática de fallo es nula

A continuación se va a comprobar la situación correspondiente al empleo de únicamente dos variables aleatorias: ángulo de fricción y cohesión en el contacto. En este caso se adopta para el coeficiente de ineficiencia de los drenes su valor medio ($K=0.37$). Una consecuencia relevante es que el dominio de fallo se modifica, puesto que el nivel mínimo de embalse por debajo del cual la probabilidad de fallo es cero resulta de 311.49 m.s.n.m. frente a los 306.80 m.s.n.m. para el caso de tres variables aleatorias.

En cualquier caso, por encima del nivel mínimo, las probabilidades obtenidas son muy similares a las resultantes en el caso de emplear tres variables aleatorias en el análisis.

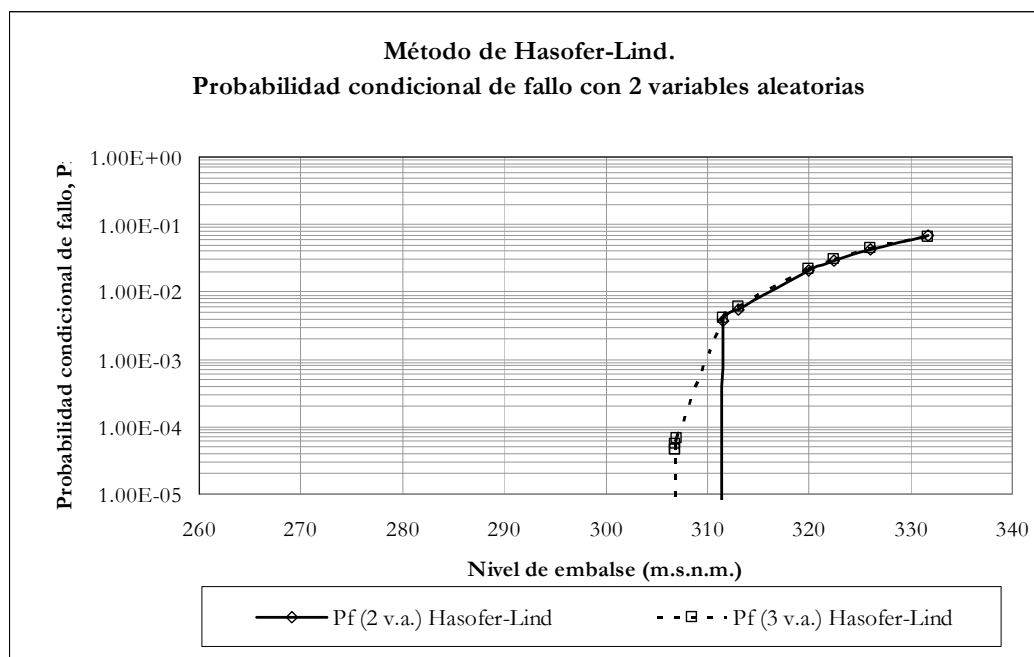


Figura 12.15: Método de Hasofer-Lind. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias.

Cuadro 12.18. Probabilidades condicionales de fallo.
 Método de Hasofer-Lind con 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Índice de fiabilidad | Probabilidad condicional de fallo | Punto de diseño | |
|--------------------|-------------------|----------------------|-----------------------------------|-----------------|---------------------|
| | | | | φ | c |
| n ₁ | n ₂ | β | Pf | (°) | (N/m ²) |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 (*) | 266.00 | - | 0.00 | - | - |
| 300.00 (*) | 266.00 | - | 0.00 | - | - |
| 313.00 | 266.00 | 2.55 | 5.40×10^{-03} | 31.29 | 0.00 |
| 320.00 | 266.00 | 2.04 | 2.08×10^{-02} | 37.01 | 0.00 |
| 322.50 | 266.00 | 1.90 | 2.89×10^{-02} | 38.78 | 0.00 |
| 326.00 | 266.00 | 1.73 | 4.20×10^{-02} | 41.13 | 0.00 |
| 331.70 | 266.00 | 1.49 | 6.78×10^{-02} | 42.48 | 5.38×10^4 |

() Para estos niveles, en ningún punto de la región factible de valores se tiene que $g^* \leq 0$, por lo que la probabilidad matemática de fallo es nula*

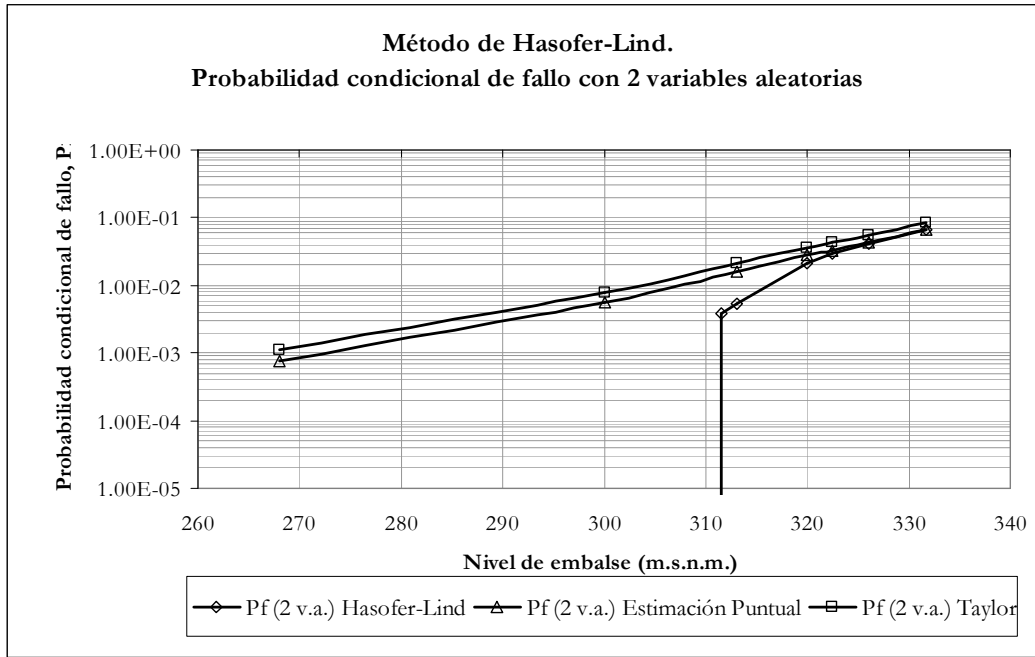


Figura 12.16: Método de Hasofer-Lind. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias.

Comparando ahora los resultados obtenidos para dos variables aleatorias independientes considerando los tres métodos de Nivel 2, resulta que el método de Hasofer-Lind proporciona probabilidades de fallo similares a los otros dos métodos para los niveles de embalse superiores, e identifica los niveles mínimos a partir de los cuales estas probabilidades tienen sentido físico, como se observa en la Figura 12.16.

En el espacio bidimensional de las variables aleatorias, el punto de diseño representa la combinación de valores más probable que conduce a una situación de fallo. En las figuras 12.17 a 12.20 se recoge la posición del punto de diseño sobre la curva de estado límite para el caso de los niveles de embalse de 320, 322.50, 326 y 331.70 m.s.n.m., así como el punto más probable (“Punto Base”) correspondiente a los valores medios de las variables aleatorias.

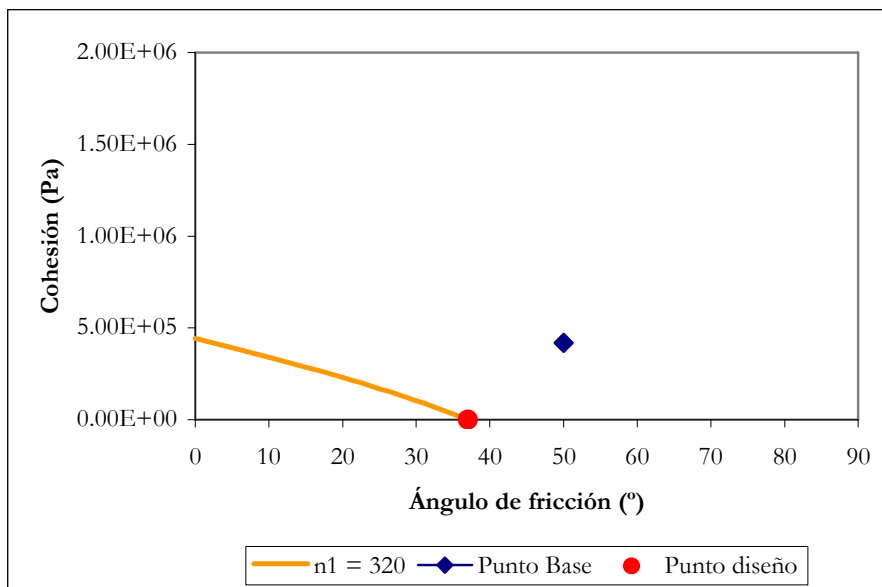


Figura 12.17: Método de Hasofer-Lind con 2 variables aleatorias. Punto de diseño para nivel 320 m.s.n.m..

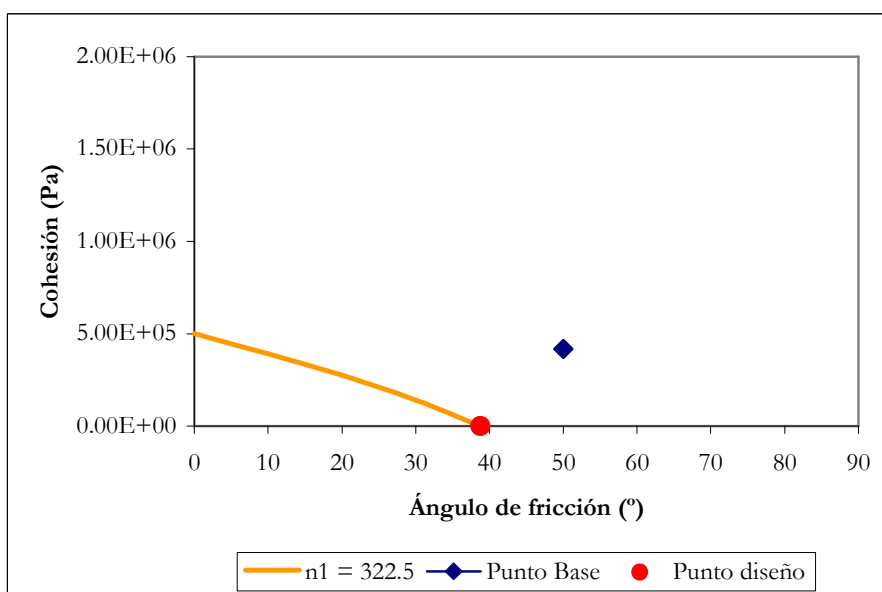


Figura 12.18: Método de Hasofer-Lind con 2 variables aleatorias. Punto de diseño para nivel 322.5 m.s.n.m..

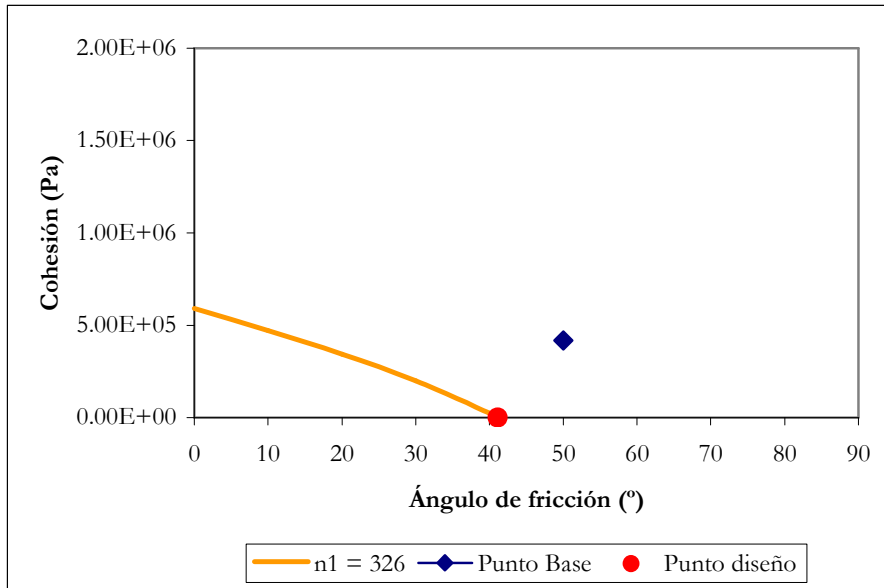


Figura 12.19: Método de Hasofer-Lind con 2 variables aleatorias. Punto de diseño para nivel 326 m.s.n.m.

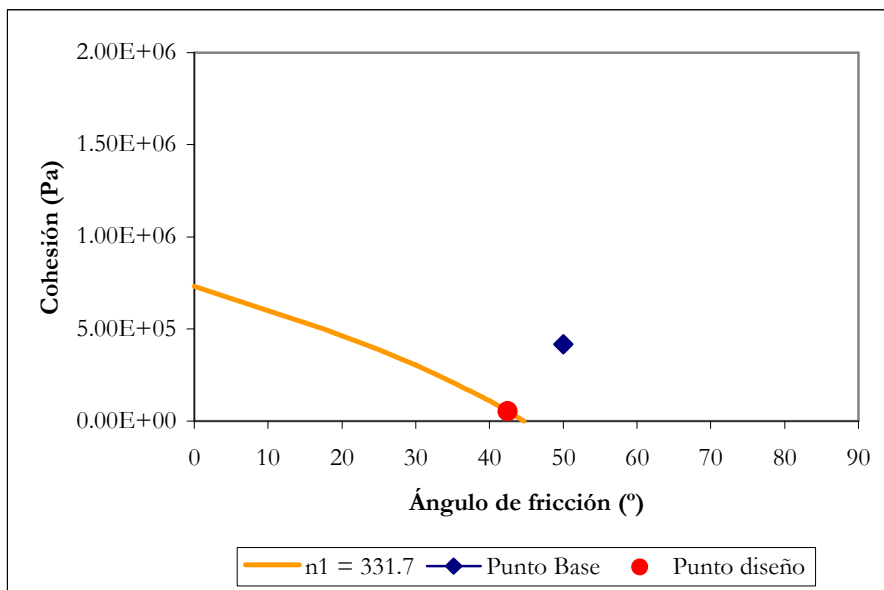


Figura 12.20: Método de Hasofer-Lind con 2 variables aleatorias. Punto de diseño para nivel 331.7 m.s.n.m.

12.3.6.- Análisis de Nivel 3. Método de Monte Carlo

12.3.6.1.- Fundamentos. Variables consideradas

Los métodos de Nivel 3 tratan de determinar la probabilidad de fallo, formulada mediante la ecuación (12.7).

$$P_f [g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 0] = \int_{g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 0} f_{x_1, x_2, \dots, x_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad (12.7)$$

La integración directa por métodos analíticos no suele ser posible en la práctica, por lo que se hace necesario recurrir a métodos de integración numérica o a métodos de simulación. Para poder realizar la integración es necesario conocer la función de densidad de probabilidad conjunta de las variables aleatorias, $f_{x_1, x_2, \dots, x_n}(x_1, x_2, \dots, x_n)$, y conocer con precisión el dominio de integración definido por $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 0$. En la práctica, resulta más ventajoso recurrir a los métodos de simulación, basados en la generación de N realizaciones de las variables aleatorias (experimentos). Esta generación de muestras se acomete mediante técnicas estadísticas adecuadas, de forma que los valores generados son consistentes con las distribuciones supuestas o conocidas de los mismos y con las posibles correlaciones existentes entre las variables.

$$\hat{x}_{(i)} = \left(\hat{x}_1, \hat{x}_2, \dots, \hat{x}_n \right)_{(i)} ; i = 1, \dots, N \quad (12.8)$$

Se evalúa la función de estado para cada una de estas realizaciones, obteniendo el número de ocasiones, m, en que se verifica la situación de fallo $g^* \leq 0$. La probabilidad buscada se puede aproximar entonces por (12.9).

$$P_{fallo} \approx \frac{m \left(g^* \left(\hat{x}_1, \hat{x}_2, \dots, \hat{x}_n \right) \leq 0 \right)}{N} = \hat{P}_f \quad (12.9)$$

Estos métodos se denominan exactos porque proporcionan el valor exacto de la probabilidad cuando $N \rightarrow \infty$. Para valores menores de N, lo que proporciona es una estimación del valor de la integral (12.7). Como se vio en el Capítulo 8, el estimador de la probabilidad de fallo presenta una media y varianza dadas por (12.10).

$$E \left[\hat{P}_f \right] = P_f \quad (12.10)$$

$$\sigma_{\hat{P}_f}^2 = \frac{1}{N} P_f (1 - P_f)$$

La precisión en la estimación realizada viene dada por desviación típica del estimador, que es inversamente proporcional a la raíz cuadrada del número de realizaciones o experimentos.

Se consideran las 10 variables aleatorias recogidas en el Cuadro 12.8, en el que se muestra, de acuerdo con lo establecido en el Capítulo 11, las principales propiedades estadísticas de las mismas. Estas variables se consideran estadísticamente independientes entre sí.

12.3.6.2.- Probabilidades condicionales obtenidas

La metodología de cálculo es la recogida en el Capítulo 8. El muestreo se ha realizado mediante un Monte Carlo puro, utilizando una hoja de cálculo comercial equipada con la herramienta de simulación estadística @RISK (Palisade, 2007). Las probabilidades obtenidas para los distintos niveles de embalse considerados son las recogidas en el Cuadro 12.19. Estas probabilidades se han dibujado en escala semilogarítmica para su representación frente a los niveles de embalse en la Figura 12.24.

La longitud de la muestra se considera suficiente cuando la desviación típica de la probabilidad estimada es inferior en un orden de magnitud a la propia probabilidad estimada.

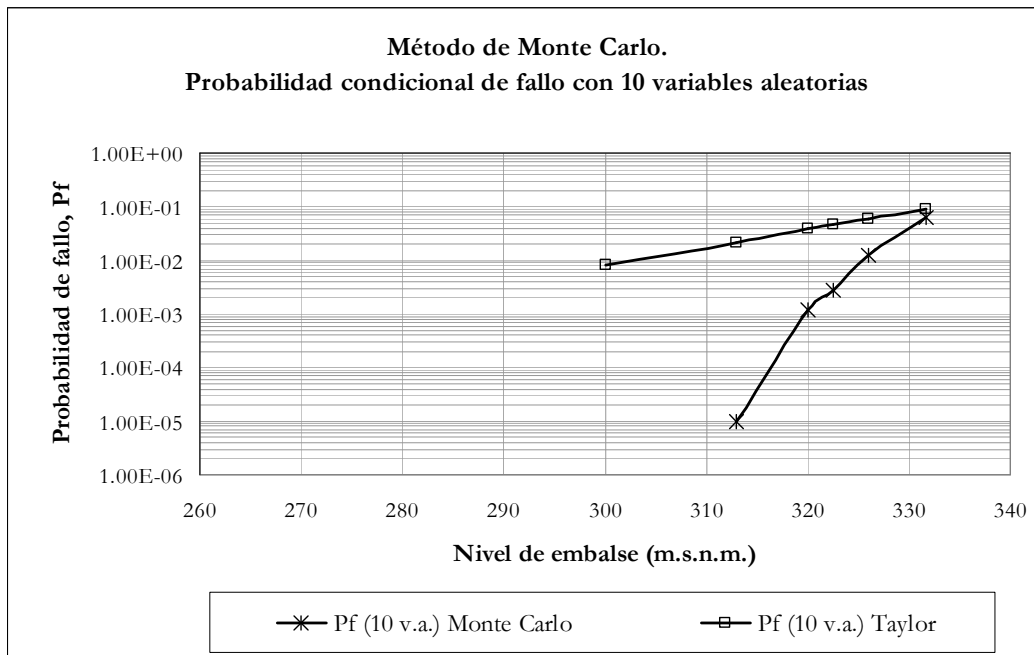


Figura 12.21: Método de Monte Carlo. Probabilidad de fallo para 10 variables aleatorias.

Cuadro 12.19. Probabilidades condicionales de fallo.
 Método de Monte Carlo 10 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Número de experimentos | Número de fallos | Probabilidad condicional de fallo | Desviación típica de P_f |
|--|-------------------|------------------------|------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| n_1 | n_2 | N | N_{fallos} | $P_f = \frac{N_{fallos}}{N}$ | σ_{P_f} |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 (*) | 266.00 | - | - | 0.00 | - |
| 300.00 (*) | 266.00 | - | - | 0.00 | - |
| 313.00 | 266.00 | 1,000,000 | 11 | 1.10×10^{-5} | 3.32×10^{-6} |
| 320.00 | 266.00 | 100,000 | 123 | 1.23×10^{-3} | 1.11×10^{-4} |
| 322.50 | 266.00 | 10,000 | 28 | 2.80×10^{-3} | 5.28×10^{-4} |
| 326.00 | 266.00 | 10,000 | 128 | 1.28×10^{-2} | 1.12×10^{-3} |
| 331.70 | 266.00 | 10,000 | 643 | 6.43×10^{-2} | 2.45×10^{-3} |
| (*) Para estos niveles, en ningún punto de la región factible de valores se tiene que $g^* \leq 0$, por lo que la probabilidad matemática de fallo es nula | | | | | |

12.3.6.3.- Análisis de los resultados

Para 10 variables aleatorias y niveles de 268 y 300 m.s.n.m., no existe ninguna combinación factible de las variables que provoque el deslizamiento, por lo que la probabilidad matemática de fallo en este caso es cero. Se observa que este método proporciona resultados de la probabilidad de fallo inferiores a los estimados mediante el método de Taylor, para un mismo número de variables, si bien los resultados convergen para los niveles de embalse superiores.

12.3.6.4.- Análisis con reducción del número de variables

A continuación se analiza el problema considerando únicamente las tres variables aleatorias más representativas, que han sido identificadas previamente mediante el método de Taylor y recogidas en el Cuadro 12.10.

Para 3 variables aleatorias y niveles de 268 y 300 m.s.n.m., no existe ninguna combinación factible de las variables que provoque el deslizamiento, por lo que la probabilidad matemática de fallo en este caso es cero. Como muestra el gráfico de la Figura 12.22 las probabilidades obtenidas son prácticamente las mismas empleando solamente tres variables aleatorias, reduciéndose ligeramente la probabilidad de fallo en los niveles superiores.

12.3.6.5.- Análisis con curvas límite. Aplicación al caso de dos variables aleatorias

El siguiente paso supone realizar los cálculos considerando únicamente dos variables aleatorias: ángulo de fricción y cohesión. En este caso el método de Monte Carlo se puede afrontar de dos formas distintas:

- Cálculos con Monte Carlo puro
- Empleo de curvas límite

El cálculo con Monte Carlo puro ha sido el procedimiento seguido para los casos de diez y tres variables aleatorias, y se puede resumir en los siguientes pasos:

- (1) Formular el problema para un nivel de embalse dado (en este caso, en una hoja de cálculo)
- (2) Generar aleatoriamente N vectores de orden n (n : número de variables aleatorias, dos en este caso)
- (3) Resolver el problema en cada uno de los N casos
- (4) Evaluar el número de casos en los que se produce fallo (deslizamiento)

En el Cuadro 12.21 se recoge los resultados obtenidos utilizando este procedimiento para dos variables aleatorias. En las figuras 12.23 y 12.25 se pueden mostrar los resultados de forma gráfica.

Se puede observar que, como sucedía para tres variables aleatorias, para los niveles de 268 y 300 m.s.n.m. no existe ninguna combinación factible de las variables que provoque el deslizamiento, por lo que la probabilidad matemática de fallo es cero.

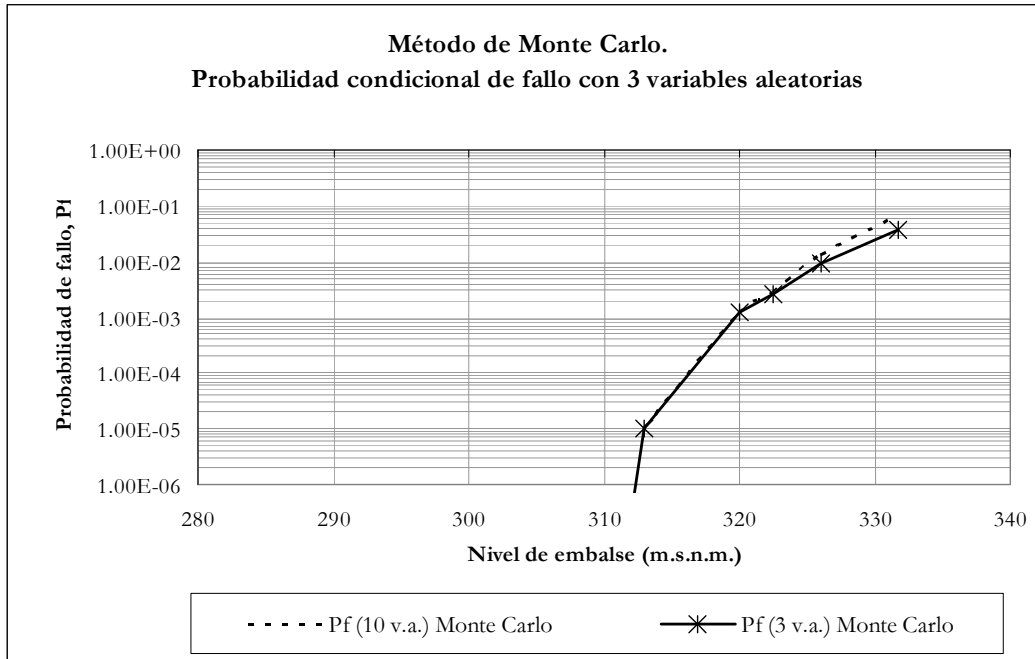


Figura 12.22: Método de Monte Carlo. Probabilidad de fallo para 3 variables aleatorias. Comparación con el caso de 10 variables aleatorias

Cuadro 12.20. Probabilidades condicionales de fallo.
Método de Monte Carlo 3 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Número de experimentos | Número de fallos | Probabilidad condicional de fallo | Desviación típica de P_f |
|--|-------------------|------------------------|------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| n_1 | n_2 | N | N_{fallos} | $P_f = \frac{N_{fallos}}{N}$ | $\sigma_{\hat{P}_f}$ |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 (*) | 266.00 | - | - | 0.00 | - |
| 300.00 (*) | 266.00 | - | - | 0.00 | - |
| 313.00 | 266.00 | 1,000,000 | 10 | 1.00×10^{-5} | 3.16×10^{-6} |
| 320.00 | 266.00 | 100,000 | 119 | 1.19×10^{-3} | 1.09×10^{-4} |
| 322.50 | 266.00 | 10,000 | 26 | 2.60×10^{-3} | 5.09×10^{-4} |
| 326.00 | 266.00 | 10,000 | 90 | 9.00×10^{-3} | 9.44×10^{-4} |
| 331.70 | 266.00 | 10,000 | 365 | 3.65×10^{-2} | 1.88×10^{-3} |
| (*) Para estos niveles, en ningún punto de la región factible de valores se tiene que $g^* \leq 0$, por lo que la probabilidad matemática de fallo es nula | | | | | |

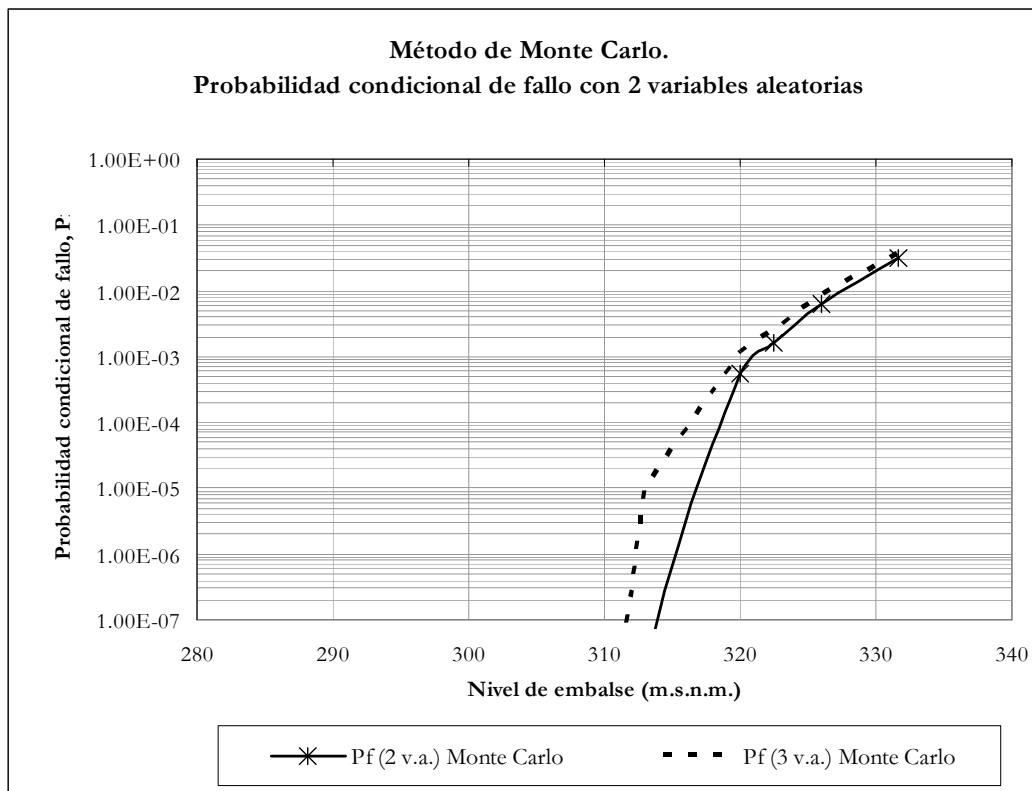


Figura 12.23: Método de Monte Carlo. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias. Comparación con el caso de 3 variables aleatorias

Cuadro 12.21. Probabilidades condicionales de fallo. Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Número de experimentos | Número de fallos | Probabilidad condicional de fallo | Desviación típica de P_f |
|--|-------------------|------------------------|------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| n_1 | n_2 | N | N_{fallos} | $P_f = \frac{N_{fallos}}{N}$ | $\sigma_{\hat{P}_f}$ |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 (*) | 266.00 | - | - | 0.00 | - |
| 300.00 (*) | 266.00 | - | - | 0.00 | - |
| 313.00 | 266.00 | 10,000,000 | 0 | $<1.00 \times 10^{-7}$ | - |
| 320.00 | 266.00 | 100,000 | 56 | 5.60×10^{-4} | 7.48×10^{-5} |
| 322.50 | 266.00 | 10,000 | 16 | 1.60×10^{-3} | 4.00×10^{-4} |
| 326.00 | 266.00 | 10,000 | 63 | 6.30×10^{-3} | 7.91×10^{-4} |
| 331.70 | 266.00 | 10,000 | 320 | 3.20×10^{-2} | 1.76×10^{-3} |
| (*) Para estos niveles, en ningún punto de la región factible de valores se tiene que $g^* \leq 0$, por lo que la probabilidad matemática de fallo es nula | | | | | |

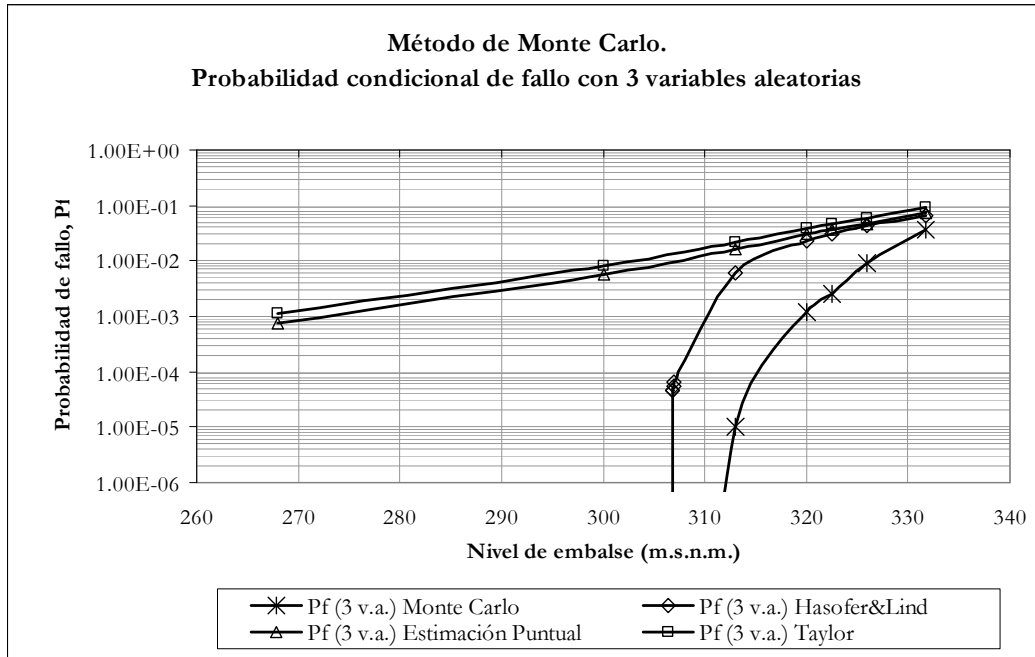


Figura 12.24: Método de Monte Carlo. Probabilidad de fallo para 3 variables aleatorias. Comparación con los métodos de Nivel 2.

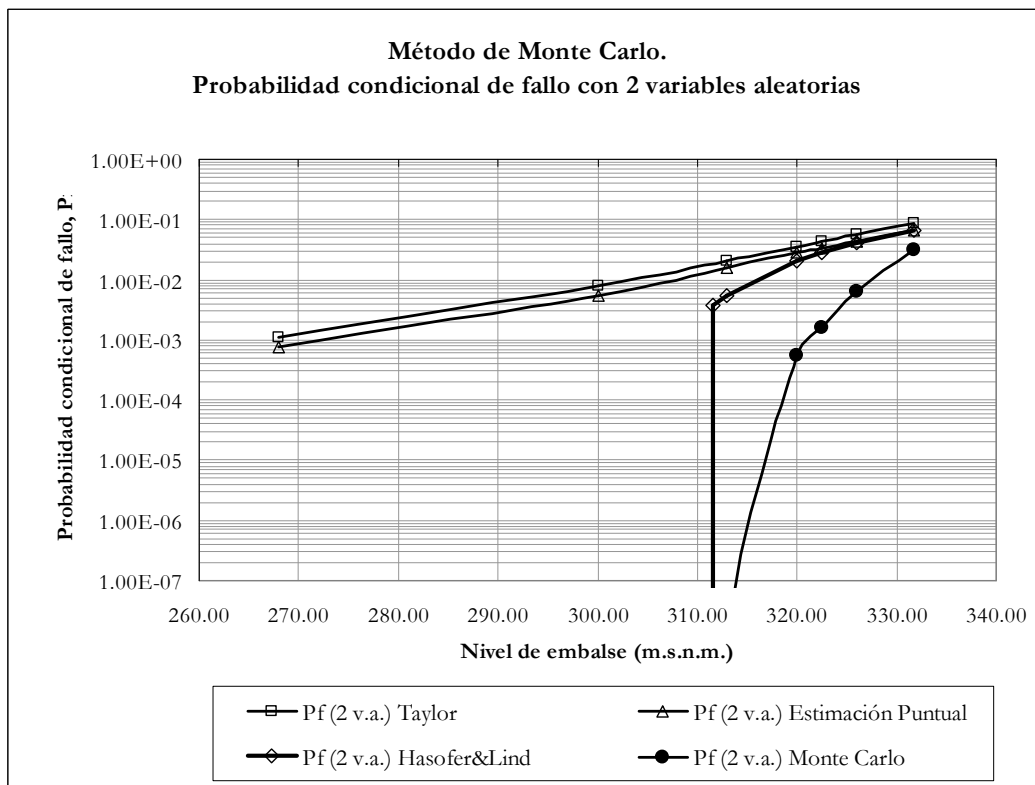


Figura 12.25: Método de Monte Carlo. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias. Comparación con los métodos de Nivel 2.

El segundo procedimiento, correspondiente al empleo de las curvas límite, obtiene la probabilidad de fallo de la siguiente forma:

- (1) Formular el problema para un nivel de embalse dado (en este caso, en una hoja de cálculo)
- (2) Obtener la curva límite que define la frontera de la región de fallo en el espacio ϕ -c para el nivel de embalse considerado
- (3) Generar aleatoriamente N vectores de orden n (n: número de variables aleatorias, dos en este caso)
- (4) Evaluar si el punto definido por el par de valores aleatorios (ϕ, c) ; $i=1, \dots, N$; se encuentra en la región de fallo definida por la curva límite.

La ventaja de este segundo procedimiento radica en la simplificación de los cálculos. Si es posible obtener la forma de la curva límite, ya no es preciso resolver N veces el problema de la estabilidad de la presa, sino solamente evaluar N veces si un punto de un espacio bidimensional se encuentra por encima o por debajo de una curva dada. Este procedimiento se puede generalizar al espacio n-dimensional de las n variables aleatorias para $n > 2$. La curva límite es entonces una hipersuperficie que separa la región segura de la región de fallo.

A continuación se recoge la aplicación de este procedimiento al caso de dos variables aleatorias: ángulo de fricción y cohesión. La formulación general de las curvas límite se obtienen despejando la cohesión en (12.11), lo que conduce a la (12.12), que permite obtener el valor de la cohesión sobre la curva límite, c_{lim} , para un ángulo de fricción dado, ϕ .

$$\frac{N'(x_1, x_2, \dots, x_n) \operatorname{tg} \phi + c \times B^*(x_1, x_2, \dots, x_n)}{s(x_1, x_2, \dots, x_n)} - 1 = 0 \quad (12.11)$$

$$c_{lim} = \frac{s(x_1, x_2, \dots, x_n)}{B^*(x_1, x_2, \dots, x_n)} - \frac{N'(x_1, x_2, \dots, x_n)}{B^*(x_1, x_2, \dots, x_n)} \operatorname{tg} \phi = a_0 + a_1 \cdot \operatorname{tg}(\phi) \quad (12.12)$$

$$a_0 = \frac{s(x_1, x_2, \dots, x_n)}{B^*(x_1, x_2, \dots, x_n)} \quad (12.13)$$

$$a_1 = -\frac{N'(x_1, x_2, \dots, x_n)}{B^*(x_1, x_2, \dots, x_n)} \quad (12.14)$$

Los coeficientes de la curva, “ a_0 ” y “ a_1 ”, se obtienen para cada nivel de embalse, n_i , y son los recogidos en el Cuadro 12.23. Las probabilidades obtenidas utilizando el procedimiento de las curvas límite se recoge en el cuadro 12.22.

En la Figura 12.26 se dibujan las curvas de probabilidad de fallo. Como se puede observar, las probabilidades son del mismo orden de magnitud con ambos métodos, debiéndose la diferencia únicamente al carácter aleatorio del muestreo y a la limitación en la longitud de la muestra.

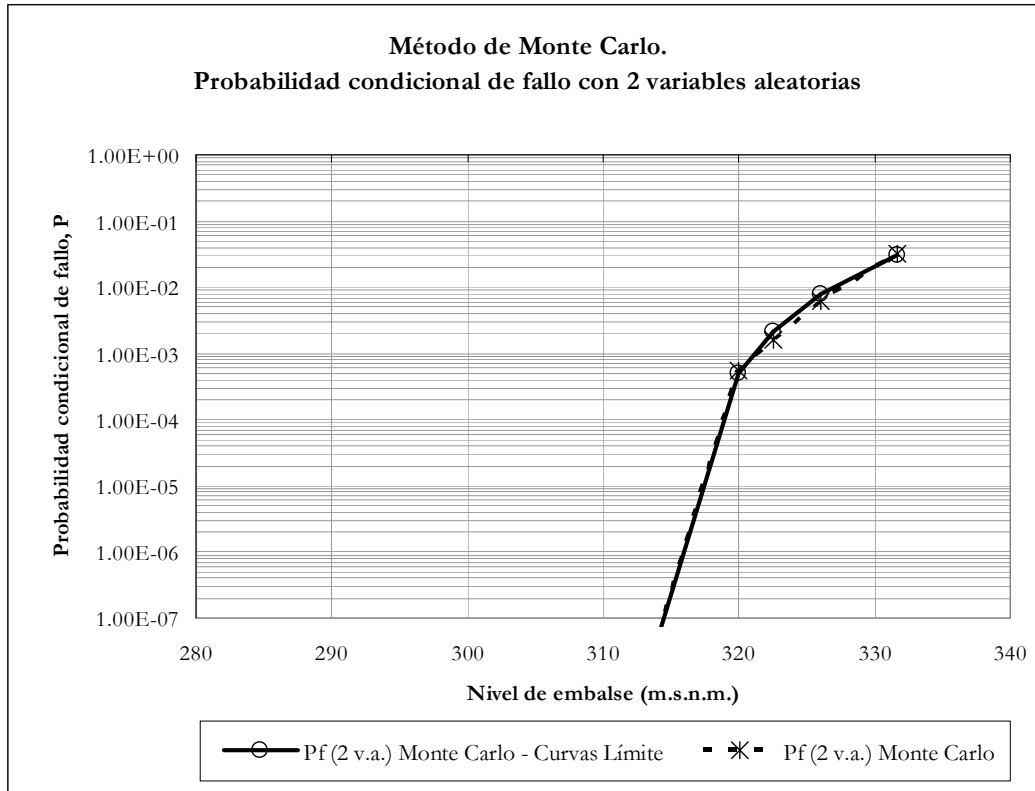


Figura 12.26: Método de Monte Carlo. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias utilizando las curvas límite. Comparación con el caso de 2 variables aleatorias sin utilizar las curvas límite.

Cuadro 12.22. Probabilidades condicionales de fallo.
Método de Monte Carlo – Curvas límite con 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Número de experimentos | Número de fallos | Probabilidad condicional de fallo | Desviación típica de P_f |
|--------------------|-------------------|------------------------|------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| n_1 | n_2 | N | N_{fallos} | $P_f = \frac{N_{fallos}}{N}$ | $\sigma_{\hat{P}_f}$ |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 (*) | 266.00 | - | - | 0.00 | - |
| 300.00 (*) | 266.00 | - | - | 0.00 | - |
| 313.00 | 266.00 | 10,000,000 | 0 | $<1.00 \times 10^{-7}$ | - |
| 320.00 | 266.00 | 100,000 | 49 | 4.90×10^{-4} | 7.00×10^{-5} |
| 322.50 | 266.00 | 100,000 | 213 | 2.13×10^{-3} | 1.46×10^{-4} |
| 326.00 | 266.00 | 100,000 | 778 | 7.78×10^{-3} | 2.78×10^{-4} |
| 331.70 | 266.00 | 100,000 | 3,128 | 3.13×10^{-2} | 5.50×10^{-4} |

(*) Para estos niveles, en ningún punto de la región factible de valores se tiene que $g^* \leq 0$, por lo que la probabilidad matemática de fallo es nula

Cuadro 12.23. Método de Monte Carlo con 2 variables aleatorias
Parámetros de las curvas límite.

| Nivel de embalse, n1 (m.s.n.m.) | a ₀ (Pa) | a ₁ (Pa) |
|------------------------------------|------------------------|------------------------|
| 268.00 | 1.654×10 ⁴ | -6.874×10 ⁵ |
| 300.00 | 2.324×10 ⁵ | -6.239×10 ⁵ |
| 313.00 | 3.649×10 ⁵ | -6.004×10 ⁵ |
| 320.00 | 4.432×10 ⁵ | -5.880×10 ⁵ |
| 322.50 | 5.013×10 ⁵ | -6.241×10 ⁵ |
| 326.00 | 5.901×10 ⁵ | -6.757×10 ⁵ |
| 331.70 | 7.314×10 ⁵ | -7.401×10 ⁵ |

A la ventaja aportada por las curvas límite de no tener que resolver N veces el problema de la estabilidad de la presa, se añade otra ventaja adicional en tiempo de cálculo. El método directo de Monte Carlo ha requerido resolver el problema de estabilidad generando una muestra de longitud N de las variables aleatorias para cada nivel de embalse analizado. Si se dispone de la definición de las curvas límite para distintos niveles de embalse, es suficiente generar una única muestra de longitud N de las variables aleatorias, que se emplea para evaluar la probabilidad de fallo con cada una de las curvas límite disponibles.

Por ello, se ha utilizado una única muestra de 100,000 valores aleatorios para analizar simultáneamente la probabilidad para los niveles de embalse de 320 m.s.n.m. y superiores. Para el nivel de embalse de 313.00 m.s.n.m., debido a su baja probabilidad de ocurrencia, ha sido preciso generar una muestra de mayor longitud, capaz de generar puntos en la región de fallo. En este caso, la muestra aleatoria contiene 10,000,000 elementos. Las operaciones se han organizado en una hoja de cálculo equipada con la herramienta de simulación estadística @RISK (Palisade, 2007), como se recoge en el Apéndice 3.

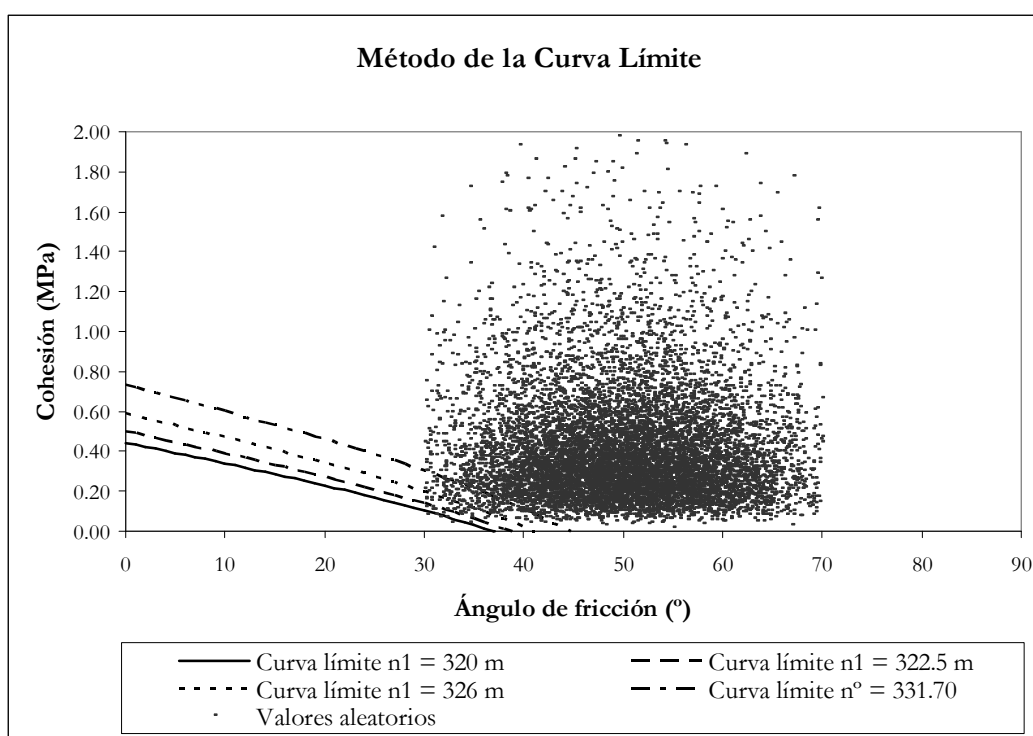


Figura 12.27: Método de Monte Carlo. Curvas límite (10,000 puntos en la imagen)

12.4.- Escenario sísmico

12.4.1.- Niveles de embalse y aceleraciones sísmicas de cálculo

Como ya se ha justificado en el Capítulo 10, el modelo general de riesgo se estructura en dos sub-árboles de eventos independientes para los eventos de naturaleza hidrológica y sísmica, al considerarse que la ocurrencia simultánea de eventos hidrológicos y sísmicos es extremadamente baja.

En el Escenario Sísmico se va a realizar el análisis para cuatro niveles de embalse, recogidos en el Cuadro 12.24, y para el nivel de contraembalse indicado en el Cuadro 12.25.

Cuadro 12.24: Niveles de embalse (n_1) para el Análisis Sísmico.

| Caso | Nivel de embalse | Altura de embalse Sobre plano contacto | Referencia |
|----------|------------------|---|----------------------------|
| | m.s.n.m. | m | |
| n_{11} | 268.00 | 28.00 | Lecho del río aguas arriba |
| n_{12} | 300.00 | 60.00 | Nivel intermedio |
| n_{13} | 313.00 | 73.00 | Umbral del aliviadero |
| n_{14} | 320.00 | 80.00 | Nivel Máximo Normal |

Cuadro 12.25: Niveles de contraembalse (n_2) para el Análisis Sísmico.

| Caso | Nivel de embalse | Altura de embalse Sobre plano contacto | Referencia |
|----------|------------------|---|---------------------------|
| | m.s.n.m. | m | |
| n_{21} | 266.00 | 26.00 | Nivel del río aguas abajo |

Para realizar el análisis sísmico se realiza una selección de seis puntos de la curva de sollicitación sísmica mostrada en la Figura 12.28, que cubren las probabilidades de ocurrencia recogidas en el cuadro 12.26.

Cuadro 12.26: Aceleraciones sísmicas de cálculo para el Análisis Sísmico.

| Aceleración sísmica de cálculo | Periodo de retorno asociado | Probabilidad Anual de Excedencia |
|-----------------------------------|--------------------------------|-------------------------------------|
| a/g | T (años) | P.A.E. |
| 0.01 | 3.6 | 2.77×10^{-01} |
| 0.03 | 75.8 | 1.32×10^{-02} |
| 0.06 | 500.0 | 2.00×10^{-03} |
| 0.12 | 3212.0 | 3.11×10^{-04} |
| 0.24 | 21182.4 | 4.72×10^{-05} |
| 0.48 | 137907.0 | 7.25×10^{-06} |

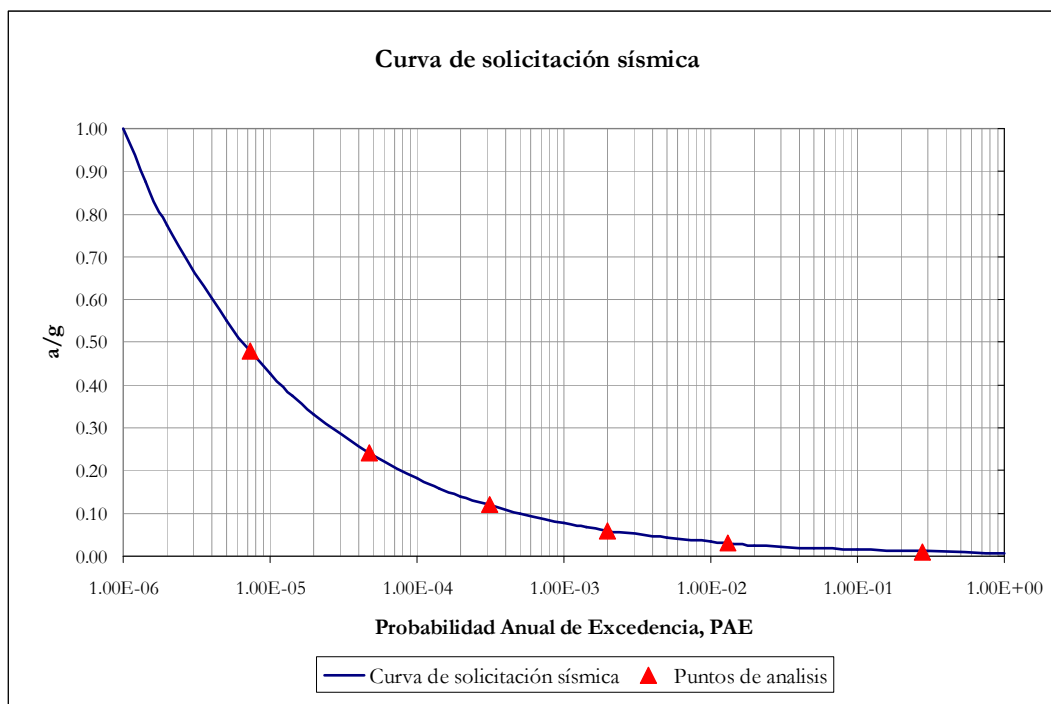


Figura 12.28: Curva de solicitación sísmica en función de la Probabilidad Anual de Excedencia.

12.4.2.- Análisis de Nivel 1 (coeficientes de seguridad)

12.4.2.1.- Variables consideradas

El objetivo en este nivel de análisis es la obtención del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento. Las variables consideradas en el análisis se recogen en el Cuadro 12.27.

12.4.2.2.- Coeficientes de seguridad obtenidos

De manera análoga al escenario hidrológico, se han realizado los cálculos correspondientes a los niveles y aceleraciones sísmicas del Modelo de Riesgo, obteniéndose, en cada caso, la tensión en el pie de aguas arriba, σ_1 (Pa), la tensión en el pie de aguas abajo, σ_2 (Pa), la longitud de fisura, T (m) y el coeficiente de seguridad correspondiente, FS.

En la Figura 12.29 se ha representado los coeficientes de seguridad frente al nivel de embalse, correspondientes a cada uno de los casos de aceleración sísmica considerados.

12.4.2.3.- Análisis de los resultados

Sólo se predice apertura de fisura para la combinación de aceleración de 0.48g y nivel de 313 m y 320 m. Los coeficientes de seguridad obtenidos disminuyen conforme crece la solicitación sísmica. Precisamente los dos casos en los que se prevé apertura de fisura son los que arrojan un coeficiente de seguridad por debajo de la unidad.

Cuadro 12.27: Variables consideradas en el análisis.

| Variable | Observaciones |
|--|---|
| Peso propio de la presa | Valor medio de la densidad del hormigón 2350 kg/m ³ |
| Empuje hidráulico | 4 niveles de embalse correspondientes al modelo de riesgo |
| Acción sísmica | 6 casos de aceleración sísmica |
| Subpresión | Con pantalla de drenaje, drenes eficaces ($K=0.37$) y subpresión bajo pie aguas arriba igual al nivel de embalse, si $n_1 < \text{NMN}$ e intermedia entre el nivel de embalse y el NMN si $n_1 > \text{NMN}$ ($\alpha=0.5$). |
| Empuje de sedimentos | Con peso específico de 8567 N/m ³ , 7.75 m de altura (257.25 m.s.n.m.) y coeficiente de empuje de $K_E = 0.415$ |
| Resistencia a compresión del hormigón | Valor adoptado de 130.00×10^5 Pa. |
| Resistencia a compresión del macizo rocoso | Valor adoptado de 90.6×10^5 Pa. |
| Resistencia a tracción en el contacto presa-cimiento | Valor adoptado de 9.00×10^5 Pa. |
| Ángulo de fricción en el contacto presa-cimiento | Valor de pico de 50°. |
| Cohesión en el contacto presa-cimiento | Valor de pico de 4.18×10^5 Pa. |

Cuadro 12.28. Resultados Escenario sísmico ($a/g = 0.01$). Modelo A0. Nivel 1 ($\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa)

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Tensión pie aguas arriba | Tensión pie aguas abajo | Longitud de fisura | Longitud de base comprimida | Coefficiente de seguridad |
|--------------------|-------------------|--------------------------|-------------------------|--------------------|-----------------------------|---------------------------|
| n_1 | n_2 | σ_1 | σ_2 | T | Lc | FS |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | (Pa) | (Pa) | (m) | (m) | |
| 268.00 | 266.00 | 13.72×10^5 | 0.23×10^5 | 0.00 | 64.00 | 53.38 |
| 300.00 | 266.00 | 7.58×10^5 | 5.08×10^5 | 0.00 | 64.00 | 4.81 |
| 313.00 | 266.00 | 2.85×10^5 | 9.33×10^5 | 0.00 | 64.00 | 3.02 |
| 320.00 | 266.00 | -0.14×10^5 | 12.07×10^5 | 0.00 | 63.24 | 2.45 |

Cuadro 12.29. Resultados Escenario sísmico ($a/g = 0.03$). Modelo A0. Nivel 1 ($\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa)

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Tensión pie aguas arriba | Tensión pie aguas abajo | Longitud de fisura | Longitud de base comprimida | Coefficiente de seguridad |
|--------------------|-------------------|--------------------------|-------------------------|--------------------|-----------------------------|---------------------------|
| n_1 | n_2 | σ_1 | σ_2 | T | Lc | FS |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | (Pa) | (Pa) | (m) | (m) | |
| 268.00 | 266.00 | 13.29×10^5 | 0.54×10^5 | 0.00 | 64.00 | 33.84 |
| 300.00 | 266.00 | 7.07×10^5 | 5.47×10^5 | 0.00 | 64.00 | 4.48 |
| 313.00 | 266.00 | 2.26×10^5 | 9.80×10^5 | 0.00 | 64.00 | 2.86 |
| 320.00 | 266.00 | -0.78×10^5 | 12.59×10^5 | 0.00 | 60.26 | 2.29 |

Cuadro 12.30. Resultados Escenario sísmico ($a/g = 0.06$). Modelo A0. Nivel 1 ($\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa)

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Tensión pie aguas arriba | Tensión pie aguas abajo | Longitud de fisura | Longitud de base comprimida | Coefficiente de seguridad |
|--------------------|-------------------|--------------------------|-------------------------|--------------------|-----------------------------|---------------------------|
| n_1 | n_2 | σ_1 | σ_2 | T | Lc | FS |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | (Pa) | (Pa) | (m) | (m) | |
| 268.00 | 266.00 | 12.65×10^5 | 1.00×10^5 | 0.00 | 64.00 | 21.73 |
| 300.00 | 266.00 | 6.30×10^5 | 6.06×10^5 | 0.00 | 64.00 | 4.05 |
| 313.00 | 266.00 | 1.38×10^5 | 10.50×10^5 | 0.00 | 64.00 | 2.65 |
| 320.00 | 266.00 | -1.74×10^5 | 13.37×10^5 | 0.00 | 56.65 | 2.09 |

Cuadro 12.31. Resultados Escenario sísmico ($a/g = 0.12$) Modelo A0. Nivel 1 ($\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa)

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Tensión pie aguas arriba | Tensión pie aguas abajo | Longitud de fisura | Longitud de base comprimida | Coefficiente de seguridad |
|--------------------|-------------------|--------------------------|-------------------------|--------------------|-----------------------------|---------------------------|
| n_1 | n_2 | σ_1 | σ_2 | T | Lc | FS |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | (Pa) | (Pa) | (m) | (m) | |
| 268.00 | 266.00 | 11.35×10^5 | 1.92×10^5 | 0.00 | 64.00 | 12.52 |
| 300.00 | 266.00 | 4.76×10^5 | 7.24×10^5 | 0.00 | 64.00 | 3.38 |
| 313.00 | 266.00 | -0.38×10^5 | 11.91×10^5 | 0.00 | 62.04 | 2.27 |
| 320.00 | 266.00 | -3.64×10^5 | 14.93×10^5 | 0.00 | 51.44 | 1.77 |

Cuadro 12.32. Resultados Escenario sísmico ($a/g = 0.24$) Modelo A0. Nivel 1 ($\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa)

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Tensión pie aguas arriba | Tensión pie aguas abajo | Longitud de fisura | Longitud de base comprimida | Coefficiente de seguridad |
|--------------------|-------------------|--------------------------|-------------------------|--------------------|-----------------------------|---------------------------|
| n_1 | n_2 | σ_1 | σ_2 | T | Lc | FS |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | (Pa) | (Pa) | (m) | (m) | |
| 268.00 | 266.00 | 8.77×10^5 | 3.76×10^5 | 0.00 | 64.00 | 6.61 |
| 300.00 | 266.00 | 1.69×10^5 | 9.59×10^5 | 0.00 | 64.00 | 2.50 |
| 313.00 | 266.00 | -3.90×10^5 | 14.72×10^5 | 0.00 | 50.60 | 1.64 |
| 320.00 | 266.00 | -7.46×10^5 | 18.05×10^5 | 0.00 | 45.28 | 1.34 |

Cuadro 12.33. Resultados Escenario sísmico ($a/g = 0.48$) Modelo A0. Nivel 1 ($\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa)

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Tensión pie aguas arriba | Tensión pie aguas abajo | Longitud de fisura | Longitud de base comprimida | Coefficiente de seguridad |
|--------------------|-------------------|--------------------------|-------------------------|--------------------|-----------------------------|---------------------------|
| n_1 | n_2 | σ_1 | σ_2 | T | Lc | FS |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | (Pa) | (Pa) | (m) | (m) | |
| 268.00 | 266.00 | 3.61×10^5 | 7.45×10^5 | 0.00 | 64.00 | 3.21 |
| 300.00 | 266.00 | -4.46×10^5 | 14.30×10^5 | 0.00 | 48.79 | 1.42 |
| 313.00 | 266.00 | - | $> \sigma_{c,m}$ | - | - | < 1.00 |
| 320.00 | 266.00 | - | $> \sigma_{c,m}$ | - | - | < 1.00 |

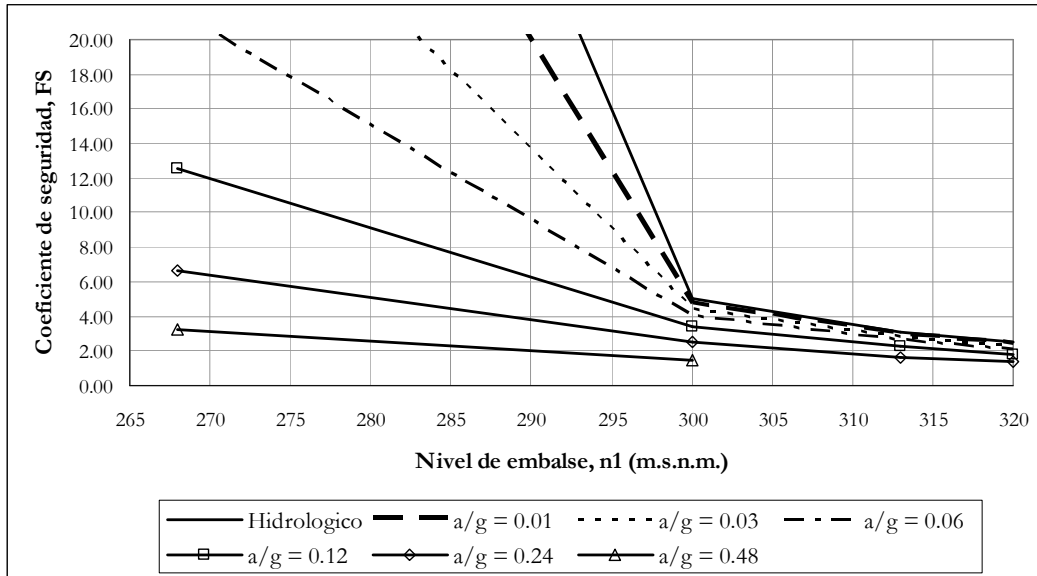


Figura 12.29: Coeficientes de seguridad en función de la aceleración sísmica para distintos niveles de embalse

Al igual que para el escenario hidrológico, es posible representar, para cada nivel de embalse n_1 , las curvas de estado límite ($FS=1$) en el espacio de las variables resistentes (ϕ, c), correspondientes a los distintos escenarios sísmicos. Estas curvas se recogen en las figuras 12.30 a 12.33.

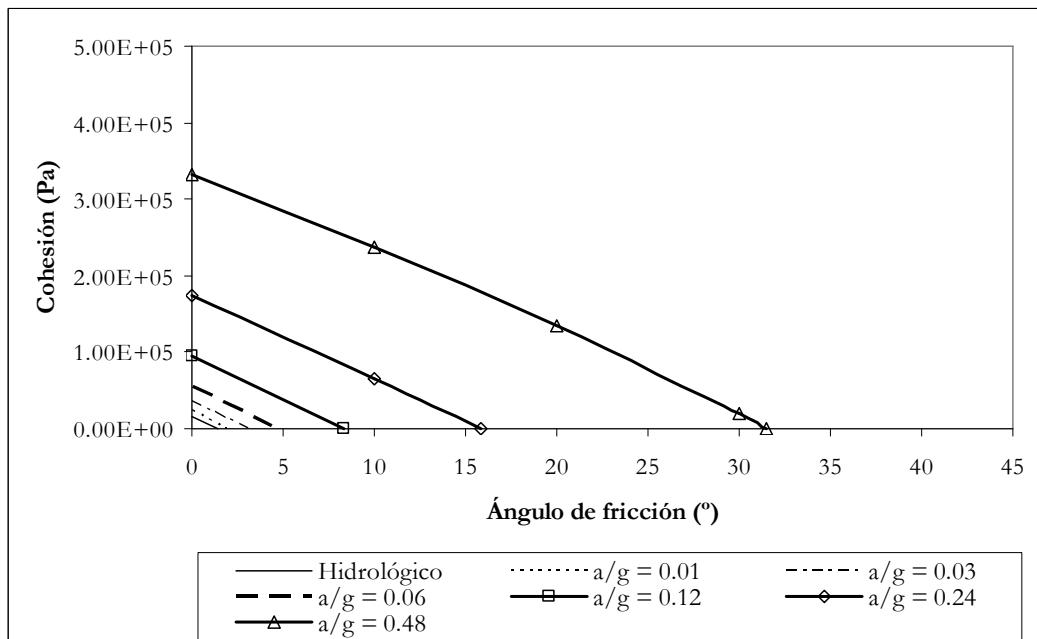


Figura 12.30: Curvas límite (ϕ, c) para $n_1 = 268.00$ m.s.n.m. Caso sísmico.

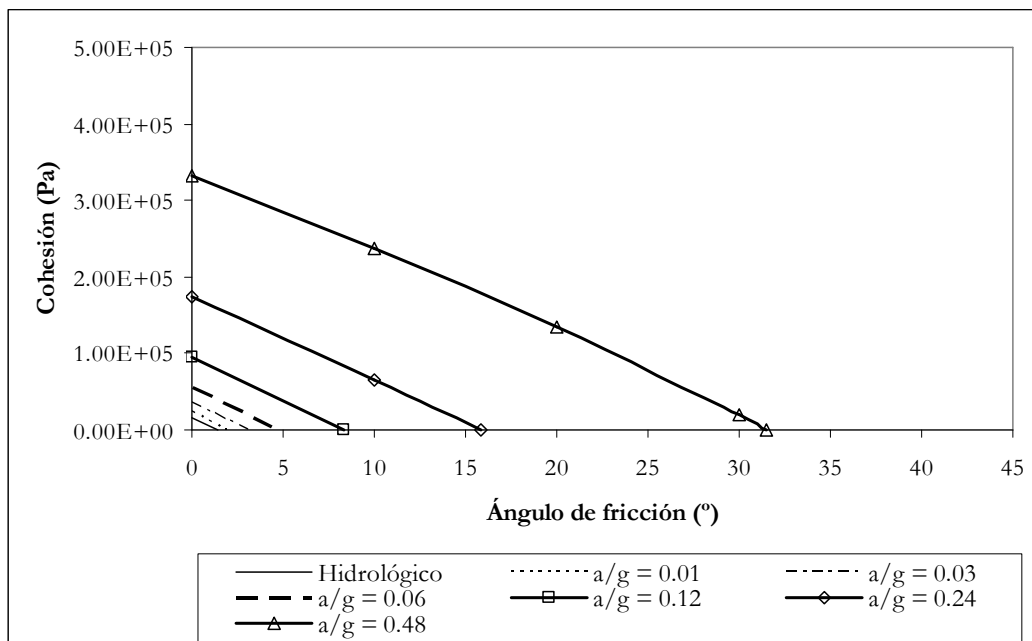


Figura 12.31: Curvas límite (ϕ, c) para $n_1 = 300.00$ m.s.n.m. Caso sísmico.

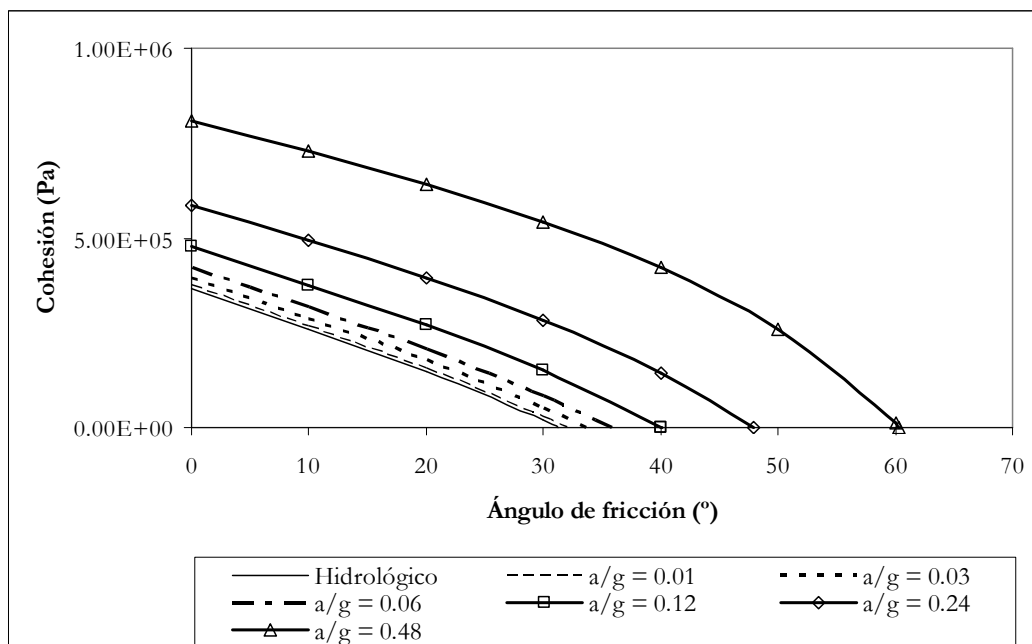
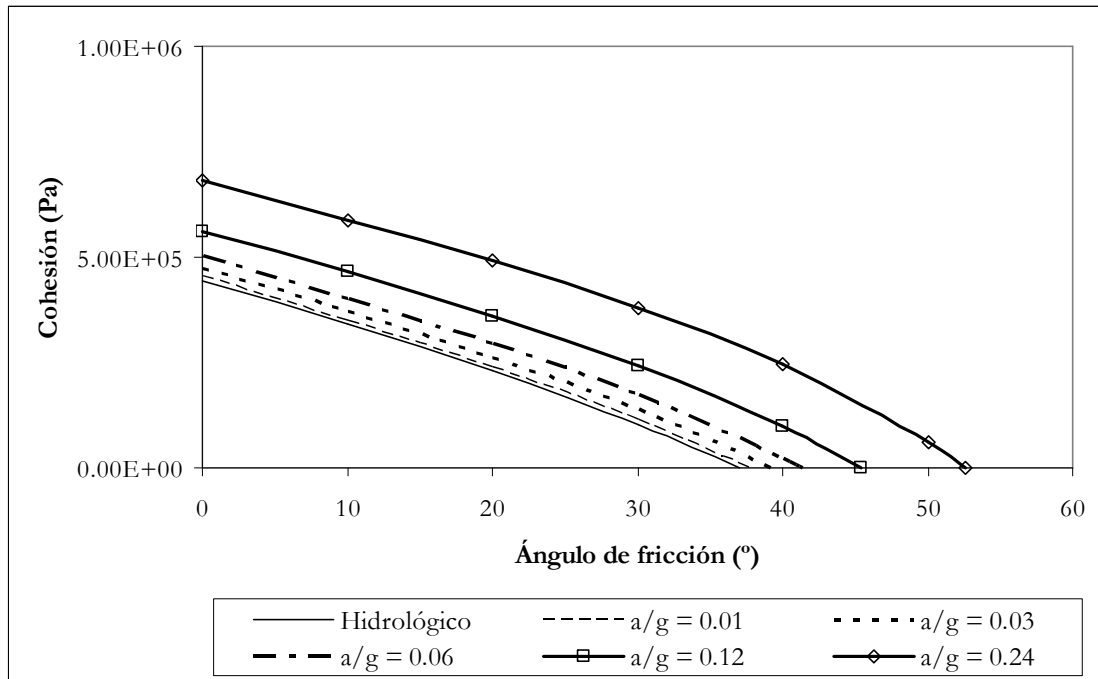


Figura 12.32: Curvas límite (ϕ, c) para $n_1 = 313.00$ m.s.n.m. Caso sísmico.


 Figura 12.33: Curvas límite (ϕ, c) para $n_1 = 320.00$ m.s.n.m. Caso sísmico.

12.4.3.- Análisis de Nivel 2. Método de Taylor

12.4.3.1.- Fundamentos. Variables consideradas

Utilizando el modelo de equilibrio límite elaborado, con las acciones sísmicas incorporadas, se puede, utilizando la metodología descrita correspondiente al método de Taylor, obtener la estimación de las probabilidades condicionales de rotura.

Puesto que en el estudio del escenario hidrológico se ha comprobado que las variables más relevantes para el análisis son el ángulo de fricción y la cohesión, el análisis en el escenario sísmico se centra en estas dos variables, con las características recogidas en el Cuadro 12.34.

Cuadro 12.34.- Variables aleatorias consideradas.

| Variable | Unidad | Función de probabilidad | Media | Desviación típica | Valor Min | Valor Max |
|---|--------|-------------------------|-------|-------------------|-----------|-----------|
| Ángulo de fricción en el contacto presa-cimiento (ϕ) | ° | Normal | 50 | 8.79 | 30 | 70 |
| Cohesión en el contacto presa-cimiento (c) | MPa | Lognormal | 0.418 | 0.298 | 0.00 | 2.00 |

12.4.3.2.- Probabilidades condicionales obtenidas

Las probabilidades condicionales de fallo estimadas se recogen en los cuadros 12.35 a 12.40 para las distintas aceleraciones sísmicas consideradas. Estas probabilidades se han dibujado en escala semilogarítmica para su representación frente a los niveles de embalse, como se recoge en la Figura 12.34.

Cuadro 12.35. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.01$)
Método de Taylor 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Valor medio de g^* | Desviación típica de g^* | Índice de fiabilidad | Probabilidad condicional de fallo |
|--------------------|-------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| n_1 | n_2 | $E[g^*]$ | σ_{g^*} | β | P_f |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 | 266.00 | 52.38 | 17.26 | 3.03 | 1.20×10^{-03} |
| 300.00 | 266.00 | 3.81 | 1.59 | 2.40 | 8.30×10^{-03} |
| 313.00 | 266.00 | 2.02 | 1.01 | 2.00 | 2.26×10^{-02} |
| 320.00 | 266.00 | 1.45 | 0.82 | 1.77 | 3.85×10^{-02} |

Cuadro 12.36. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.03$)
Método de Taylor 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Valor medio de g^* | Desviación típica de g^* | Índice de fiabilidad | Probabilidad condicional de fallo |
|--------------------|-------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| n_1 | n_2 | $E[g^*]$ | σ_{g^*} | β | P_f |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 | 266.00 | 32.84 | 10.96 | 3.00 | 1.37×10^{-03} |
| 300.00 | 266.00 | 3.48 | 1.48 | 2.34 | 9.57×10^{-03} |
| 313.00 | 266.00 | 1.86 | 0.96 | 1.94 | 2.60×10^{-02} |
| 320.00 | 266.00 | 1.29 | 0.76 | 1.70 | 4.45×10^{-02} |

Cuadro 12.37. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.06$).
Método de Taylor 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Valor medio de g^* | Desviación típica de g^* | Índice de fiabilidad | Probabilidad condicional de fallo |
|--------------------|-------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| n_1 | n_2 | $E[g^*]$ | σ_{g^*} | β | P_f |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 | 266.00 | 20.73 | 7.06 | 2.94 | 1.66×10^{-03} |
| 300.00 | 266.00 | 3.05 | 1.35 | 2.26 | 1.18×10^{-02} |
| 313.00 | 266.00 | 1.65 | 0.89 | 1.85 | 3.21×10^{-02} |
| 320.00 | 266.00 | 1.09 | 0.69 | 1.59 | 5.58×10^{-02} |

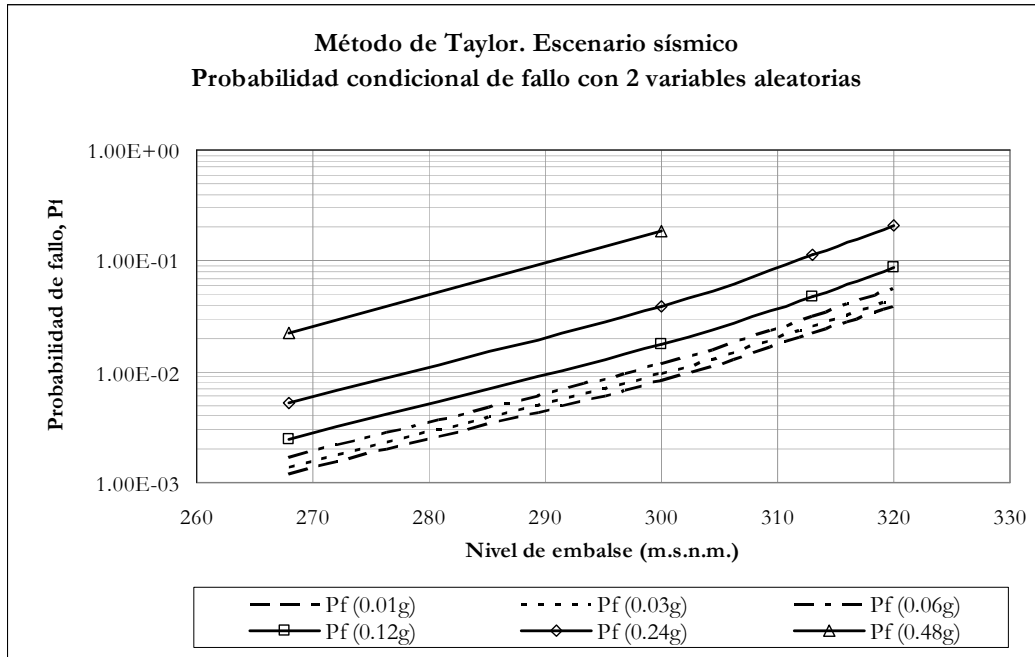


Figura 12.34: Método de Taylor. Escenario sísmico. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias.

 Cuadro 12.38. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.12$)
Método de Taylor 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Valor medio de g^* | Desviación típica de g^* | Índice de fiabilidad | Probabilidad condicional de fallo |
|--------------------|-------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| n_1 | n_2 | $E[g^*]$ | σ_{g^*} | β | P_f |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 | 266.00 | 11.52 | 4.09 | 2.81 | 2.45×10^{-03} |
| 300.00 | 266.00 | 2.38 | 1.13 | 2.10 | 1.78×10^{-02} |
| 313.00 | 266.00 | 1.27 | 0.76 | 1.66 | 4.81×10^{-02} |
| 320.00 | 266.00 | 0.77 | 0.57 | 1.35 | 8.85×10^{-02} |

 Cuadro 12.39. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.24$)
Método de Taylor 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Valor medio de g^* | Desviación típica de g^* | Índice de fiabilidad | Probabilidad condicional de fallo |
|--------------------|-------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| n_1 | n_2 | $E[g^*]$ | σ_{g^*} | β | P_f |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 | 266.00 | 5.61 | 2.19 | 2.56 | 5.24×10^{-03} |
| 300.00 | 266.00 | 1.50 | 0.85 | 1.76 | 3.90×10^{-02} |
| 313.00 | 266.00 | 0.64 | 0.53 | 1.20 | 1.15×10^{-01} |
| 320.00 | 266.00 | 0.34 | 0.43 | 0.80 | 2.11×10^{-01} |

Cuadro 12.40. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.48$)
Método de Taylor 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Valor medio de g^* | Desviación típica de g^* | Índice de fiabilidad | Probabilidad condicional de fallo |
|--------------------|-------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| n_1 | n_2 | $E[g^*]$ | σ_{g^*} | β | P_f |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 | 266.00 | 2.21 | 1.10 | 2.01 | 2.23×10^{-02} |
| 300.00 | 266.00 | 0.42 | 0.47 | 0.90 | 1.83×10^{-01} |
| 313.00 (*) | 266.00 | - | - | - | - |
| 320.00 (*) | 266.00 | - | - | - | - |

(*) Para estos niveles, se produce la apertura y propagación de una grieta, superándose la resistencia a compresión en el pie de aguas abajo antes de la estabilización de la misma, por lo que no se puede evaluar la función de estado, g^*

12.4.3.3.- Análisis de los resultados

Como era de esperar, la probabilidad condicional de fallo crece conforme se incrementa la sollicitación sísmica, resultando curvas niveles – probabilidades sensiblemente paralelas a la curva del Escenario Hidrológico.

Para los niveles de 313 m y 320 m, en el caso de aceleración sísmica de 0.48g, la probabilidad de fallo es 1. En la Figura 12.34 la curva correspondiente a esta aceleración aparece truncada a partir del nivel 300 m, último de los evaluados que proporciona una probabilidad inferior a la unidad.

12.4.4.- Análisis de Nivel 2. Método de Estimación Puntual

12.4.4.1.- Fundamentos. Variables consideradas

Utilizando el modelo de equilibrio límite elaborado, con las acciones sísmicas incorporadas, se puede, utilizando la metodología descrita correspondiente al método de Estimación Puntual, obtener la estimación de las probabilidades condicionales de rotura.

Al igual que en la aplicación del método de Taylor, puesto que en el estudio del escenario hidrológico se ha comprobado que las variables más relevantes para el análisis son el ángulo de fricción y la cohesión, el análisis en el escenario sísmico con este método se centra igualmente en estas dos variables, con las características recogidas en el Cuadro 12.34.

12.4.4.2.- Probabilidades condicionales obtenidas

Las probabilidades condicionales de fallo estimadas se recogen en los cuadros 12.41 a 12.46 para las distintas aceleraciones sísmicas consideradas. Al igual que en el caso anterior, estas probabilidades se han dibujado en escala semilogarítmica para su representación frente a los niveles de embalse, como se recoge en la Figura 12.35.

Cuadro 12.41. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.01$)
Método de Estimación Puntual con 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Valor medio de g^* | Desviación típica de g^* | Índice de fiabilidad | Probabilidad condicional de fallo |
|--------------------|-------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| n_1 | n_2 | $E[g^*]$ | σ_{g^*} | β | P_f |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 | 266.00 | 54.50 | 17.26 | 3.16 | 7.96×10^{-04} |
| 300.00 | 266.00 | 4.00 | 1.59 | 2.51 | 6.02×10^{-03} |
| 313.00 | 266.00 | 2.13 | 1.01 | 2.12 | 1.72×10^{-02} |
| 320.00 | 266.00 | 1.54 | 0.82 | 1.88 | 3.00×10^{-02} |

Cuadro 12.42. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.03$)
Método de Estimación Puntual con 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Valor medio de g^* | Desviación típica de g^* | Índice de fiabilidad | Probabilidad condicional de fallo |
|--------------------|-------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| n_1 | n_2 | $E[g^*]$ | σ_{g^*} | β | P_f |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 | 266.00 | 34.17 | 10.96 | 3.12 | 9.12×10^{-04} |
| 300.00 | 266.00 | 3.65 | 1.48 | 2.46 | 6.99×10^{-03} |
| 313.00 | 266.00 | 1.97 | 0.96 | 2.06 | 1.99×10^{-02} |
| 320.00 | 266.00 | 1.38 | 0.76 | 1.82 | 3.47×10^{-02} |

Cuadro 12.43. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.06$)
Método de Estimación Puntual con 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Valor medio de g^* | Desviación típica de g^* | Índice de fiabilidad | Probabilidad condicional de fallo |
|--------------------|-------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| n_1 | n_2 | $E[g^*]$ | σ_{g^*} | β | P_f |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 | 266.00 | 21.58 | 7.06 | 3.06 | 1.12×10^{-03} |
| 300.00 | 266.00 | 3.20 | 1.35 | 2.38 | 8.72×10^{-03} |
| 313.00 | 266.00 | 1.75 | 0.89 | 1.96 | 2.48×10^{-02} |
| 320.00 | 266.00 | 1.17 | 0.69 | 1.71 | 4.36×10^{-02} |

Cuadro 12.44. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.12$)
Método de Estimación Puntual con 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Valor medio de g^* | Desviación típica de g^* | Índice de fiabilidad | Probabilidad condicional de fallo |
|--------------------|-------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| n_1 | n_2 | $E[g^*]$ | σ_{g^*} | β | P_f |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 | 266.00 | 12.01 | 4.09 | 2.93 | 1.68×10^{-03} |
| 300.00 | 266.00 | 2.51 | 1.13 | 2.21 | 1.35×10^{-02} |
| 313.00 | 266.00 | 1.35 | 0.76 | 1.77 | 3.80×10^{-02} |
| 320.00 | 266.00 | 0.84 | 0.57 | 1.47 | 7.04×10^{-02} |

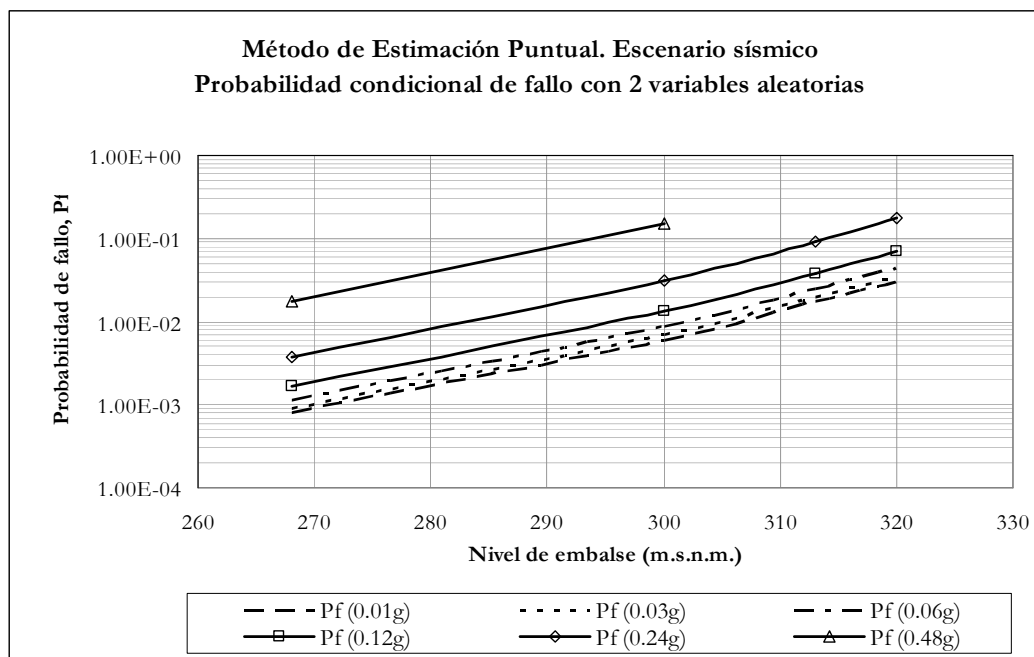


Figura 12.35: Método de Estimación Puntual. Escenario sísmico. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias.

Cuadro 12.45. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.24$)
 Método de Estimación Puntual con 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Valor medio de g^* | Desviación típica de g^* | Índice de fiabilidad | Probabilidad condicional de fallo |
|--------------------|-------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| n_1 | n_2 | $E[g^*]$ | σ_{g^*} | β | P_f |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 | 266.00 | 5.86 | 2.19 | 2.67 | 3.74×10^{-03} |
| 300.00 | 266.00 | 1.60 | 0.85 | 1.87 | 3.07×10^{-02} |
| 313.00 | 266.00 | 0.70 | 0.53 | 1.32 | 9.29×10^{-02} |
| 320.00 | 266.00 | 0.40 | 0.43 | 0.93 | 1.76×10^{-01} |

Cuadro 12.46. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.48$)
 Método de Estimación Puntual con 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Valor medio de g^* | Desviación típica de g^* | Índice de fiabilidad | Probabilidad condicional de fallo |
|--------------------|-------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| n_1 | n_2 | $E[g^*]$ | σ_{g^*} | β | P_f |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 | 266.00 | 2.32 | 1.10 | 2.11 | 1.72×10^{-02} |
| 300.00 | 266.00 | 0.48 | 0.47 | 1.02 | 1.54×10^{-01} |
| 313.00 (*) | 266.00 | - | - | - | - |
| 320.00 (*) | 266.00 | - | - | - | - |

(*) Para estos niveles, se produce la apertura y propagación de una grieta, superándose la resistencia a compresión en el pie de aguas abajo antes de la estabilización de la misma, por lo que no se puede evaluar la función de estado, g^*

12.4.4.3.- Análisis de los resultados

Mediante el Método de Estimación Puntual se obtienen resultados análogos a los correspondientes al Método de Taylor, resultando para las distintas aceleraciones sísmicas curvas niveles–probabilidades sensiblemente paralelas a la curva del Escenario Hidrológico.

De nuevo, para los niveles de 313 m y 320 m, en el caso de aceleración sísmica de 0.48g, la probabilidad de fallo es 1.

12.4.5.- Análisis de Nivel 2. Método de Hasofer-Lind

12.4.5.1.- Fundamentos. Variables consideradas

Utilizando el modelo de equilibrio límite elaborado, con las acciones sísmicas incorporadas, se puede, utilizando la metodología descrita correspondiente al método de Hasofer y Lind, obtener la estimación de las probabilidades condicionales de rotura.

Al igual que en la aplicación de los dos métodos de Nivel 2 anteriores, puesto que en el estudio del escenario hidrológico se ha comprobado que las variables más relevantes para el análisis son el ángulo de fricción y la cohesión, el análisis en el escenario sísmico con este método se centra igualmente en estas dos variables, con las características recogidas en el Cuadro 12.34.

12.4.5.2.- Probabilidades condicionales obtenidas

Las probabilidades condicionales de fallo estimadas se recogen en los cuadros 12.48 a 12.53 para las distintas aceleraciones sísmicas consideradas. Al igual que en el caso anterior, estas probabilidades se han dibujado en escala semilogarítmica para su representación frente a los niveles de embalse, como se recoge en la Figura 12.47.

12.4.5.3.- Análisis de los resultados

Este método permite identificar los niveles por debajo de los cuales la probabilidad matemática es de fallo es nula. Así, para el nivel 268 m la probabilidad de fallo siempre resulta nula, excepto para el sismo de aceleración 0.48g. Para el nivel 300 m, la probabilidad de fallo siempre resulta nula, excepto para los sismos de aceleración 0.24g y 0.48g. Para los niveles de embalse de 313 m y 320 m siempre se puede obtener su probabilidad de fallo, excepto para el sismo de 0.48g, en el que no se puede evaluar matemáticamente la función de estado g^* al no alcanzarse el equilibrio tensional, asumiéndose tal situación como de rotura y, por tanto, asignándole una probabilidad de fallo igual a la unidad en ambos casos.

Cuadro 12.47. Niveles de embalse mínimos (m.s.n.m.) con probabilidad de fallo no nula

| Escenario Hidrológico | Escenario Sísmico | | | | | |
|-----------------------|-------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | Valores de a/g | | | | | |
| | 0.01 | 0.03 | 0.06 | 0.12 | 0.24 | 0.48 |
| 311.49 | 310.60 | 308.79 | 306.13 | 300.78 | 289.99 | 265.23 |

Cuadro 12.48. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.01$)
Método de Hasofer-Lind con 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Índice de fiabilidad | Probabilidad condicional de fallo | Punto de diseño | |
|--------------------|-------------------|----------------------|-----------------------------------|-----------------|---------------------|
| n_1 | n_2 | β | Pf | ϕ | c |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | ($^\circ$) | (N/m ²) |
| 268.00 (*) | 266.00 | - | 0.00 | - | - |
| 300.00 (*) | 266.00 | - | 0.00 | - | - |
| 313.00 | 266.00 | 2.4769 | 6.63×10^{-03} | 32.06 | 0.00 |
| 320.00 | 266.00 | 1.9773 | 2.40×10^{-02} | 37.75 | 0.00 |

(*) Para estos niveles, en ningún punto de la región factible de valores se tiene que $g^* \leq 0$, por lo que la probabilidad matemática de fallo es nula

Cuadro 12.49. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.03$)
Método de Hasofer-Lind con 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Índice de fiabilidad | Probabilidad condicional de fallo | Punto de diseño | |
|--------------------|-------------------|----------------------|-----------------------------------|-----------------|---------------------|
| n_1 | n_2 | β | Pf | ϕ | c |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | ($^\circ$) | (N/m ²) |
| 268.00 (*) | 266.00 | - | 0.00 | - | - |
| 300.00 (*) | 266.00 | - | 0.00 | - | - |
| 313.00 | 266.00 | 2.3368 | 9.73×10^{-03} | 33.57 | 0.00 |
| 320.00 | 266.00 | 1.8635 | 3.12×10^{-02} | 39.22 | 0.00 |

(*) Para estos niveles, en ningún punto de la región factible de valores se tiene que $g^* \leq 0$, por lo que la probabilidad matemática de fallo es nula

Cuadro 12.50. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.06$)
Método de Hasofer-Lind con 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Índice de fiabilidad | Probabilidad condicional de fallo | Punto de diseño | |
|--------------------|-------------------|----------------------|-----------------------------------|-----------------|---------------------|
| n_1 | n_2 | β | Pf | ϕ | c |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | ($^\circ$) | (N/m ²) |
| 268.00 (*) | 266.00 | - | 0.00 | - | - |
| 300.00 (*) | 266.00 | - | 0.00 | - | - |
| 313.00 | 266.00 | 2.1392 | 1.62×10^{-02} | 35.80 | 0.00 |
| 320.00 | 266.00 | 1.7131 | 4.33×10^{-02} | 41.36 | 0.00 |

(*) Para estos niveles, en ningún punto de la región factible de valores se tiene que $g^* \leq 0$, por lo que la probabilidad matemática de fallo es nula

Cuadro 12.51. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.12$)
 Método de Hasofer-Lind con 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Índice de fiabilidad | Probabilidad condicional de fallo | Punto de diseño | |
|--|-------------------|----------------------|-----------------------------------|-----------------|---------------------|
| n_1 | n_2 | β | Pf | ϕ | c |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | ($^\circ$) | (N/m ²) |
| 268.00 (*) | 266.00 | - | 0.00 | - | - |
| 300.00 (*) | 266.00 | - | 0.00 | - | - |
| 313.00 | 266.00 | 1.7996 | 3.60×10^{-02} | 40.09 | 0.00 |
| 320.00 | 266.00 | 1.4509 | 7.34×10^{-02} | 42.96 | 5.75×10^4 |
| (*) Para estos niveles, en ningún punto de la región factible de valores se tiene que $g^* \leq 0$, por lo que la probabilidad matemática de fallo es nula | | | | | |

 Cuadro 12.52. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.24$)
 Método de Hasofer-Lind con 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Índice de fiabilidad | Probabilidad condicional de fallo | Punto de diseño | |
|---|-------------------|----------------------|-----------------------------------|-----------------|---------------------|
| n_1 | n_2 | β | Pf | ϕ | c |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | ($^\circ$) | (N/m ²) |
| 268.00 (*) | 266.00 | - | 0.00 | - | - |
| 300.00 | 266.00 | 1.9679 | 2.45×10^{-02} | 37.87 | 0.00 |
| 313.00 | 266.00 | 1.2820 | 9.99×10^{-02} | 43.77 | 9.96×10^4 |
| 320.00 | 266.00 | 0.8530 | 1.97×10^{-01} | 45.43 | 2.16×10^5 |
| (*) Para este nivel, en ningún punto de la región factible de valores se tiene que $g^* \leq 0$, por lo que la probabilidad matemática de fallo es nula | | | | | |

 Cuadro 12.53. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.48$)
 Método de Hasofer-Lind con 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Índice de fiabilidad | Probabilidad condicional de fallo | Punto de diseño | |
|---|-------------------|----------------------|-----------------------------------|-----------------|---------------------|
| n_1 | n_2 | β | Pf | ϕ | c |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | ($^\circ$) | (N/m ²) |
| 268.00 | 266.00 | 2.5325 | 5.66×10^{-03} | 31.47 | 0.00 |
| 300.00 | 266.00 | 0.9496 | 1.71×10^{-01} | 45.40 | 1.82×10^5 |
| 313.00 (**) | 266.00 | - | - | - | - |
| 320.00 (**) | 266.00 | - | - | - | - |
| (**) Para estos niveles no se alcanza el equilibrio tensional en la base de la presa y g^* no se puede calcular | | | | | |

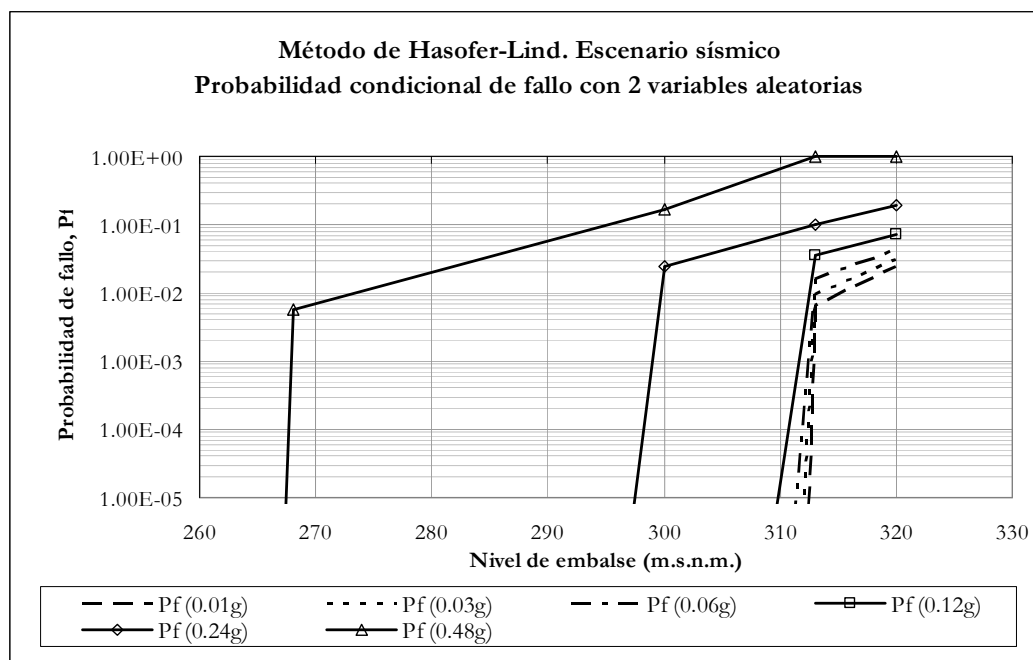


Figura 12.36: Método de Hasofer-Lind. Escenario sísmico. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias.

12.4.6.- Análisis de Nivel 3. Método de Monte Carlo

12.4.6.1.- Fundamentos. Variables consideradas

Utilizando el modelo de equilibrio límite elaborado, con las acciones sísmicas incorporadas, se puede, mediante el método de simulación de Monte Carlo, obtener la estimación de las probabilidades condicionales de rotura.

De las dos variantes del método expuestas en el apartado hidrológico (Monte Carlo directo sobre el modelo o Monte Carlo utilizando las curvas límite) se emplea aquí esta última, debido a su eficiencia computacional.

Al igual que en la aplicación de los métodos de Nivel 2, puesto que en el estudio del escenario hidrológico se ha comprobado que las variables más relevantes para el análisis son el ángulo de fricción y la cohesión, el análisis en el escenario sísmico con este método se centra igualmente en estas dos variables, con las características recogidas en el Cuadro 12.34.

12.4.6.2.- Probabilidades condicionales obtenidas

Las probabilidades condicionales de fallo estimadas se recogen en los cuadros 12.54 a 12.59 para las distintas aceleraciones sísmicas consideradas.

Cuadro 12.54. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.01$)
 Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Número de experimentos | Número de fallos | Probabilidad condicional de fallo | Desviación típica de P_f |
|--|-------------------|------------------------|------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| n_1 | n_2 | N | N_{fallos} | $P_f = \frac{N_{fallos}}{N}$ | $\sigma_{\hat{P}_f}$ |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 (*) | 266.00 | - | - | 0.00 | - |
| 300.00 (*) | 266.00 | - | - | 0.00 | - |
| 313.00 | 266.00 | 10,000,000 | 3 | 3.00×10^{-7} | 1.73×10^{-7} |
| 320.00 | 266.00 | 100,000 | 95 | 9.50×10^{-4} | 9.74×10^{-5} |
| (*) Para estos niveles, en ningún punto de la región factible de valores se tiene que $g^* \leq 0$, por lo que la probabilidad matemática de fallo es nula | | | | | |

 Cuadro 12.55. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.03$)
 Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Número de experimentos | Número de fallos | Probabilidad condicional de fallo | Desviación típica de P_f |
|--|-------------------|------------------------|------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| n_1 | n_2 | N | N_{fallos} | $P_f = \frac{N_{fallos}}{N}$ | $\sigma_{\hat{P}_f}$ |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 (*) | 266.00 | - | - | 0.00 | - |
| 300.00 (*) | 266.00 | - | - | 0.00 | - |
| 313.00 | 266.00 | 10,000,000 | 143 | 1.43×10^{-5} | 1.20×10^{-6} |
| 320.00 | 266.00 | 100,000 | 293 | 2.93×10^{-3} | 1.71×10^{-4} |
| (*) Para estos niveles, en ningún punto de la región factible de valores se tiene que $g^* \leq 0$, por lo que la probabilidad matemática de fallo es nula | | | | | |

 Cuadro 12.56. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.06$)
 Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Número de experimentos | Número de fallos | Probabilidad condicional de fallo | Desviación típica de P_f |
|--|-------------------|------------------------|------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| n_1 | n_2 | N | N_{fallos} | $P_f = \frac{N_{fallos}}{N}$ | $\sigma_{\hat{P}_f}$ |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 (*) | 266.00 | - | - | 0.00 | - |
| 300.00 (*) | 266.00 | - | - | 0.00 | - |
| 313.00 | 266.00 | 100,000 | 19 | 1.90×10^{-4} | 4.36×10^{-5} |
| 320.00 | 266.00 | 100,000 | 799 | 7.99×10^{-3} | 2.82×10^{-4} |
| (*) Para estos niveles, en ningún punto de la región factible de valores se tiene que $g^* \leq 0$, por lo que la probabilidad matemática de fallo es nula | | | | | |

Cuadro 12.57. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.12$)
Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Número de experimentos | Número de fallos | Probabilidad condicional de fallo | Desviación típica de P_f |
|--|-------------------|------------------------|------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| n_1 | n_2 | N | N_{fallos} | $P_f = \frac{N_{fallos}}{N}$ | $\sigma_{\hat{P}_f}$ |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 (*) | 266.00 | - | - | 0.00 | - |
| 300.00 (*) | 266.00 | - | - | 0.00 | - |
| 313.00 | 266.00 | 100,000 | 325 | 3.25×10^{-3} | 1.80×10^{-4} |
| 320.00 | 266.00 | 100,000 | 3,339 | 3.34×10^{-2} | 5.68×10^{-4} |
| (*) Para estos niveles, en ningún punto de la región factible de valores se tiene que $g^* \leq 0$, por lo que la probabilidad matemática de fallo es nula | | | | | |

Cuadro 12.58. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.24$)
Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Número de experimentos | Número de fallos | Probabilidad cond. de fallo | Desviación típica de P_f |
|---|-------------------|------------------------|------------------|-----------------------------|----------------------------|
| n_1 | n_2 | N | N_{fallos} | $P_f = N_{fallos} / N$ | $\sigma_{\hat{P}_f}$ |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 (*) | 266.00 | - | - | 0.00 | - |
| 300.00 | 266.00 | 100,000 | 75 | 7.50×10^{-4} | 8.66×10^{-5} |
| 313.00 | 266.00 | 100,000 | 6,006 | 6.01×10^{-2} | 7.51×10^{-4} |
| 320.00 | 266.00 | 100,000 | 18,276 | 1.83×10^{-1} | 1.22×10^{-3} |
| (*) Para este nivel, en ningún punto de la región factible de valores se tiene que $g^* \leq 0$, por lo que la probabilidad matemática de fallo es nula | | | | | |

Cuadro 12.59. Probabilidades condicionales de fallo. Sismo ($a/g = 0.48$)
Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Número de experimentos | Número de fallos | Probabilidad cond. de fallo | Desviación típica de P_f |
|--|-------------------|------------------------|------------------|-----------------------------|----------------------------|
| n_1 | n_2 | N | N_{fallos} | $P_f = N_{fallos} / N$ | $\sigma_{\hat{P}_f}$ |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 | 266.00 | 100,000,000 | 1 | 1.00×10^{-8} | 1.00×10^{-8} |
| 300.00 | 266.00 | 100,000 | 14,408 | 1.44×10^{-1} | 1.11×10^{-3} |
| 313.00 (**) | 266.00 | - | - | - | - |
| 320.00 (**) | 266.00 | - | - | - | - |
| (**) Para estos niveles no se alcanza el equilibrio tensional en la base de la presa y g^* no se puede calcular. | | | | | |

Al igual que en el caso anterior, estas probabilidades se han dibujado en escala semilogarítmica para su representación frente a los niveles de embalse, como se recoge en la Figura 12.37.

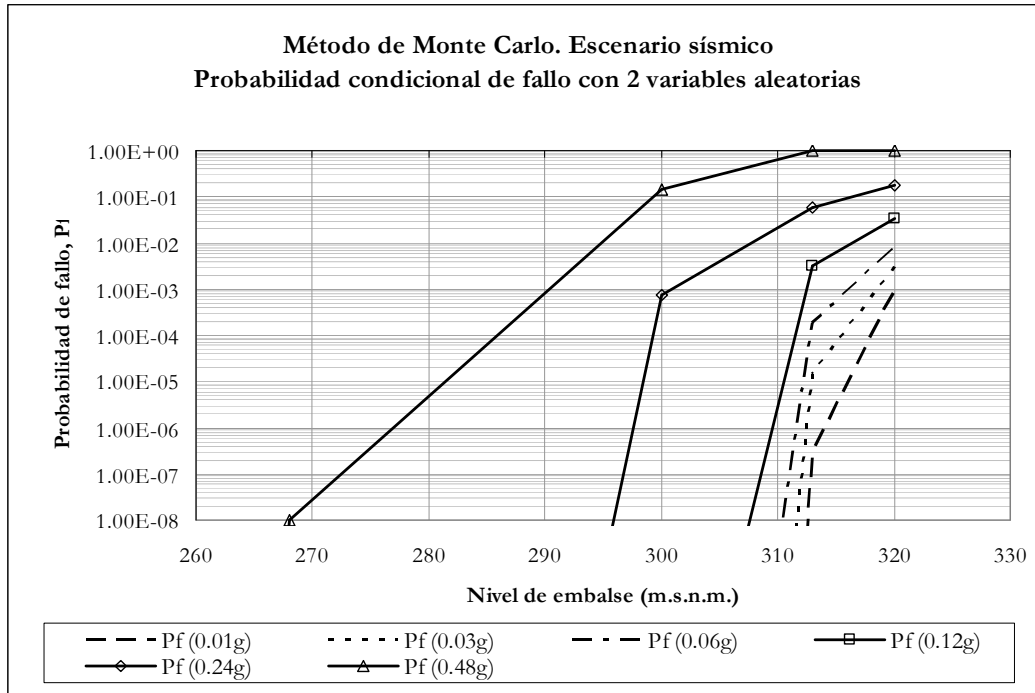


Figura 12.37: Método de Monte Carlo. Escenario sísmico. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias.

Cuadro 12.60. Método de Monte Carlo con 2 variables aleatorias
Parámetros de las curvas límite. Sismo $a/g = 0.01$

| Nivel de embalse, n_1 (m.s.n.m.) | a_0 (Pa) | a_1 (Pa) |
|---------------------------------------|---------------------|----------------------|
| 268.00 | 2.311×10^4 | -6.844×10^5 |
| 300.00 | 2.406×10^5 | -6.210×10^5 |
| 313.00 | 3.741×10^5 | -5.975×10^5 |
| 320.00 | 4.531×10^5 | -5.852×10^5 |

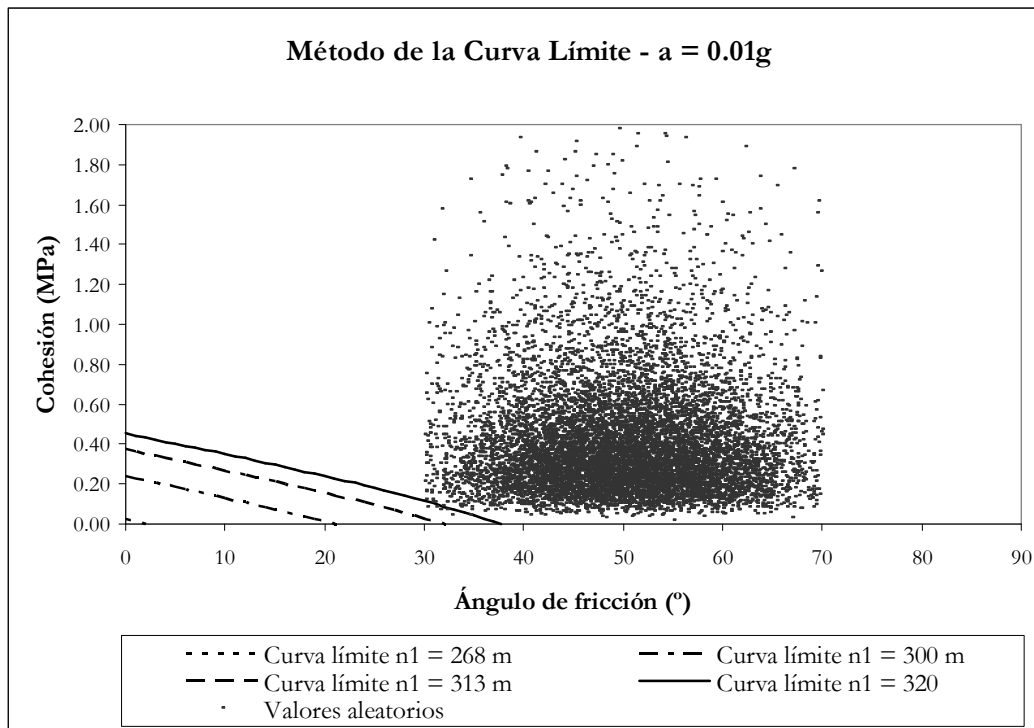


Figura 12.38: Método de Monte Carlo. Curvas límite (10,000 puntos en imagen). Sismo $a/g = 0.01$

Cuadro 12.61. Método de Monte Carlo con 2 variables aleatorias
Parámetros de las curvas límite. Sismo $a/g = 0.03$

| Nivel de embalse, $n1$ (m.s.n.m.) | a_0 (Pa) | a_1 (Pa) |
|--------------------------------------|---------------------|----------------------|
| 268.00 | 3.624×10^4 | -6.783×10^5 |
| 300.00 | 2.571×10^5 | -6.151×10^5 |
| 313.00 | 3.927×10^5 | -5.917×10^5 |
| 320.00 | 4.728×10^5 | -5.794×10^5 |

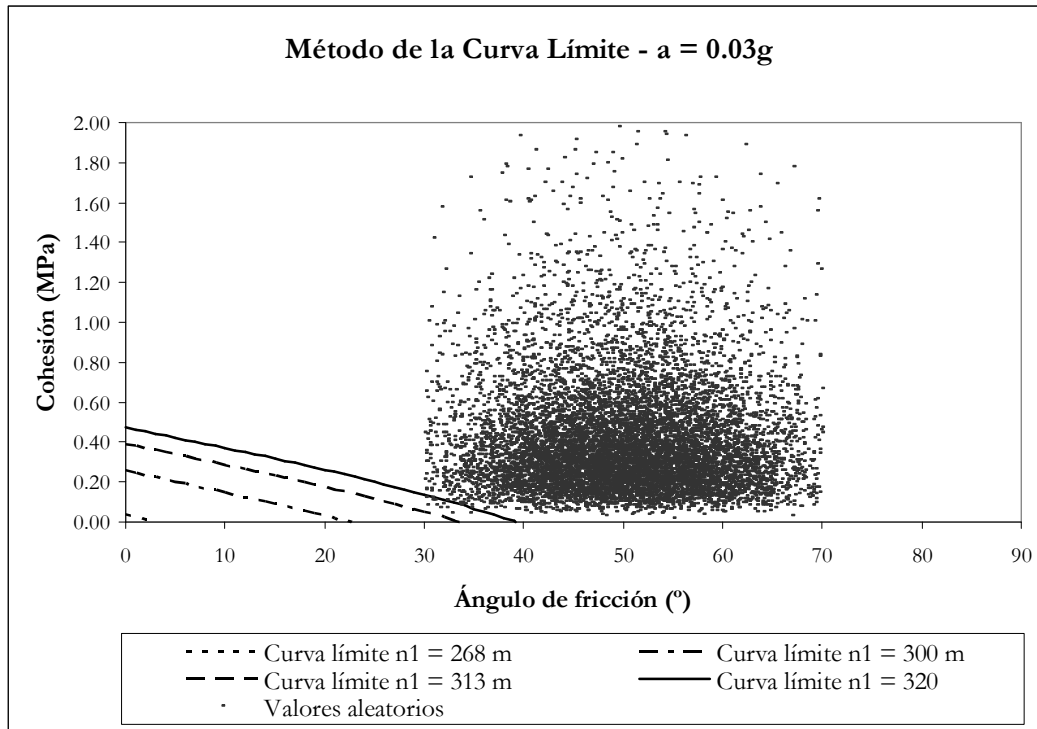


Figura 12.39: Método de Monte Carlo. Curvas límite (10,000 puntos en imagen). Sismo $a/g = 0.03$

Cuadro 12.62. Método de Monte Carlo con 2 variables aleatorias
Parámetros de las curvas límite. Sismo $a/g = 0.06$

| Nivel de embalse, $n1$ (m.s.n.m.) | a_0 (Pa) | a_1 (Pa) |
|--------------------------------------|---------------------|----------------------|
| 268.00 | 5.595×10^4 | -6.693×10^5 |
| 300.00 | 2.818×10^5 | -6.063×10^5 |
| 313.00 | 4.205×10^5 | -5.830×10^5 |
| 320.00 | 5.025×10^5 | -5.708×10^5 |

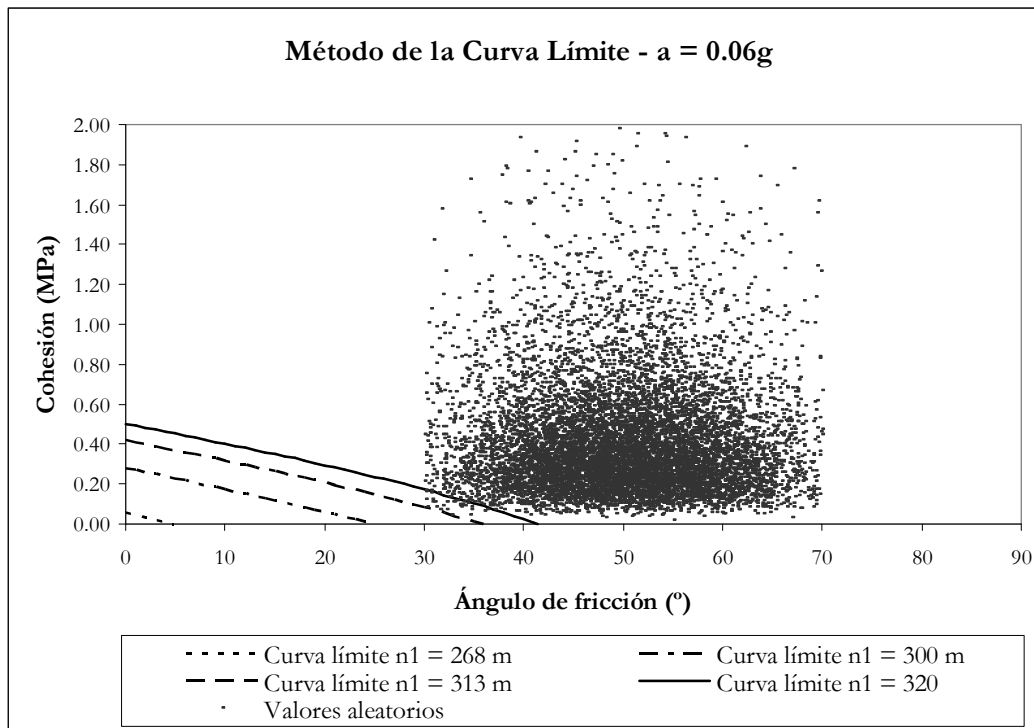


Figura 12.40: Método de Monte Carlo. Curvas límite (10,000 puntos en imagen). Sismo $a/g = 0.06$

Cuadro 12.63. Método de Monte Carlo con 2 variables aleatorias
Parámetros de las curvas límite. Sismo $a/g = 0.12$

| Nivel de embalse, n_1 (m.s.n.m.) | a_0 (Pa) | a_1 (Pa) |
|---------------------------------------|---------------------|----------------------|
| 268.00 | 9.535×10^4 | -6.511×10^5 |
| 300.00 | 3.313×10^5 | -5.886×10^5 |
| 313.00 | 4.762×10^5 | -5.657×10^5 |
| 320.00 | 5.618×10^5 | -5.537×10^5 |

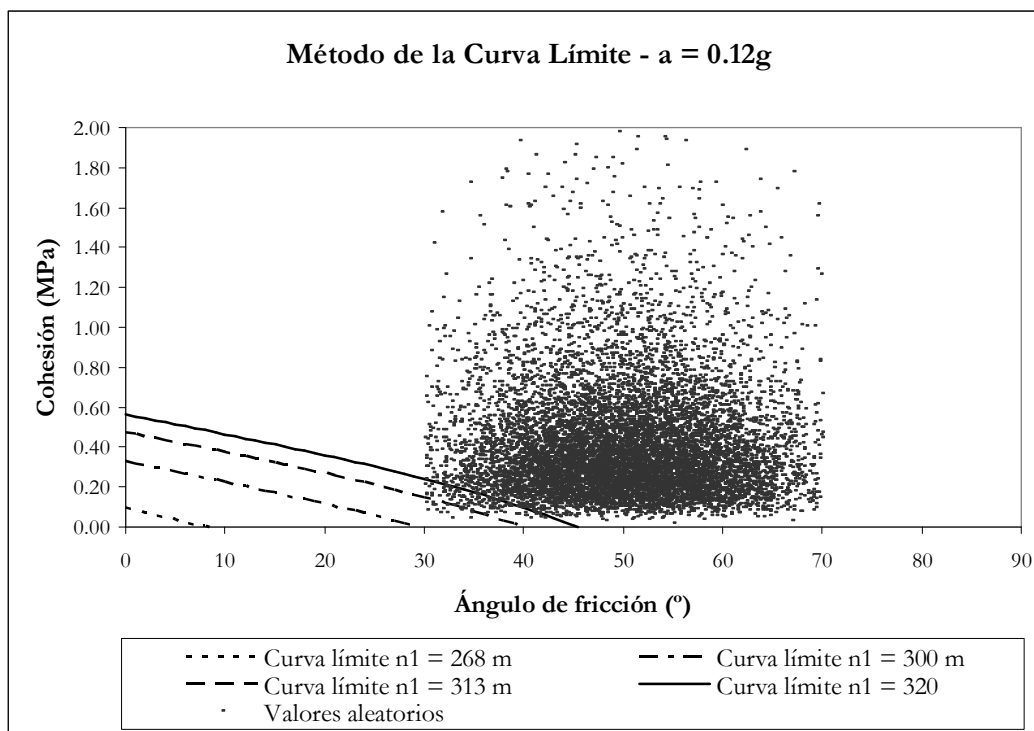


Figura 12.41: Método de Monte Carlo. Curvas límite (10,000 puntos en imagen). Sismo $a/g = 0.12$

Cuadro 12.64. Método de Monte Carlo con 2 variables aleatorias
Parámetros de las curvas límite. Sismo $a/g = 0.24$

| Nivel de embalse, n_1 (m.s.n.m.) | a_0 (Pa) | a_1 (Pa) |
|---------------------------------------|---------------------|----------------------|
| 268.00 | 1.742×10^5 | -6.148×10^5 |
| 300.00 | 4.302×10^5 | -5.533×10^5 |
| 313.00 | 5.874×10^5 | -5.310×10^5 |
| 320.00 | 6.804×10^5 | -5.193×10^5 |

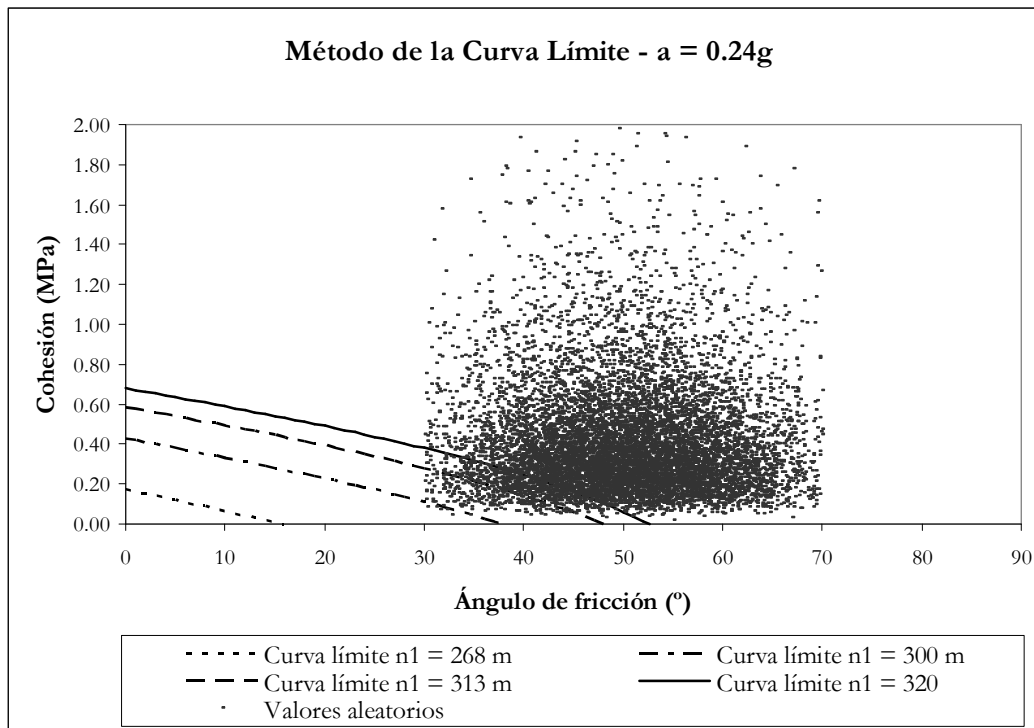


Figura 12.42: Método de Monte Carlo. Curvas límite (10,000 puntos en imagen). Sismo $a/g = 0.24$

Cuadro 12.65. Método de Monte Carlo con 2 variables aleatorias
Parámetros de las curvas límite. Sismo $a/g = 0.48$

| Nivel de embalse, $n1$ (m.s.n.m.) | a_0 (Pa) | a_1 (Pa) |
|--------------------------------------|---------------------|----------------------|
| 268.00 | 3.318×10^5 | -5.421×10^5 |
| 300.00 | 6.281×10^5 | -4.826×10^5 |
| 313.00 | 8.100×10^5 | -4.616×10^5 |
| 320.00 (*) | - | - |

(*) No se alcanza el equilibrio tensional en la base de la presa y no se puede calcular la curva límite.

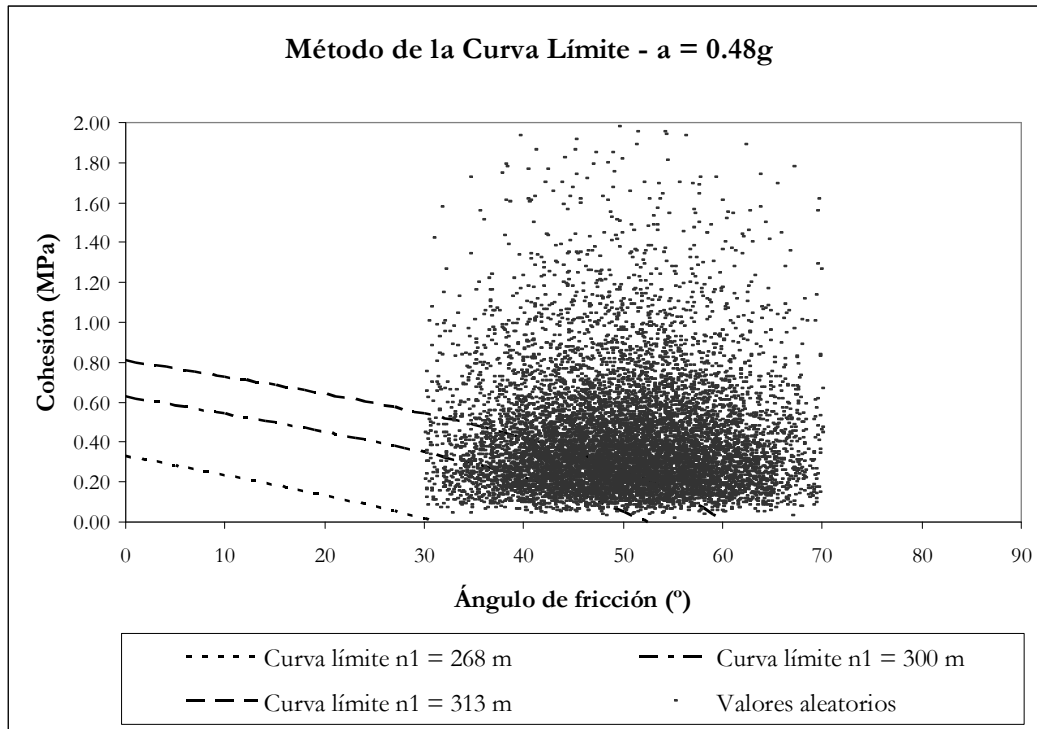


Figura 12.43: Método de Monte Carlo. Curvas límite (10,000 puntos en imagen). Sismo a/g = 0.48

12.4.6.3.- Análisis de los resultados

Para la aplicación del método de Monte Carlo es muy útil partir de los resultados del análisis realizado por el Método de Hasofer-Lind. En particular, la identificación de niveles para los cuales ninguna posible combinación de valores de las variables aleatorias genera el fallo permite descartar la aplicación de la simulación a los mismos. Esta situación se produce para la combinación del nivel de 268 m con todas las aceleraciones sísmicas excepto con la máxima de 0.48g, para la que existe una probabilidad no nula. Ahora bien, el orden de magnitud de esta probabilidad estimado por uno y otro método varía en gran medida, puesto que el Método de Hasofer-Lind arroja una probabilidad de 5.66×10^{-3} mientras que el Método de Monte Carlo proporciona un valor muy inferior, del orden de 10^{-8} . Hay que mencionar que el incremento de la longitud de la muestra necesario para capturar probabilidades bajas ralentiza considerablemente el proceso de cálculo.

Para el nivel 300 m, de forma análoga, la identificación de probabilidades nulas para las aceleraciones más bajas permite eliminar directamente la realización de la simulación para las mismas. La probabilidad de fallo siempre resulta nula, excepto para los sismos de aceleración 0.24g y 0.48g.

Al igual que con el Método de Hasofer-Lind, para los niveles de embalse de 313 m y 320 m siempre se puede obtener su probabilidad de fallo, siendo la unidad para el sismo de 0.48g.

12.4.7.- Comparativa entre métodos de nivel 2 y métodos de nivel 3

En las figuras 12.44 a 12.49 se recoge la comparación entre las distintas curvas de probabilidad obtenidas mediante los métodos expuestos, para cada uno de los casos de aceleración sísmica.

Como se puede comprobar, los resultados presentan semejanzas con los obtenidos al comparar las distintas curvas de probabilidad para el Escenario Hidrológico.

Los métodos de nivel 2 proporcionan probabilidades de fallo sistemáticamente más elevadas que los métodos de nivel 3, y además, para los niveles de embalse inferiores, con varios órdenes de magnitud de diferencia. Para los niveles de embalse superiores los resultados convergen en todos los casos.

Dentro de los métodos de nivel 2, conforme se incrementa la precisión del método se reduce la probabilidad de fallo estimada. Una debilidad de los métodos de nivel 2 de Taylor y de Estimación Puntual es que proporcionan probabilidades de fallo no nulas para niveles en los que los modelos de comportamiento no predicen la rotura para ningún valor posible de las variables. El método Hasofer-Lind en cambio, sí que identifica satisfactoriamente esta situación, aunque la probabilidad obtenida es varios órdenes de magnitud superior a la calculada con más precisión mediante los métodos de nivel 3.

Conforme se incrementa la magnitud de la acción sísmica, las probabilidades de fallo de los diversos métodos se aproximan más, mientras que valores bajos de esta aceleración las discrepancias en la estimación de la probabilidad son muy fuertes.

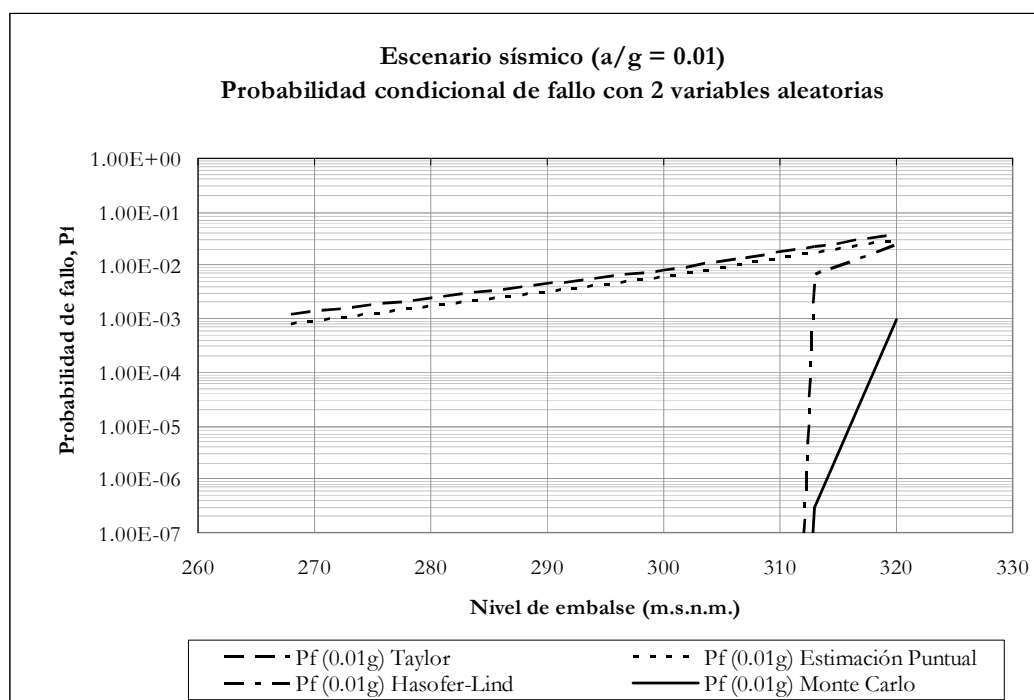


Figura 12.44: Escenario sísmico ($a/g=0.01$). Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias.

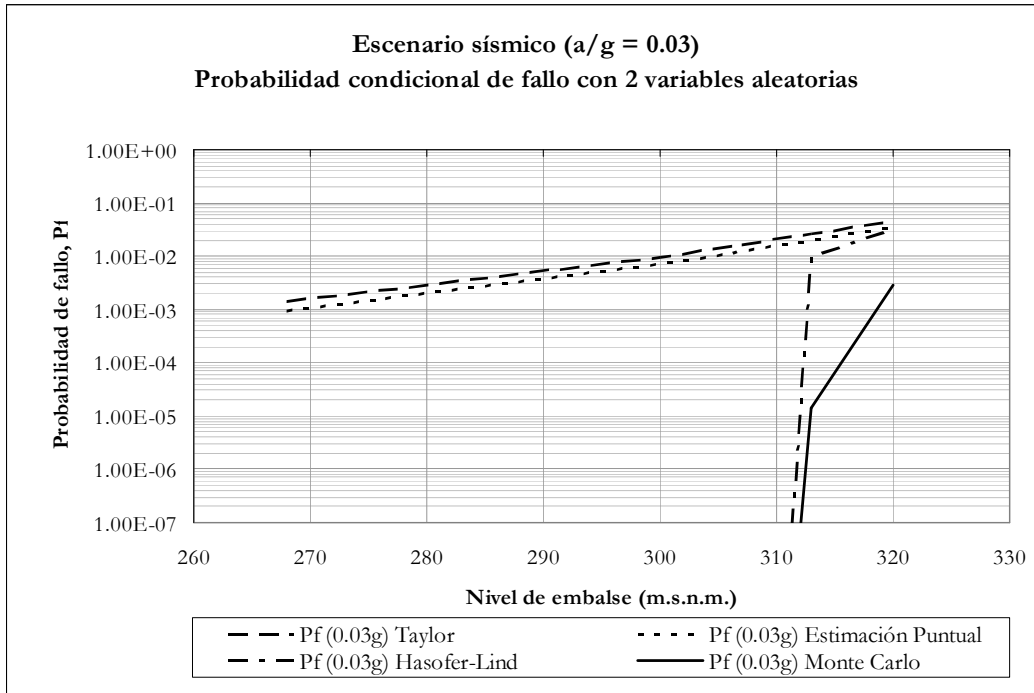


Figura 12.45: Escenario sísmico ($a/g=0.03$). Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias.

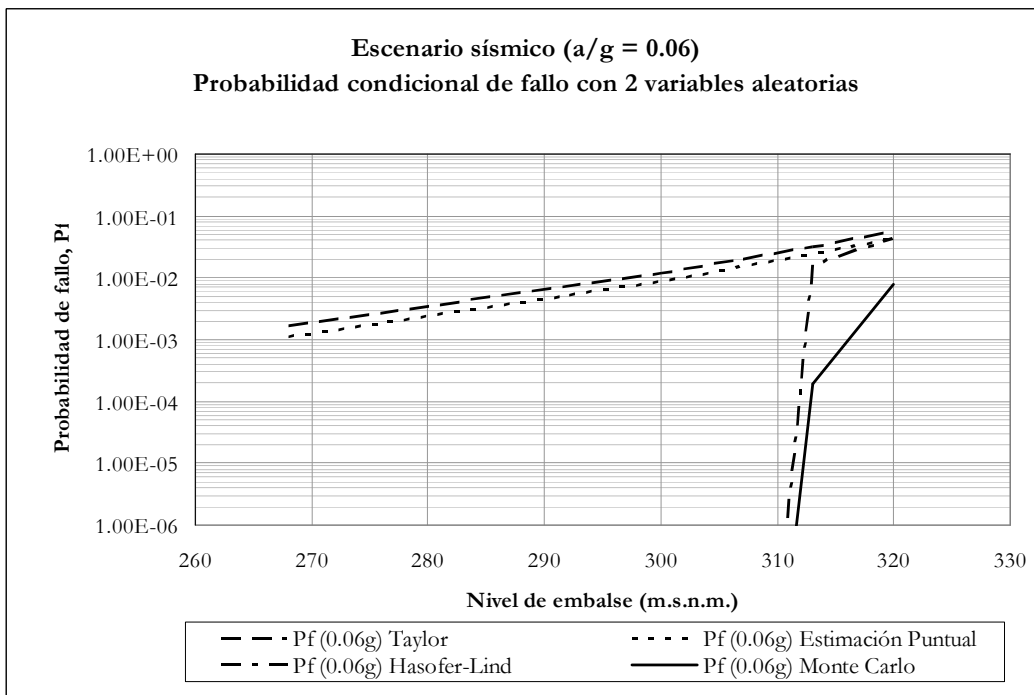


Figura 12.46: Escenario sísmico ($a/g=0.06$). Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias.

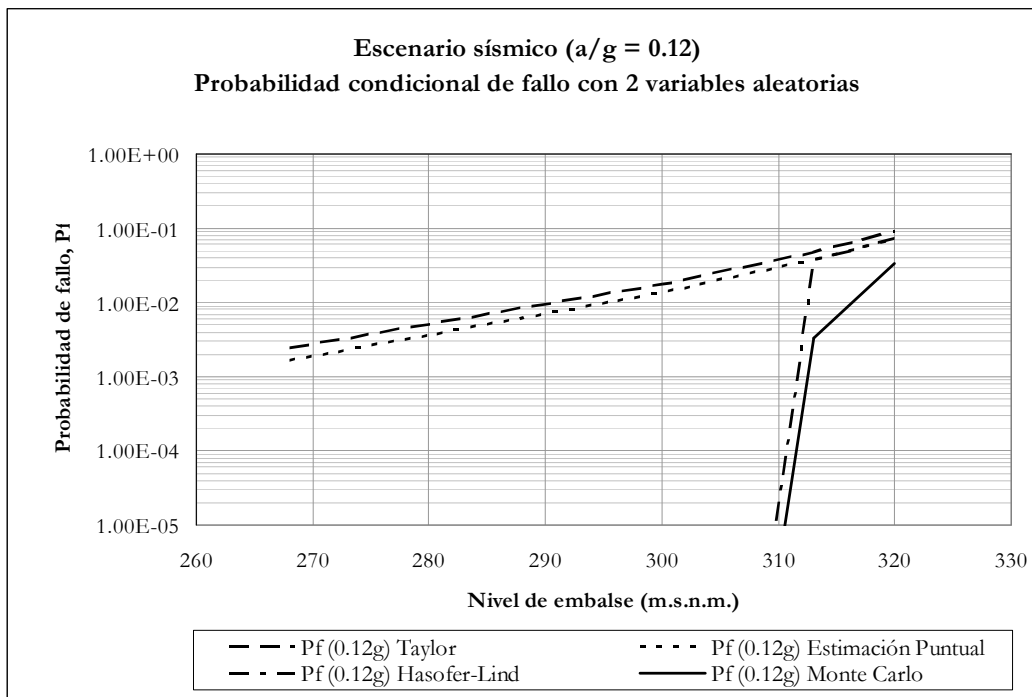


Figura 12.47: Escenario sísmico ($a/g=0.12$). Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias.

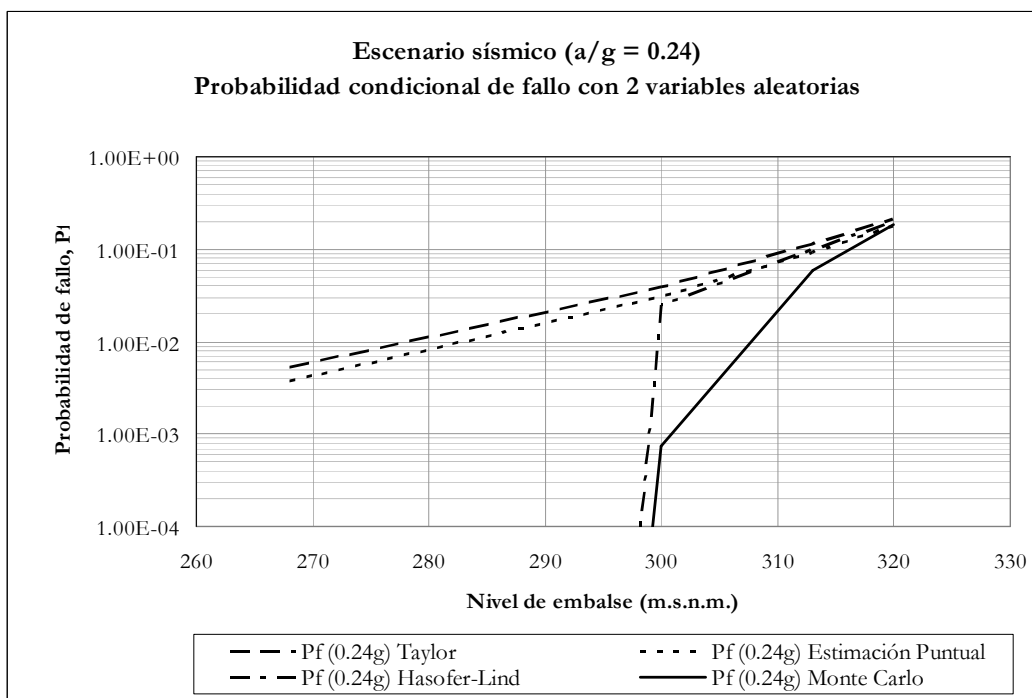


Figura 12.48: Escenario sísmico ($a/g=0.24$). Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias.

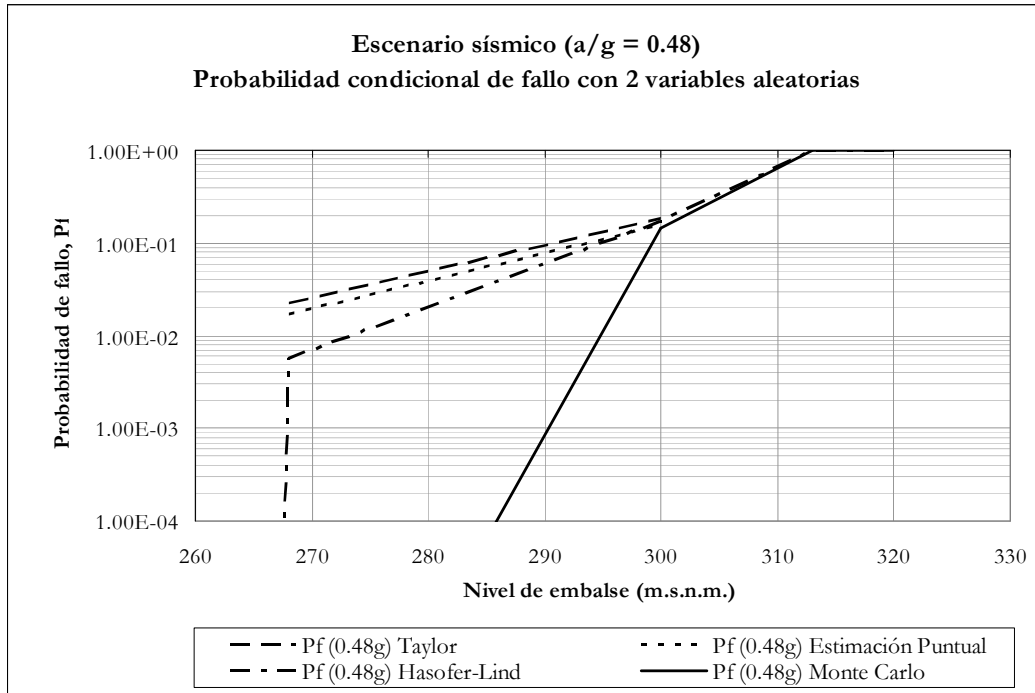


Figura 12.49: Escenario sísmico ($a/g=0.48$). Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias.

12.5.- Influencia de la correlación entre variables aleatorias

12.5.1.- Hipótesis de correlación y nivel de análisis

En todos los apartados anteriores se ha supuesto que las variables aleatorias siempre son estadísticamente independientes entre sí. Se estudia a continuación la influencia que la posible dependencia estadística o correlación entre las variables aleatorias puede ejercer sobre la probabilidad condicional de fallo.

Como se ha justificado, las variables aleatorias principales en el análisis de la estabilidad al deslizamiento en el plano presa-cimiento de la presa de gravedad en estudio son el ángulo de fricción y la cohesión. Estos dos parámetros se han supuesto independientes en todos los análisis realizados hasta este momento.

Para comprobar la sensibilidad de las probabilidades condicionales de fallo al posible grado de dependencia entre el ángulo de fricción y la cohesión, se va a proceder al cálculo de aquellas en diferentes hipótesis de correlación, recogidas en el Cuadro 12.66.

Cuadro 12.66. Hipótesis de correlación entre el ángulo de fricción y la cohesión en el contacto presa-cimiento

| Caso | Coefficiente de correlación |
|------|-----------------------------|
| 1 | 0.00 |
| 2 | +0.25 |
| 3 | +0.50 |
| 4 | +0.75 |
| 5 | -0.25 |
| 6 | -0.50 |
| 7 | -0.75 |

Una correlación positiva entre las variables indica que valores altos del ángulo de fricción tenderán a ir acompañados de valores altos de la cohesión. La correlación negativa indica que valores altos del ángulo de fricción tenderán a ir acompañados de valores bajos de la cohesión. Cuanto más positiva o negativa es la correlación, más pronunciada es la tendencia.

Se realiza un análisis de Nivel 3, mediante el Método de Monte Carlo, empleando la metodología de la curvas límite ya expuesta. La generación de las muestras se realiza mediante la herramienta de simulación estadística @RISK (Palisade, 2007), de modo que los valores son muestreados desde las distribuciones origen de forma consistente con el nivel de correlación previamente definido.

Se calculan las probabilidades para el Escenario Hidrológico y para el Escenario Sísmico, que comprende el cálculo para los 6 valores de la aceleración considerados.

12.5.2.- Probabilidades condicionales con variables correlacionadas en Escenario Hidrológico

Los resultados de probabilidades obtenidas se recogen de forma gráfica en las figuras 12.50 a 12.55.

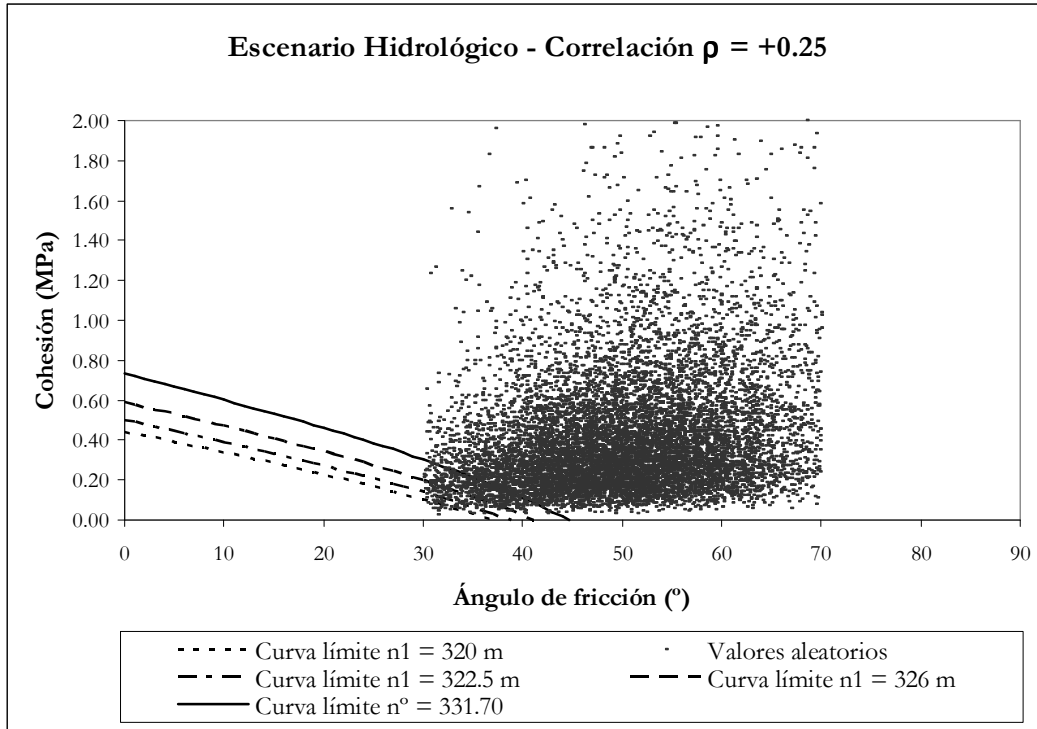


Figura 12.50: Escenario Hidrológico. Variables con correlación $\rho = +0.25$.

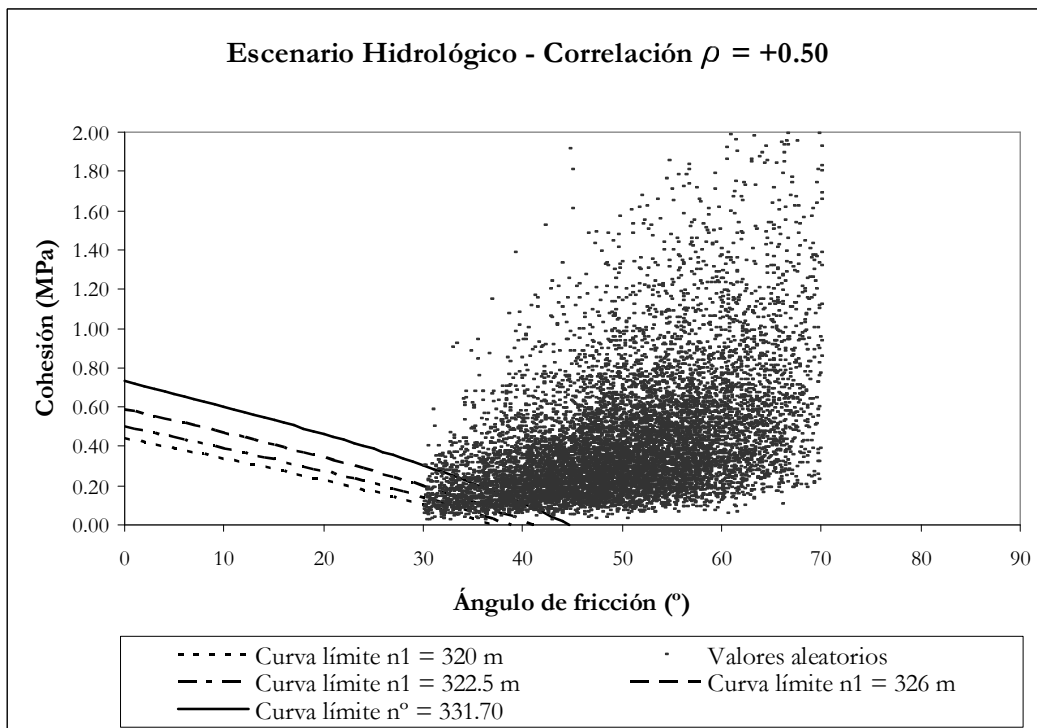


Figura 12.51: Escenario Hidrológico. Variables con correlación $\rho = +0.50$.

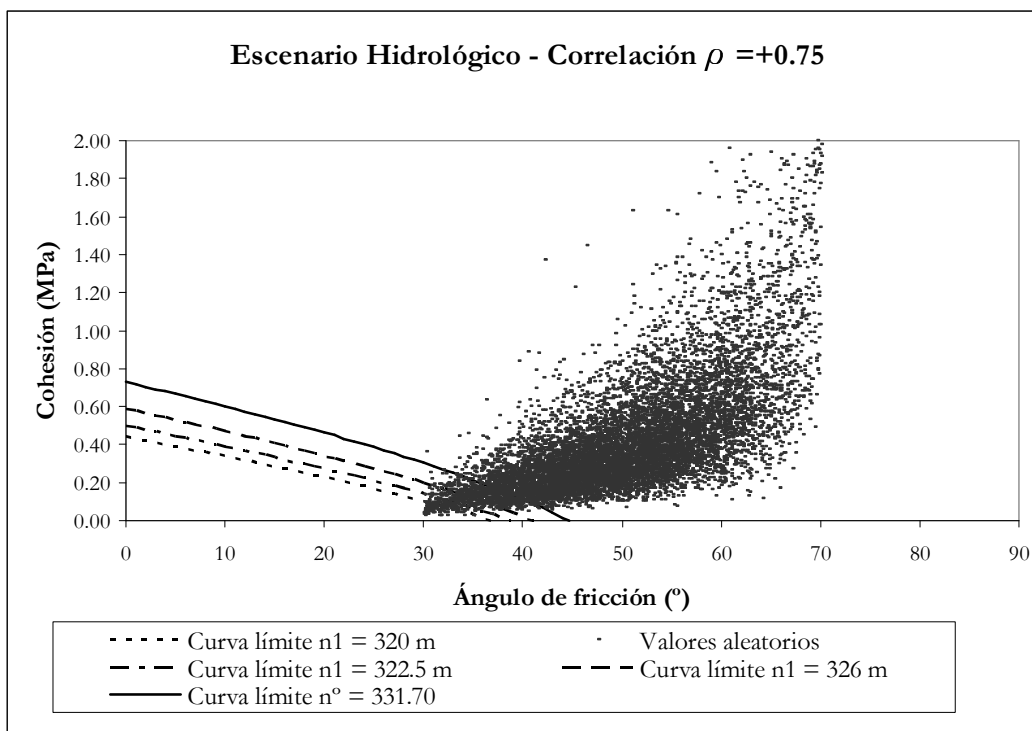


Figura 12.52: Escenario Hidrológico. Variables con correlación $\rho = +0.75$.

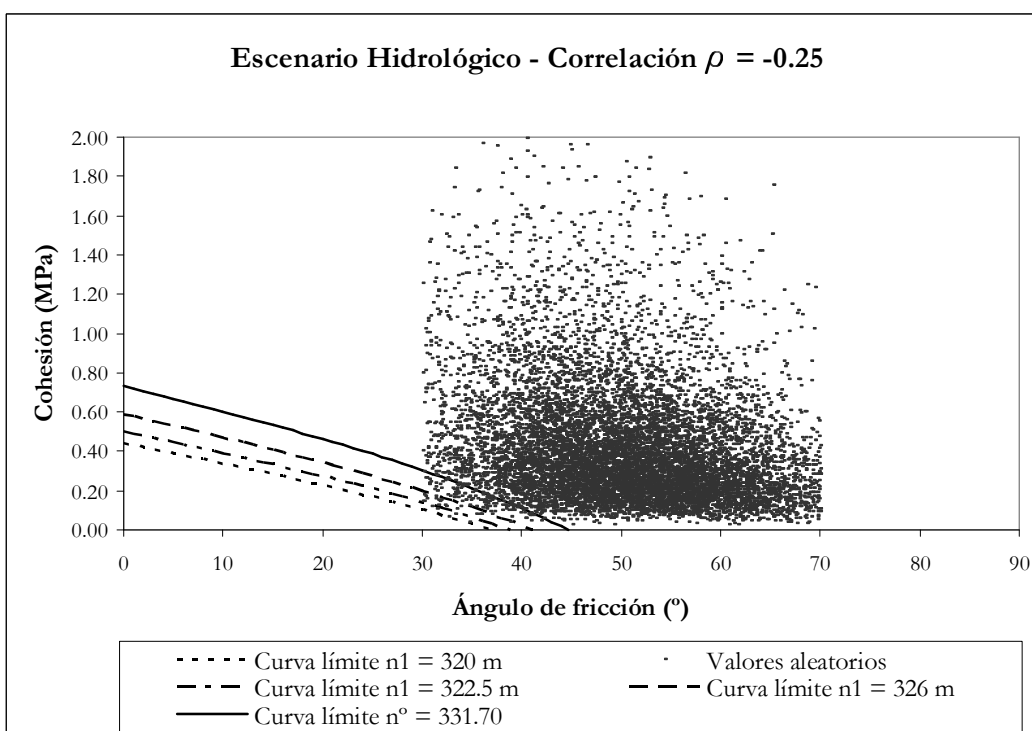


Figura 12.53: Escenario Hidrológico. Variables con correlación $\rho = -0.25$.

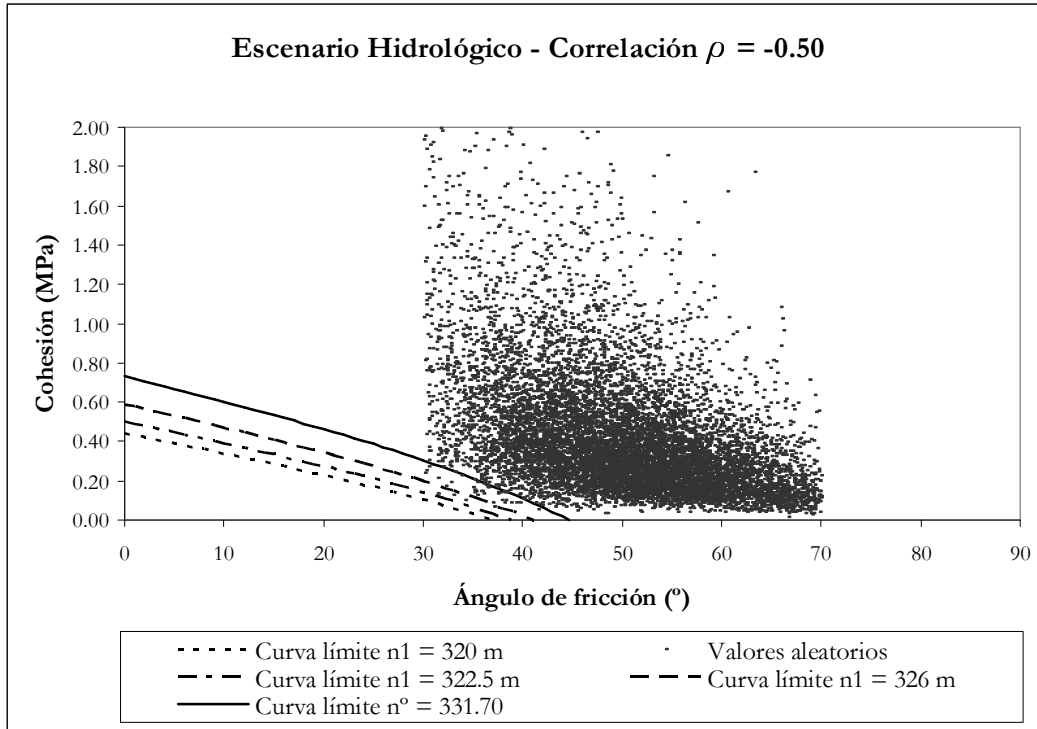


Figura 12.54: Escenario Hidrológico. Variables con correlación $\rho = -0.50$.

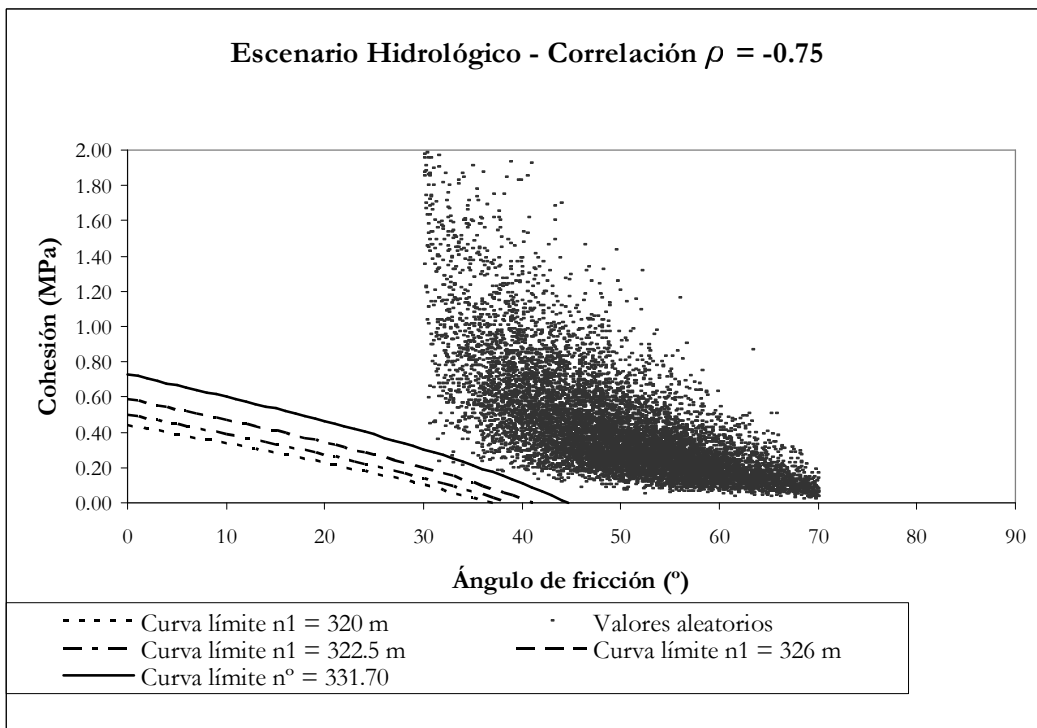


Figura 12.55: Escenario Hidrológico. Variables con correlación $\rho = -0.75$.

Cuadro 12.67. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario Hidrológico
Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias con correlación

| Nivel aguas arriba n_1 (m.s.n.m.) | Probabilidad cond. de fallo $P_f = N_{fallos} / N$ | | | | | | |
|---|--|------------------------|------------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| | $\rho = -0.75$ | $\rho = -0.50$ | $\rho = -0.25$ | $\rho = 0$ | $\rho = +0.25$ | $\rho = +0.50$ | $\rho = +0.75$ |
| 268.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 300.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 313.00 | $<1.00 \times 10^{-7}$ | $<1.00 \times 10^{-7}$ | $<1.00 \times 10^{-7}$ | $<1.00 \times 10^{-7}$ | 3.00×10^{-7} | 5.00×10^{-6} | 1.00×10^{-5} |
| 320.00 | $<1.00 \times 10^{-7}$ | 1.00×10^{-5} | 6.00×10^{-5} | 4.90×10^{-4} | 1.84×10^{-3} | 4.07×10^{-3} | 8.53×10^{-3} |
| 322.50 | $<1.00 \times 10^{-7}$ | 8.00×10^{-5} | 3.60×10^{-4} | 2.13×10^{-3} | 5.19×10^{-3} | 1.02×10^{-2} | 1.84×10^{-2} |
| 326.00 | 1.00×10^{-5} | 3.80×10^{-4} | 2.41×10^{-3} | 7.78×10^{-3} | 1.58×10^{-2} | 2.47×10^{-2} | 3.91×10^{-2} |
| 331.70 | 1.10×10^{-4} | 4.84×10^{-3} | 1.49×10^{-2} | 3.13×10^{-2} | 4.91×10^{-2} | 6.75×10^{-2} | 8.84×10^{-2} |

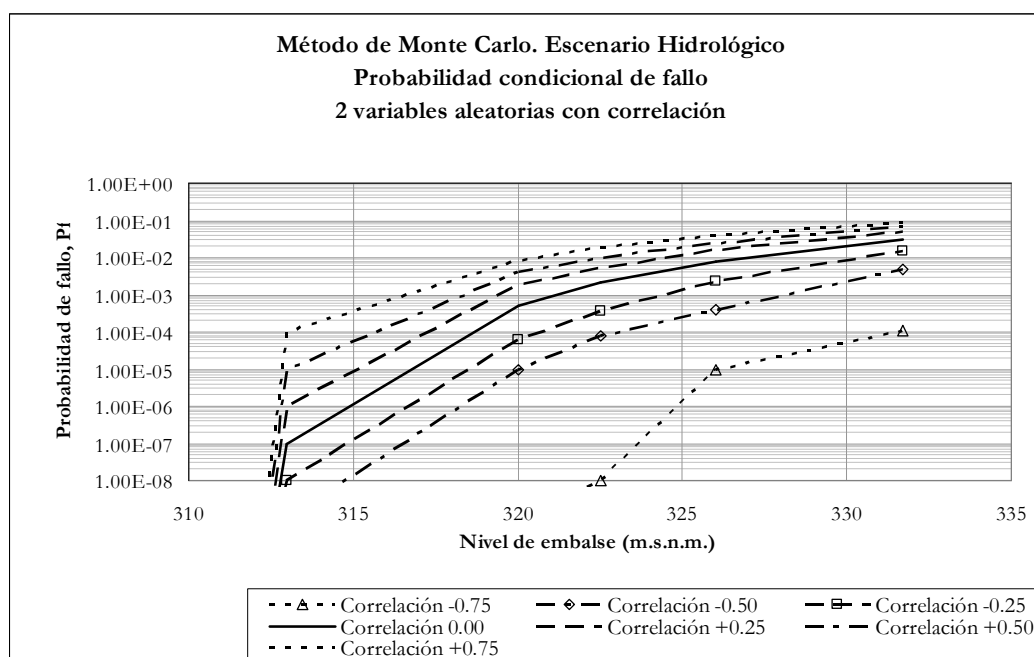


Figura 12.56: Escenario Hidrológico. Probabilidades condicionales con correlación

Como se puede comprobar, la existencia de correlación entre el ángulo de fricción y la cohesión modifica significativamente las probabilidades de fallo con respecto a la situación de independencia estadística. La correlación positiva entre las variables supone un incremento de la probabilidad de fallo, mientras que la correlación negativa disminuye drásticamente dicha probabilidad. Gráficamente se observa como la existencia de correlación deforma la masa de probabilidad y la aproxima a las región de fallo (correlación positiva) o la aleja de la misma, situando dicha masa de probabilidad por encima de la región de fallo (correlación negativa).

12.5.3.- Probabilidades condicionales con variables correlacionadas en Escenario Sísmico

Los resultados de probabilidades obtenidas se recogen de forma gráfica en las figuras 12.57 a 12.62.

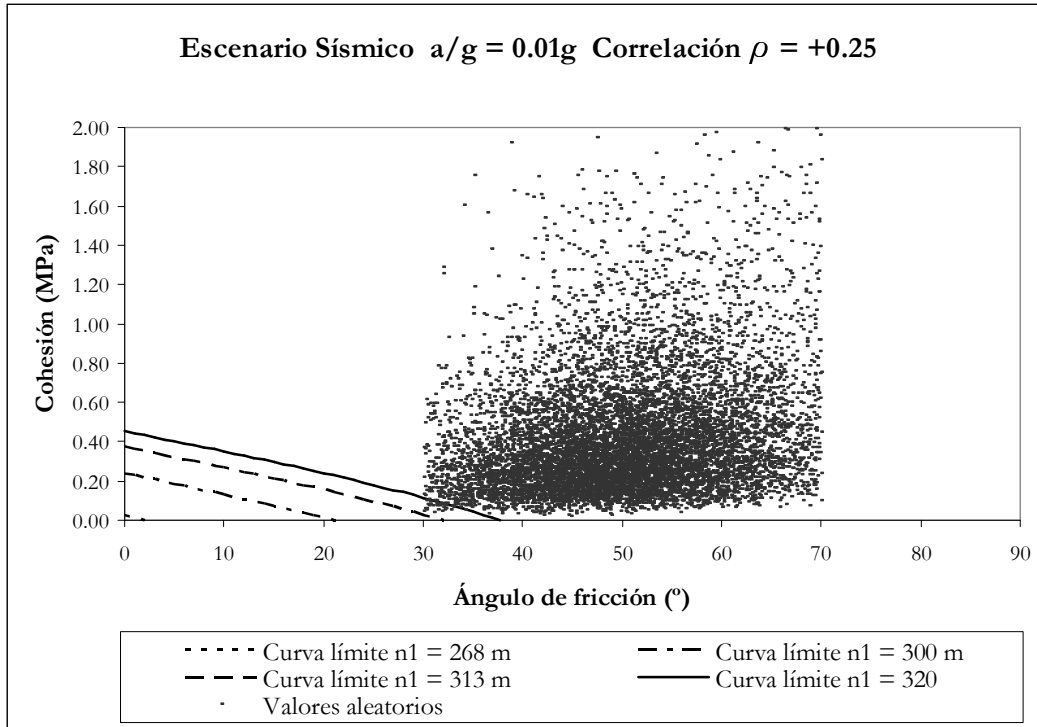


Figura 12.57: Escenario Sísmico ($a/g = 0.01$). Variables con correlación $\rho = +0.25$.

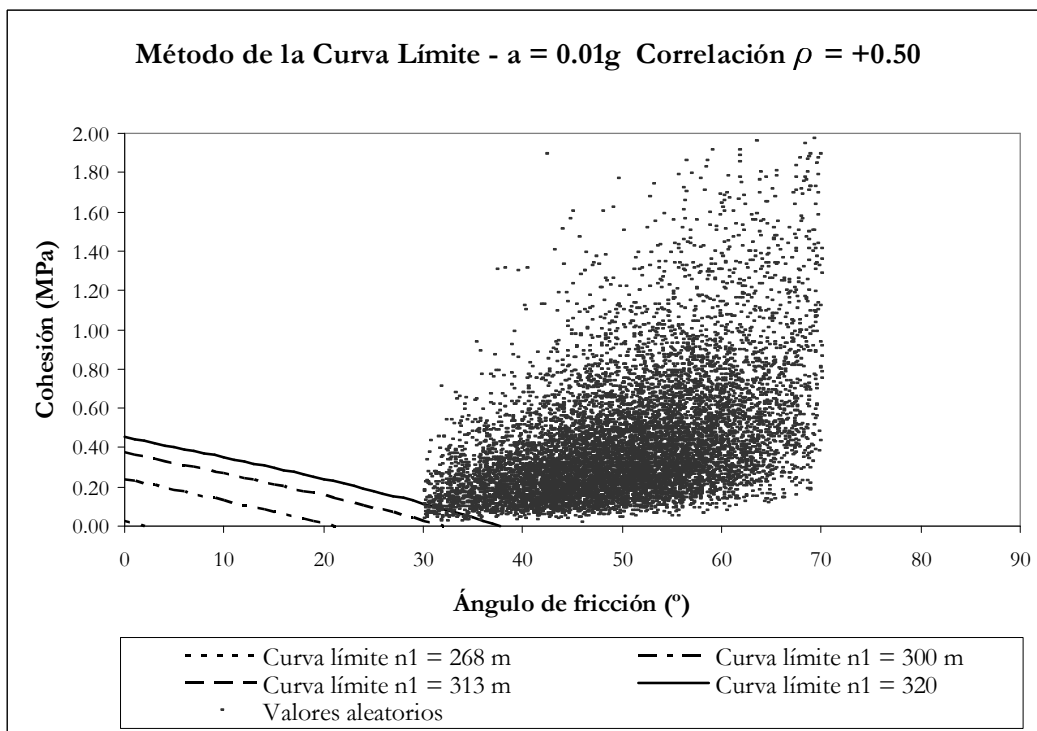


Figura 12.58: Escenario Sísmico ($a/g = 0.01$). Variables con correlación $\rho = +0.50$.

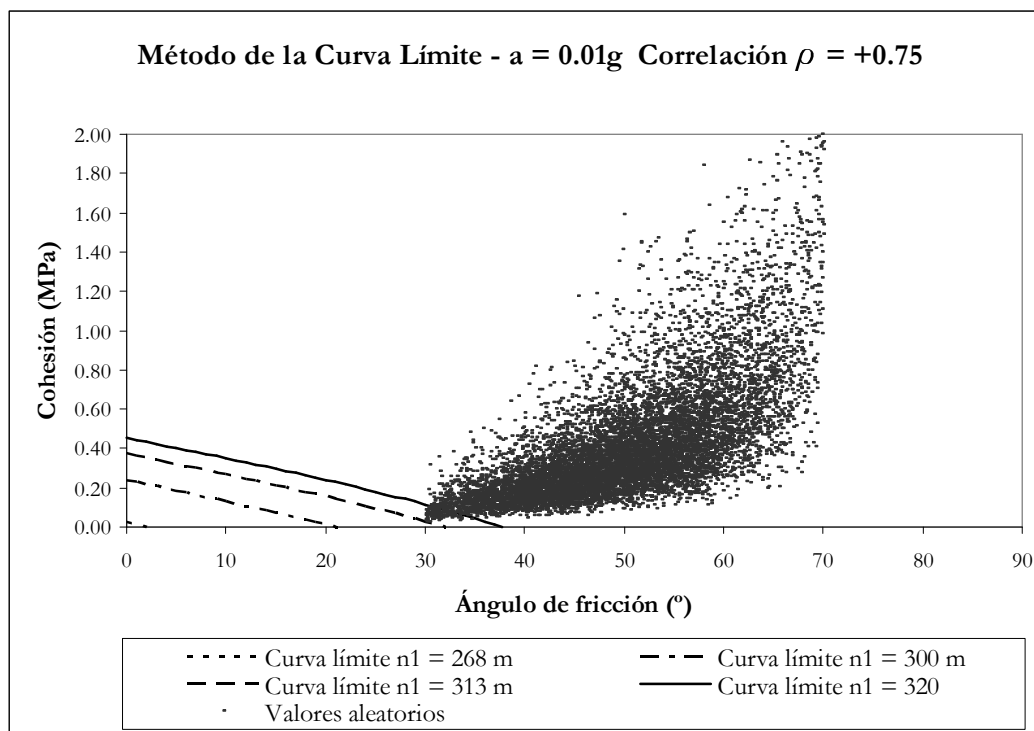


Figura 12.59: Escenario Sísmico ($a/g = 0.01$). Variables con correlación $\rho = +0.75$.

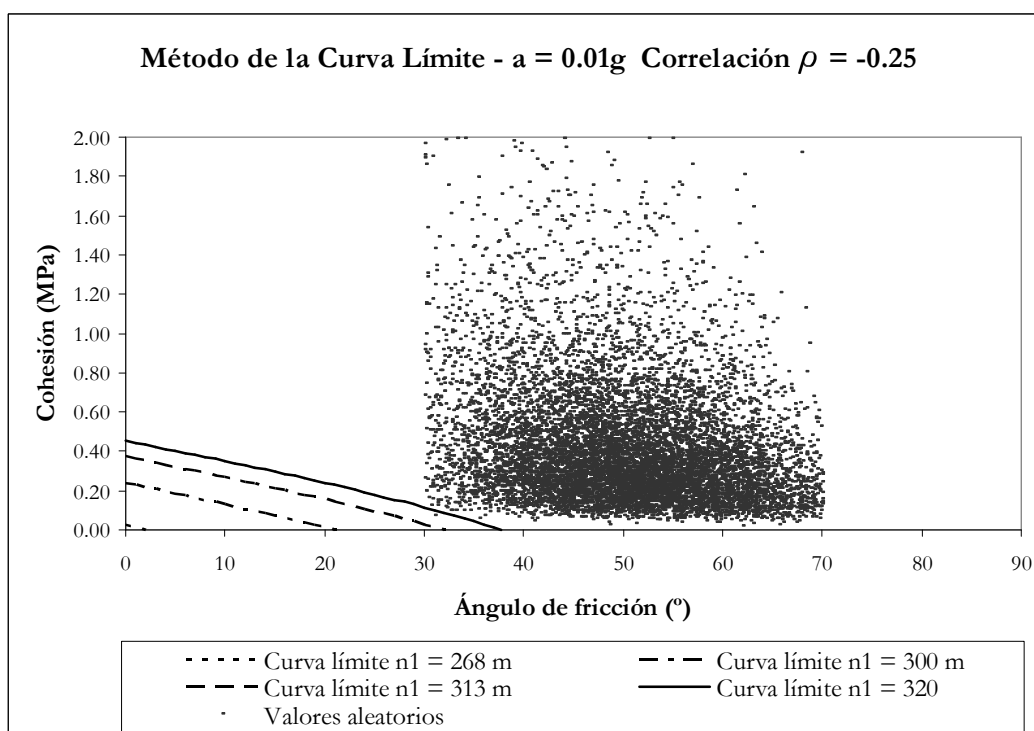


Figura 12.60: Escenario Sísmico ($a/g = 0.01$). Variables con correlación $\rho = -0.25$.

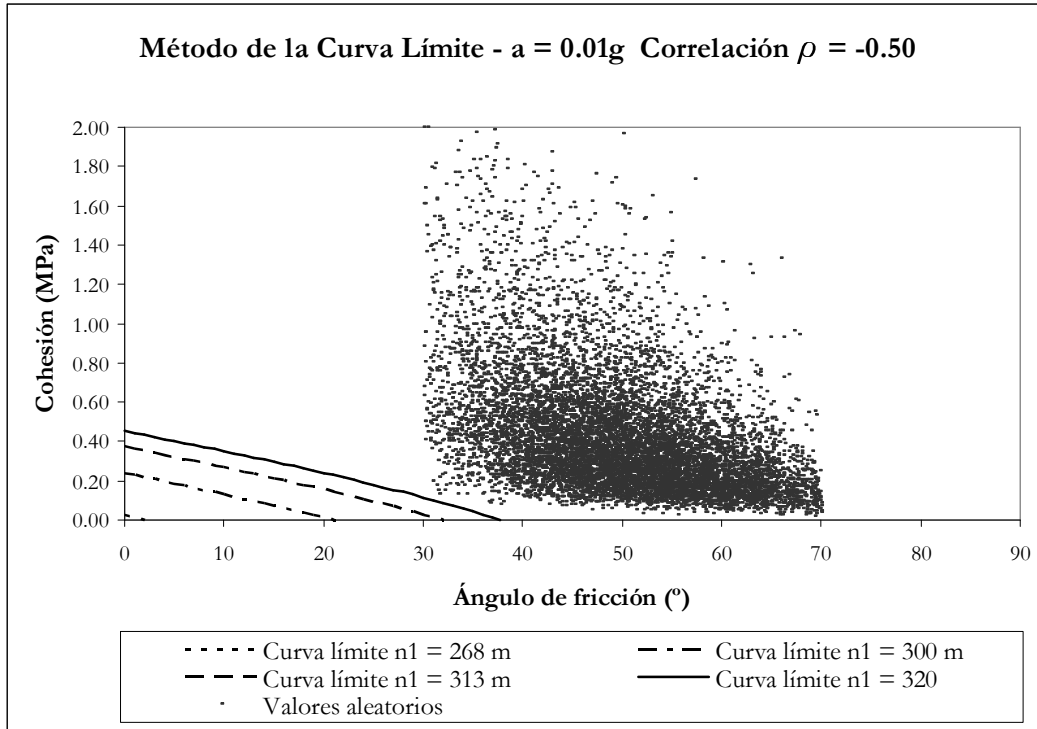


Figura 12.61: Escenario Sísmico ($a/g = 0.01$). Variables con correlación $\rho = -0.50$.

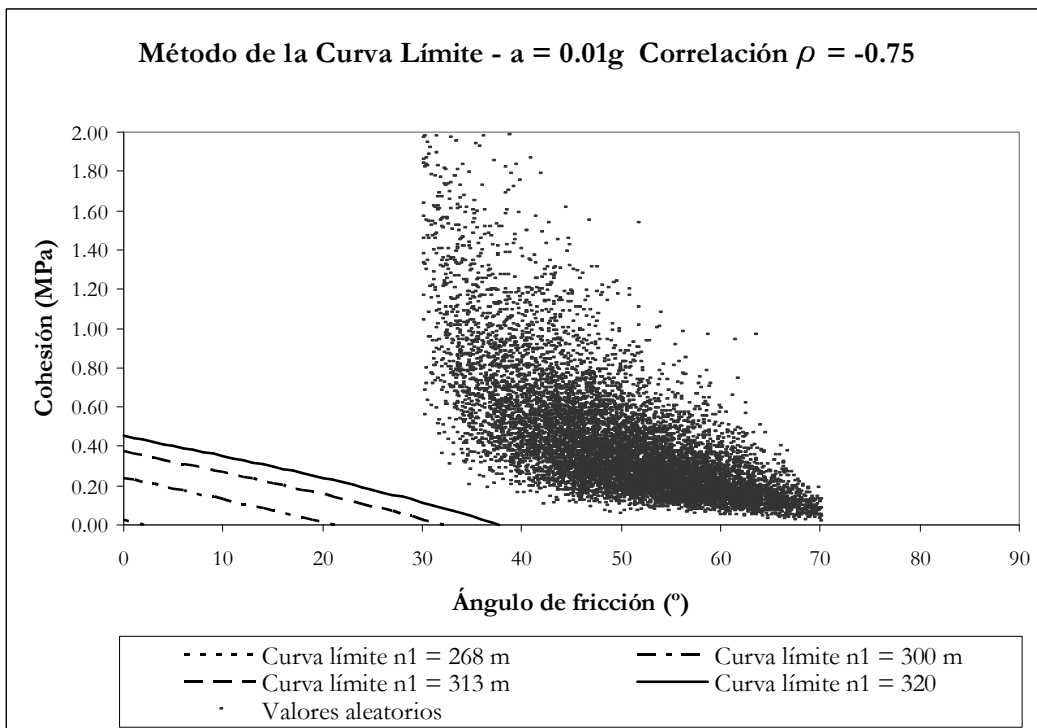


Figura 12.62: Escenario Sísmico ($a/g = 0.01$). Variables con correlación $\rho = -0.75$.

Cuadro 12.68. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario Sísmico ($a/g = 0.01$)
Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias con correlación

| Nivel aguas arriba | Probabilidad cond. de fallo $P_f = N_{fallos} / N$ | | | | | | |
|--------------------|--|------------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| n_1 (m.s.n.m.) | $\rho = -0.75$ | $\rho = -0.50$ | $\rho = -0.25$ | $\rho = 0$ | $\rho = +0.25$ | $\rho = +0.50$ | $\rho = +0.75$ |
| 268.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 300.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 313.00 | $<1.00 \times 10^{-7}$ | $<1.00 \times 10^{-7}$ | $<1.00 \times 10^{-7}$ | 3.00×10^{-7} | 1.00×10^{-5} | 2.00×10^{-5} | 5.00×10^{-5} |
| 320.00 | $<1.00 \times 10^{-7}$ | 1.00×10^{-5} | 6.00×10^{-5} | 9.50×10^{-4} | 3.11×10^{-3} | 6.30×10^{-3} | 1.17×10^{-2} |

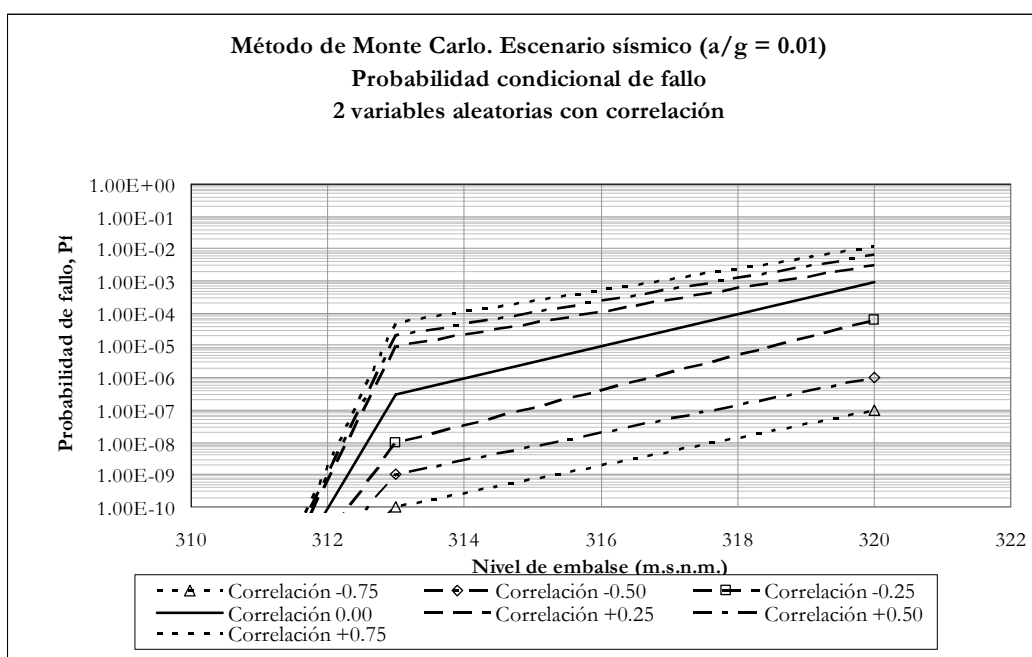


Figura 12.63: Escenario Sísmico ($a/g = 0.01$). Probabilidades condicionales con correlación

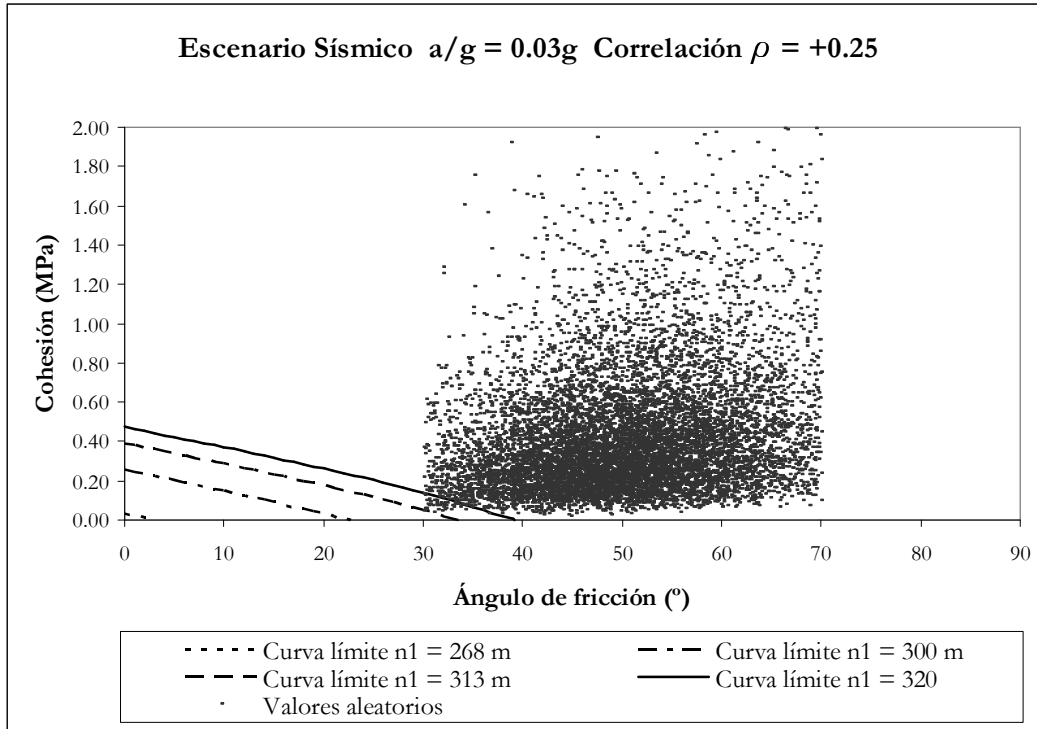


Figura 12.64: Escenario Sísmico ($a/g = 0.03$). Variables con correlación $\rho = +0.25$.

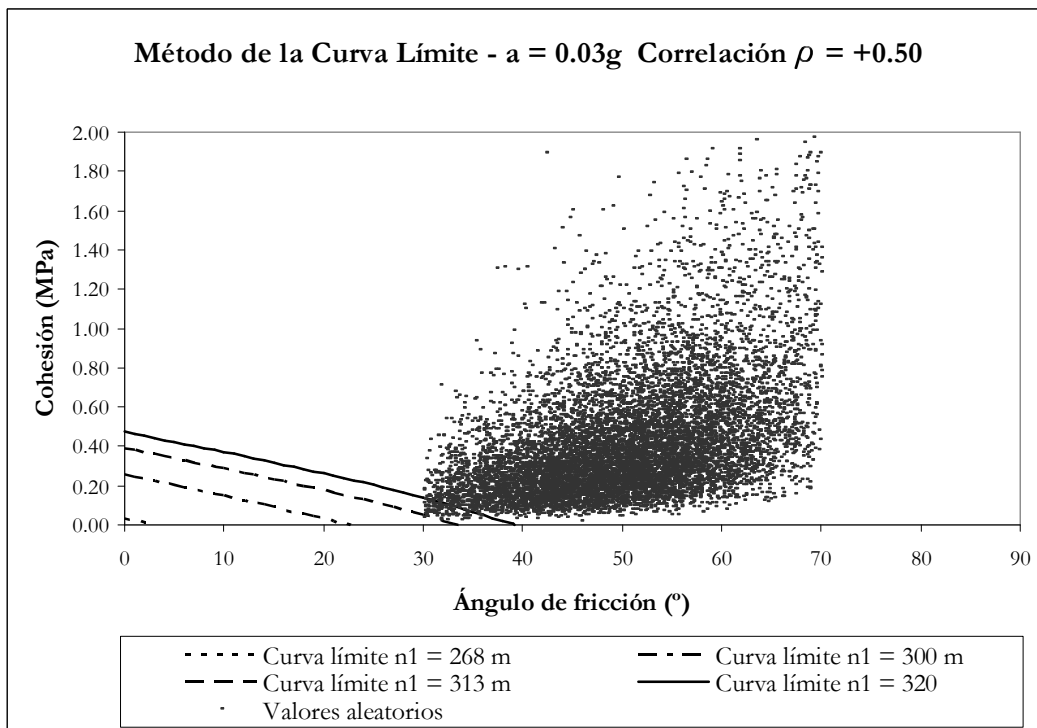


Figura 12.65: Escenario Sísmico ($a/g = 0.03$). Variables con correlación $\rho = +0.50$.

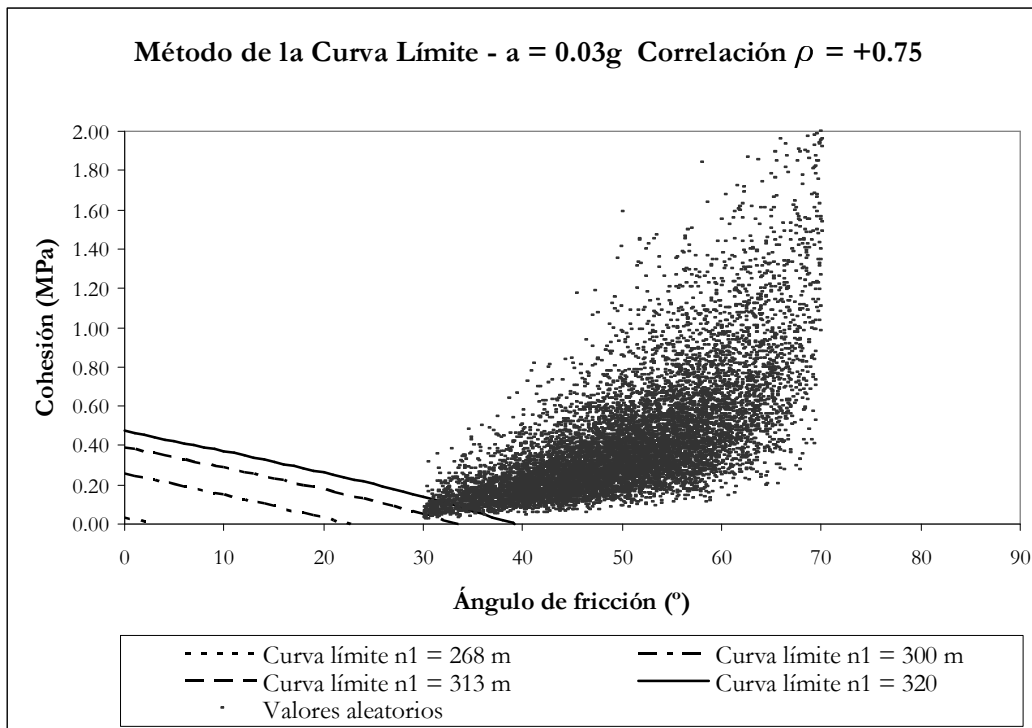


Figura 12.66: Escenario Sísmico ($a/g = 0.03$). Variables con correlación $\rho = +0.75$.

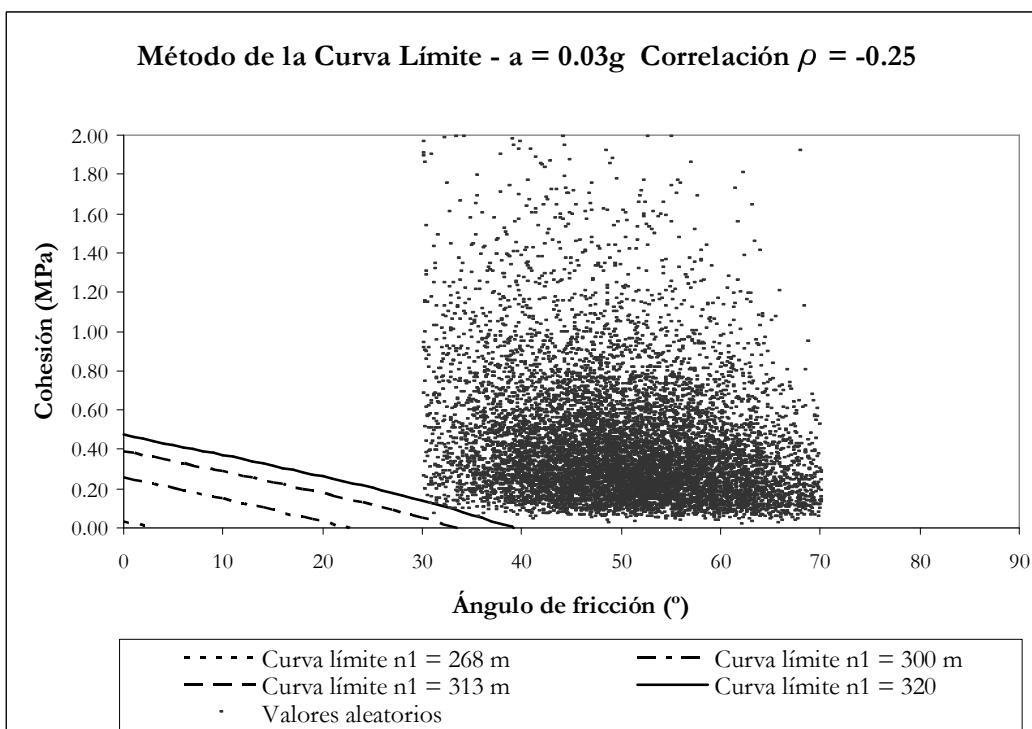


Figura 12.67: Escenario Sísmico ($a/g = 0.03$). Variables con correlación $\rho = -0.25$.

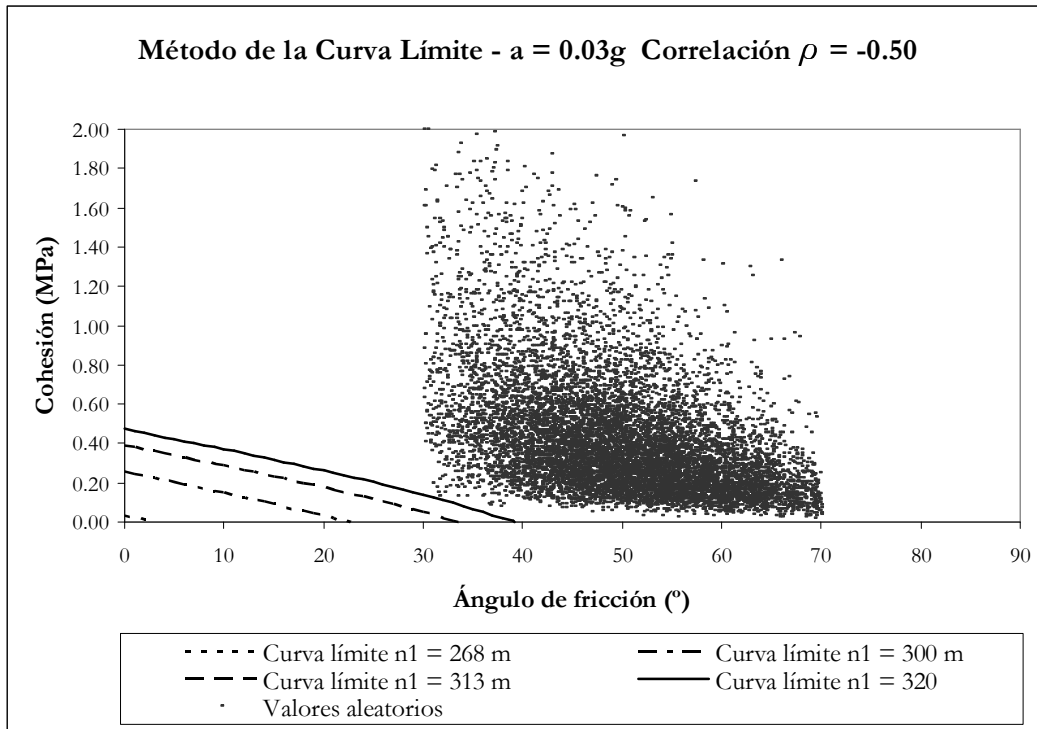


Figura 12.68: Escenario Sísmico ($a/g = 0.03$). Variables con correlación $\rho = -0.50$.

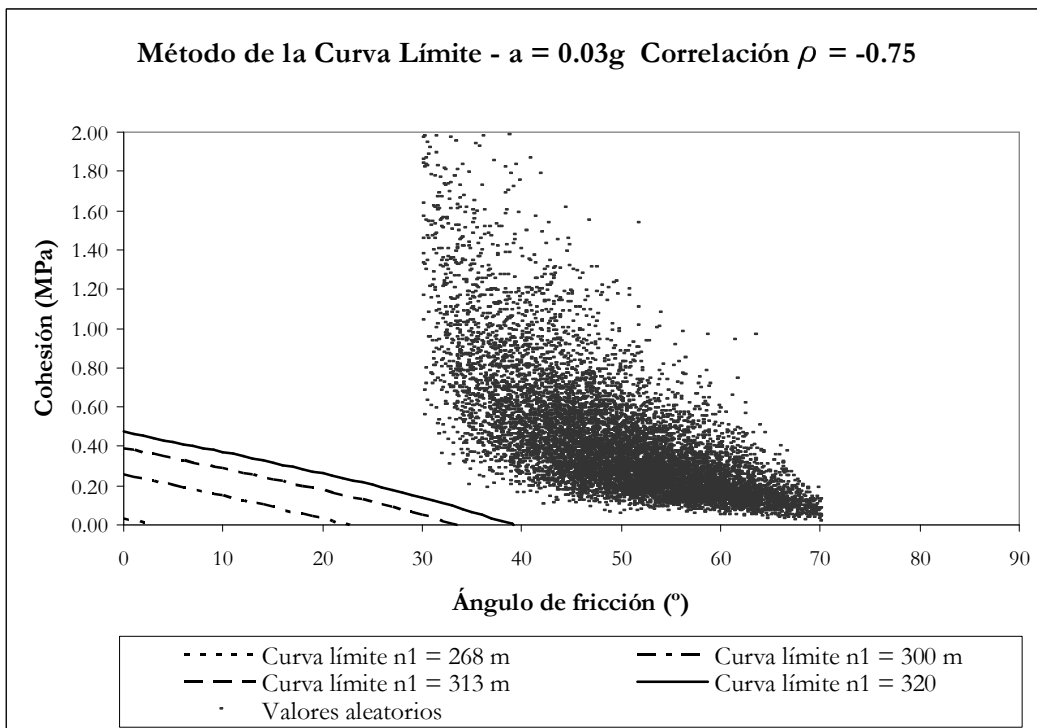


Figura 12.69: Escenario Sísmico ($a/g = 0.03$). Variables con correlación $\rho = -0.75$.

Cuadro 12.69. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario Sísmico ($a/g = 0.03$)
Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias con correlación

| Nivel aguas arriba | Probabilidad cond. de fallo $P_f = N_{fallos} / N$ | | | | | | |
|--------------------|--|------------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| n_1 (m.s.n.m.) | $\rho = -0.75$ | $\rho = -0.50$ | $\rho = -0.25$ | $\rho = 0$ | $\rho = +0.25$ | $\rho = +0.50$ | $\rho = +0.75$ |
| 268.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 300.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 313.00 | $<1.00 \times 10^{-7}$ | $<1.00 \times 10^{-7}$ | $<1.00 \times 10^{-7}$ | 1.43×10^{-5} | 1.10×10^{-4} | 3.50×10^{-4} | 9.50×10^{-4} |
| 320.00 | $<1.00 \times 10^{-6}$ | 8.00×10^{-5} | 5.60×10^{-4} | 2.93×10^{-3} | 6.18×10^{-3} | 1.18×10^{-2} | 2.07×10^{-2} |

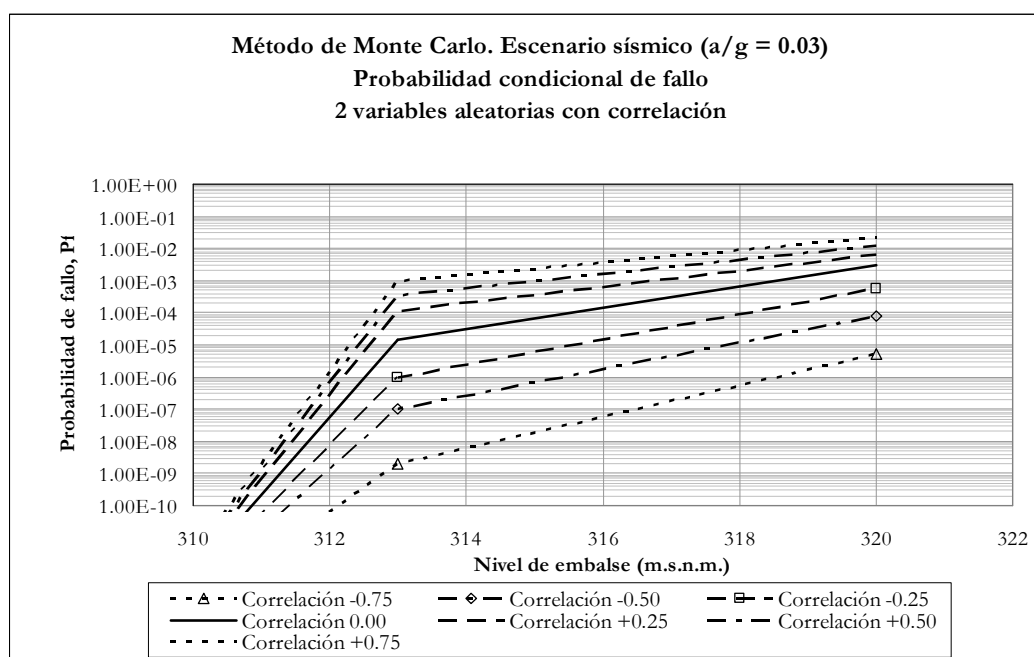


Figura 12.70: Escenario Sísmico ($a/g = 0.03$). Probabilidades condicionales con correlación

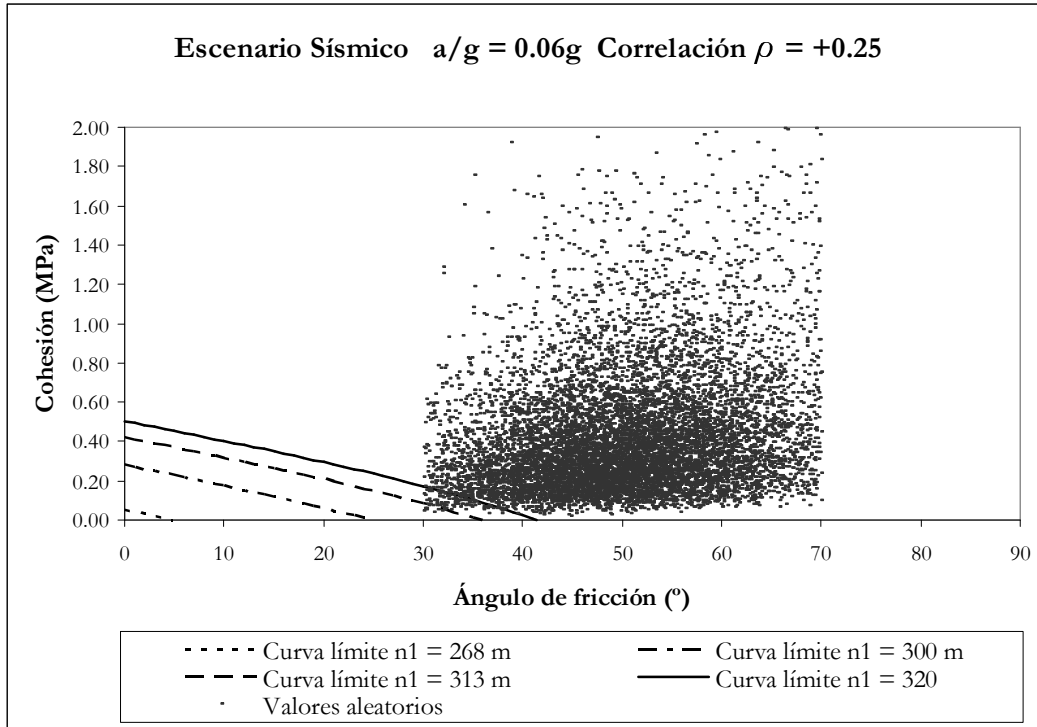


Figura 12.71: Escenario Sísmico ($a/g = 0.06$). Variables con correlación $\rho = +0.25$.

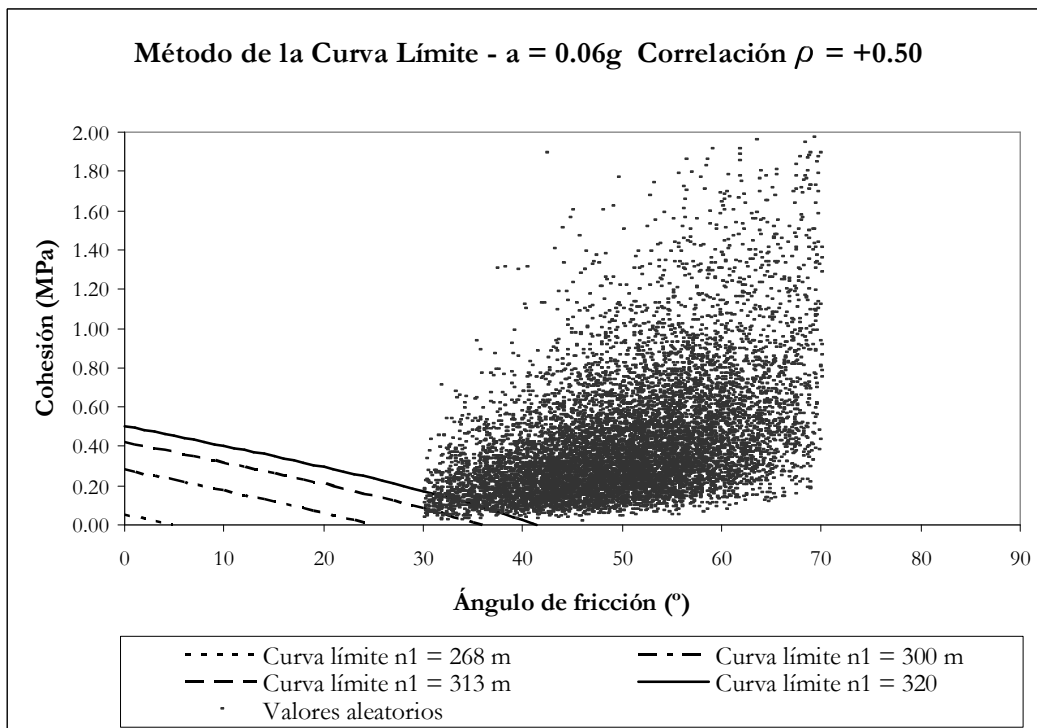


Figura 12.72: Escenario Sísmico ($a/g = 0.06$). Variables con correlación $\rho = +0.50$.

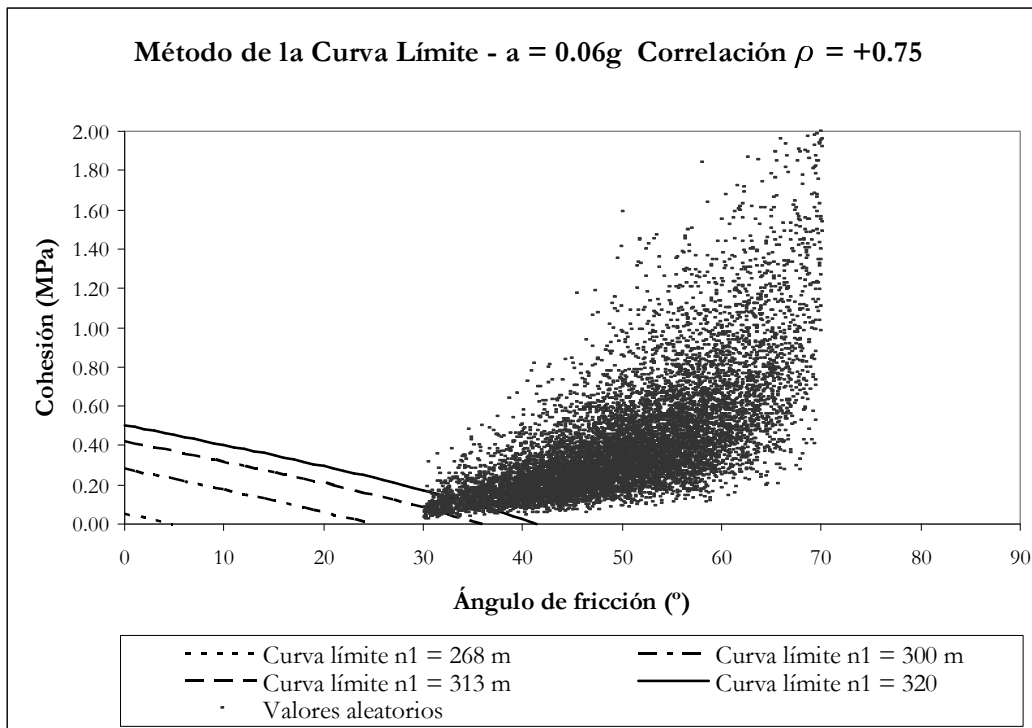


Figura 12.73: Escenario Sísmico ($a/g = 0.06$). Variables con correlación $\rho = +0.75$.

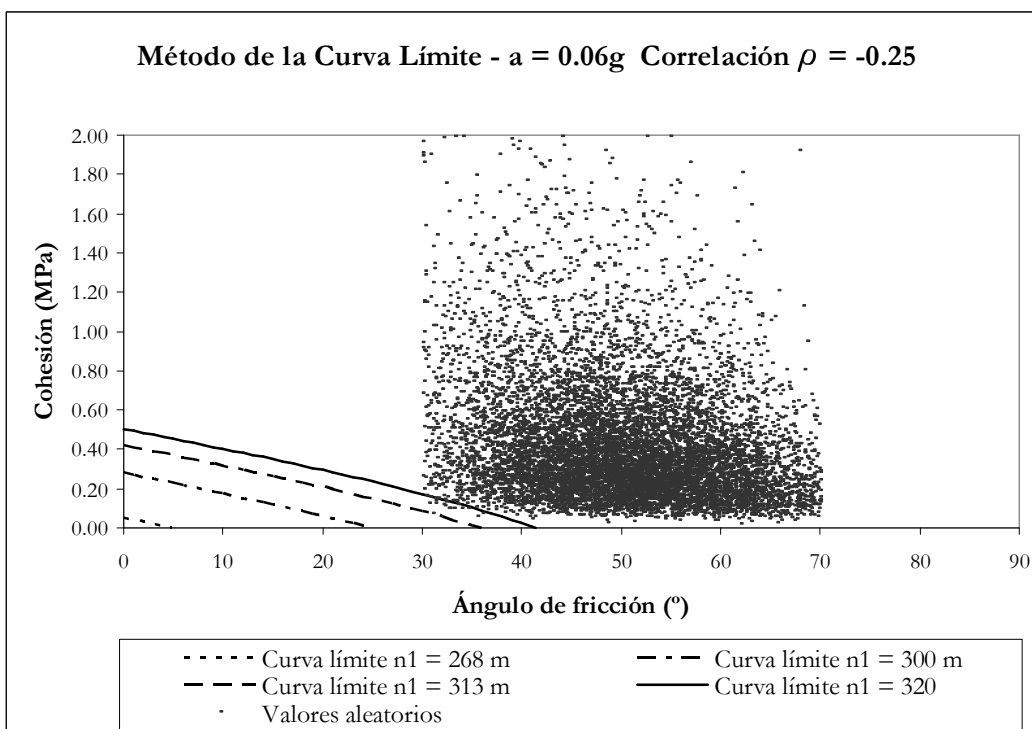


Figura 12.74: Escenario Sísmico ($a/g = 0.06$). Variables con correlación $\rho = -0.25$.

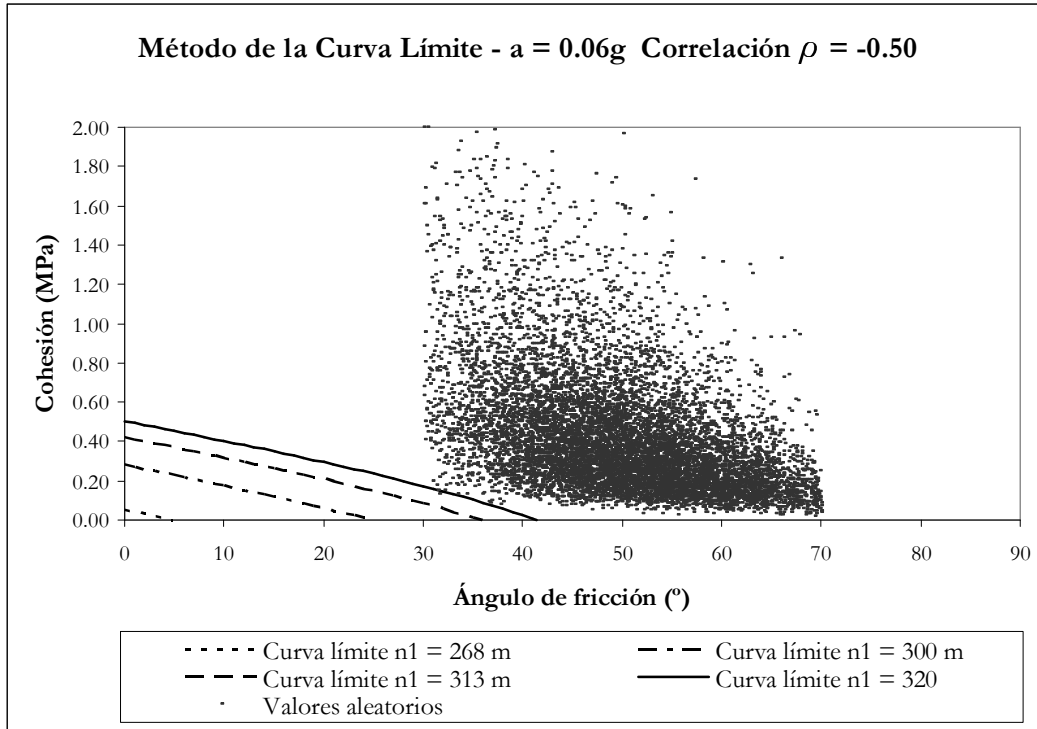


Figura 12.75: Escenario Sísmico ($a/g = 0.06$). Variables con correlación $\rho = -0.50$.

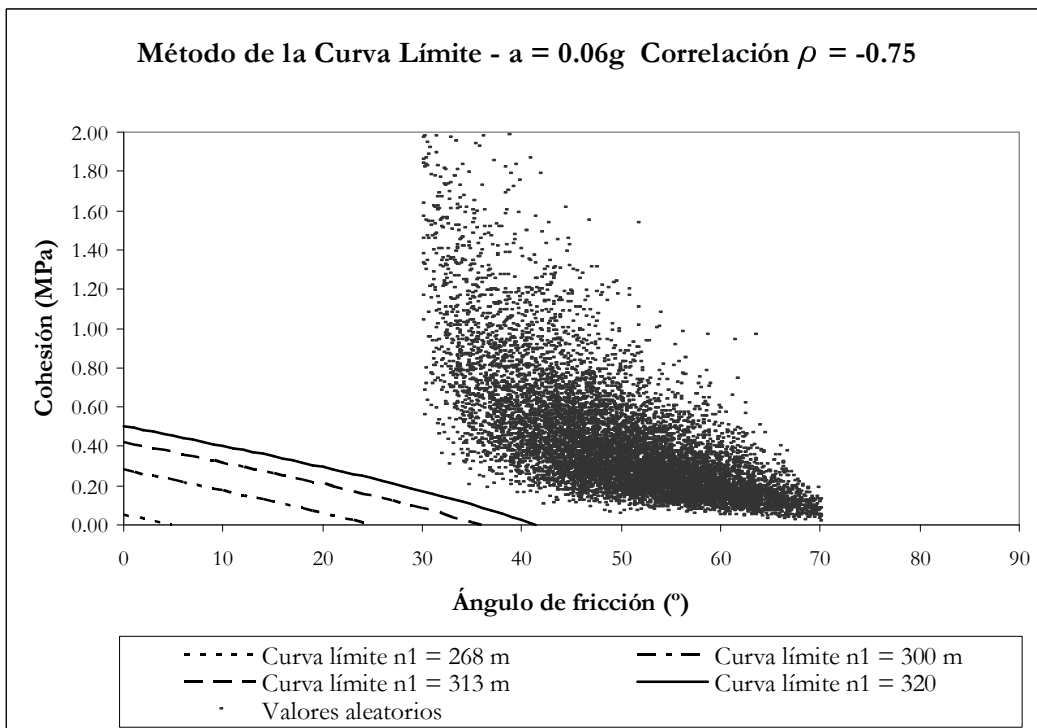


Figura 12.76: Escenario Sísmico ($a/g = 0.06$). Variables con correlación $\rho = -0.75$.

Cuadro 12.70. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario Sísmico ($a/g = 0.06$)
Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias con correlación

| Nivel aguas arriba | Probabilidad cond. de fallo $P_f = N_{fallos} / N$ | | | | | | |
|--------------------|--|------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| n_1 (m.s.n.m.) | $\rho = -0.75$ | $\rho = -0.50$ | $\rho = -0.25$ | $\rho = 0$ | $\rho = +0.25$ | $\rho = +0.50$ | $\rho = +0.75$ |
| 268.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 300.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 313.00 | $<1.00 \times 10^{-7}$ | $<1.00 \times 10^{-7}$ | 2.00×10^{-5} | 1.90×10^{-4} | 8.40×10^{-4} | 2.54×10^{-3} | 4.53×10^{-3} |
| 320.00 | $<1.00 \times 10^{-6}$ | 3.80×10^{-4} | 2.38×10^{-3} | 7.99×10^{-3} | 1.55×10^{-2} | 2.51×10^{-2} | 3.81×10^{-2} |

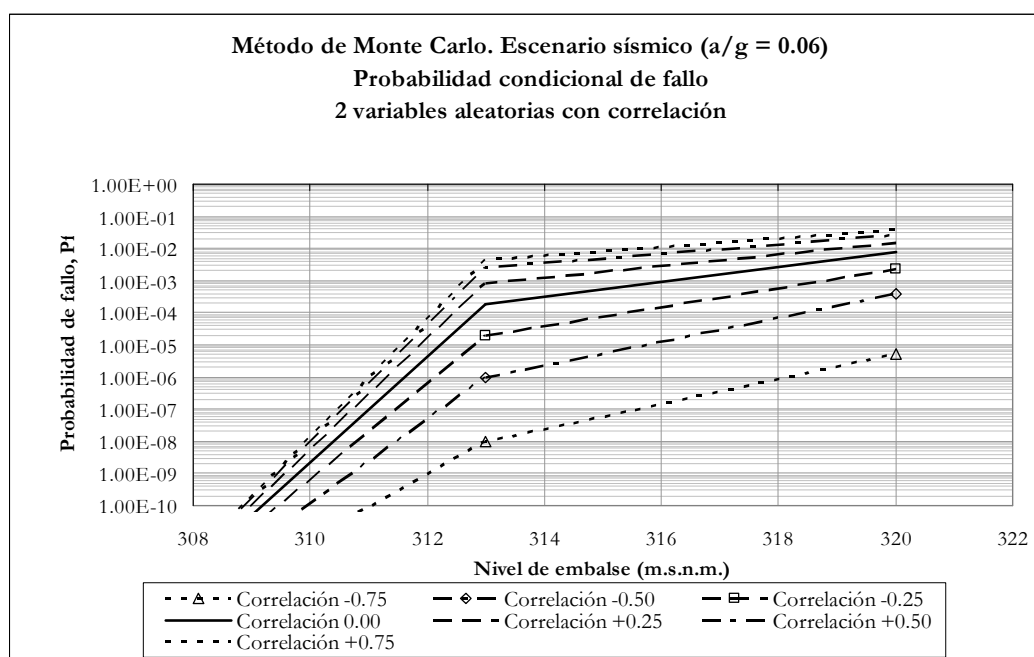


Figura 12.77: Escenario Sísmico ($a/g = 0.06$). Probabilidades condicionales con correlación

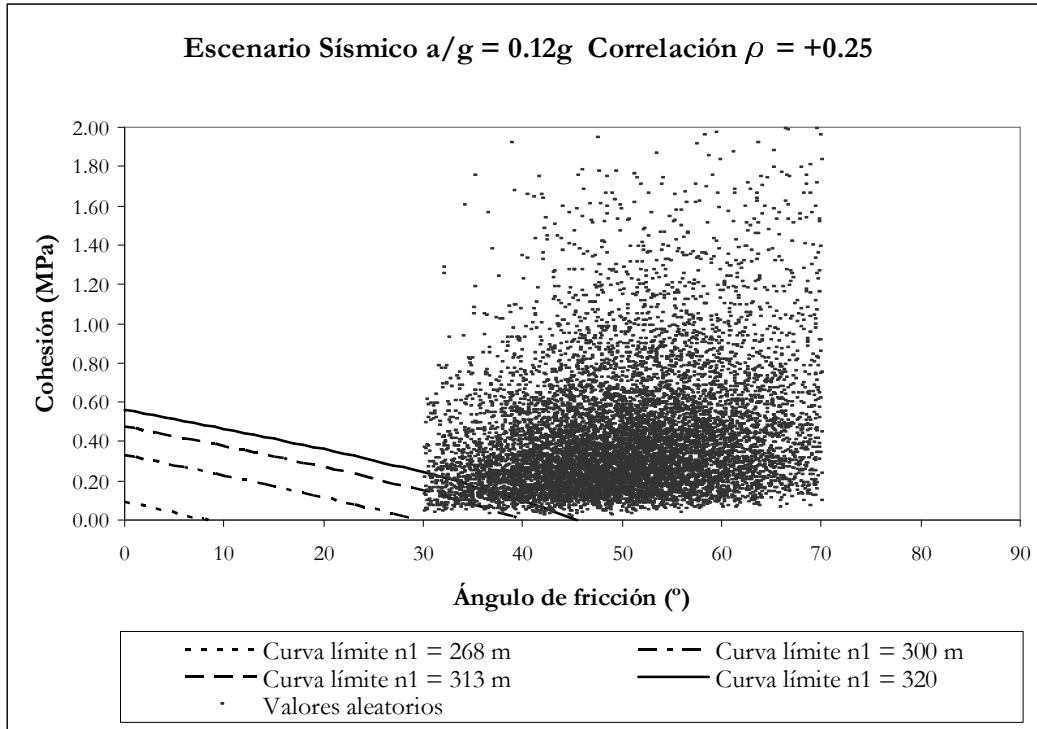


Figura 12.78: Escenario Sísmico ($a/g = 0.12$). Variables con correlación $\rho = +0.25$.

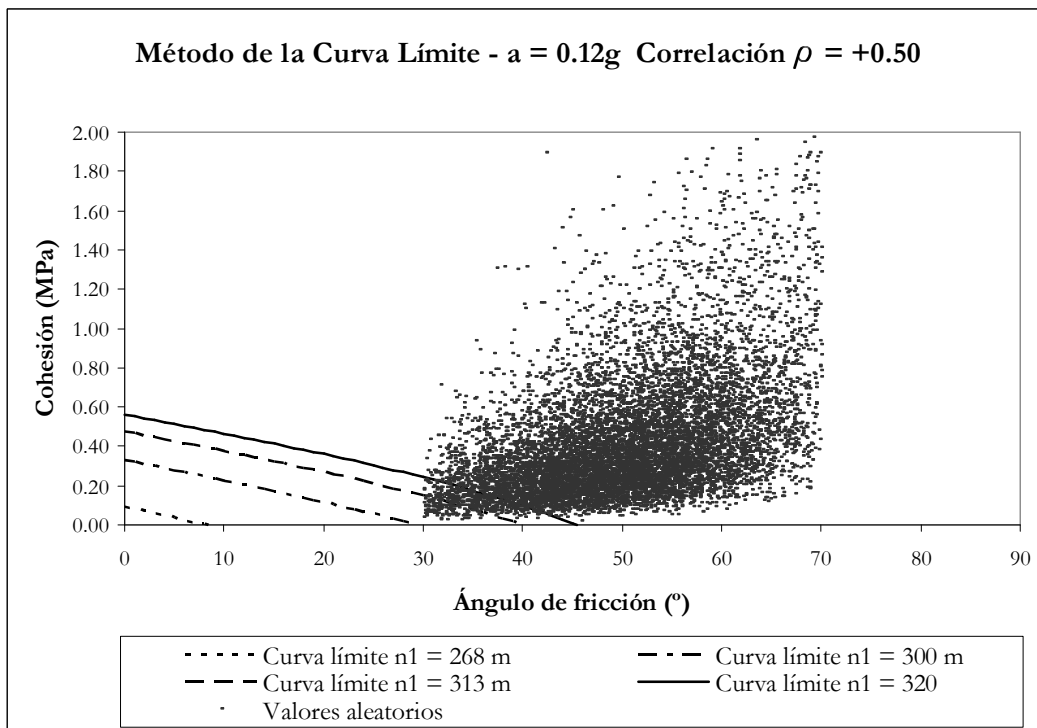


Figura 12.79: Escenario Sísmico ($a/g = 0.12$). Variables con correlación $\rho = +0.50$.

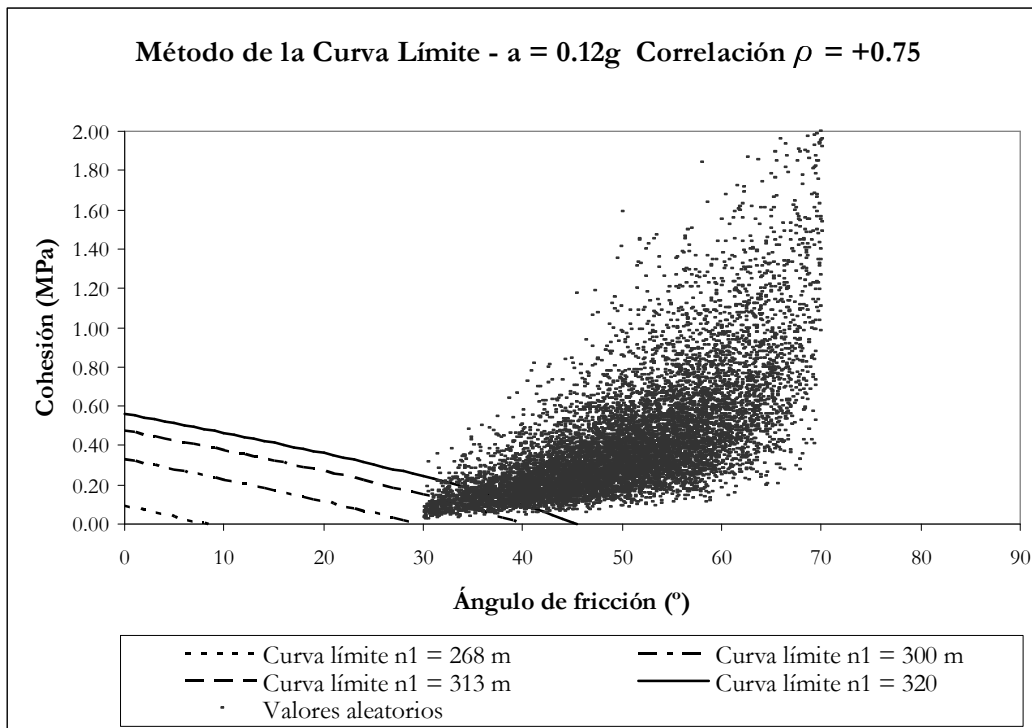


Figura 12.80: Escenario Sísmico ($a/g = 0.12$). Variables con correlación $\rho = +0.75$.

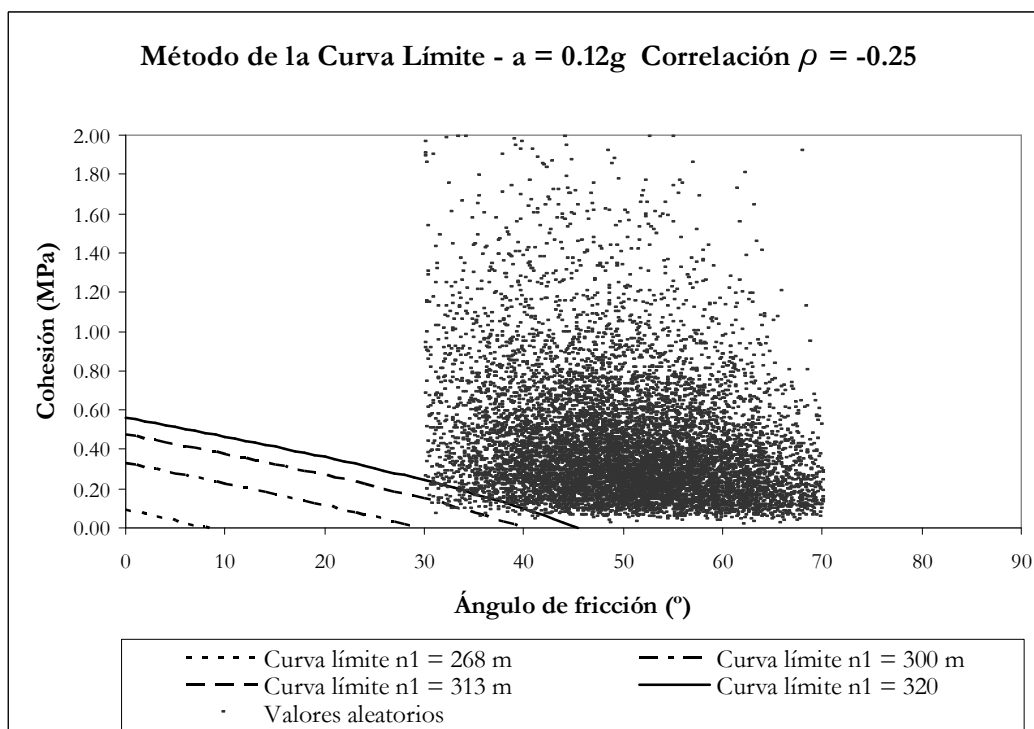


Figura 12.81: Escenario Sísmico ($a/g = 0.12$). Variables con correlación $\rho = -0.25$.

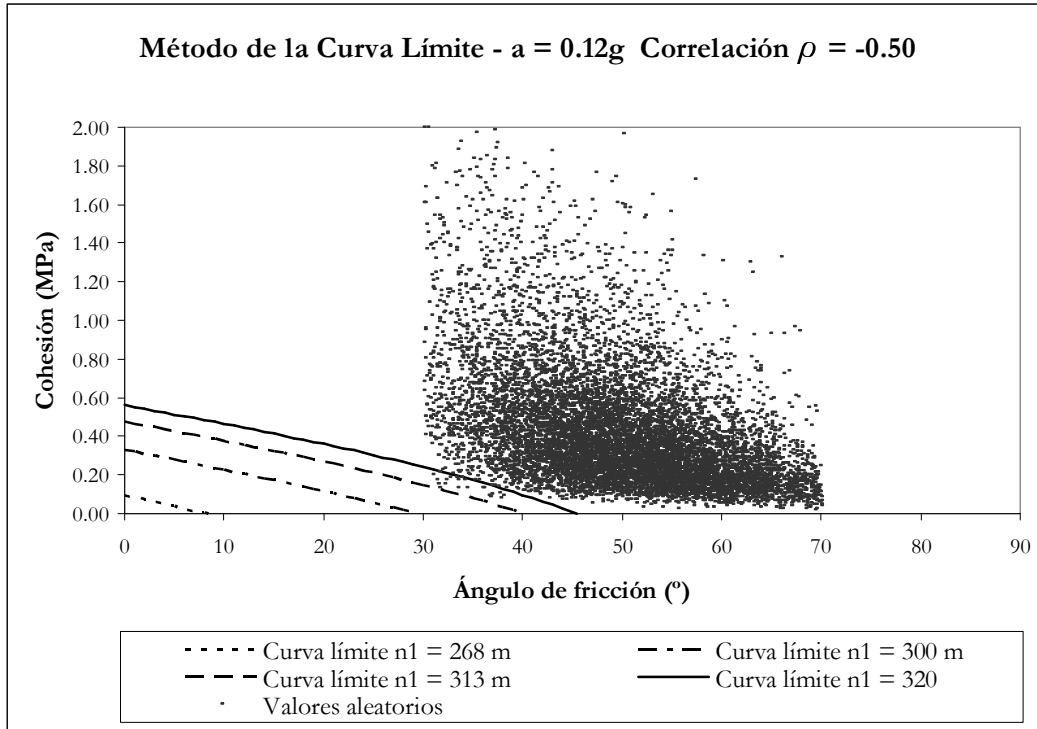


Figura 12.82: Escenario Sísmico ($a/g = 0.12$). Variables con correlación $\rho = -0.50$.

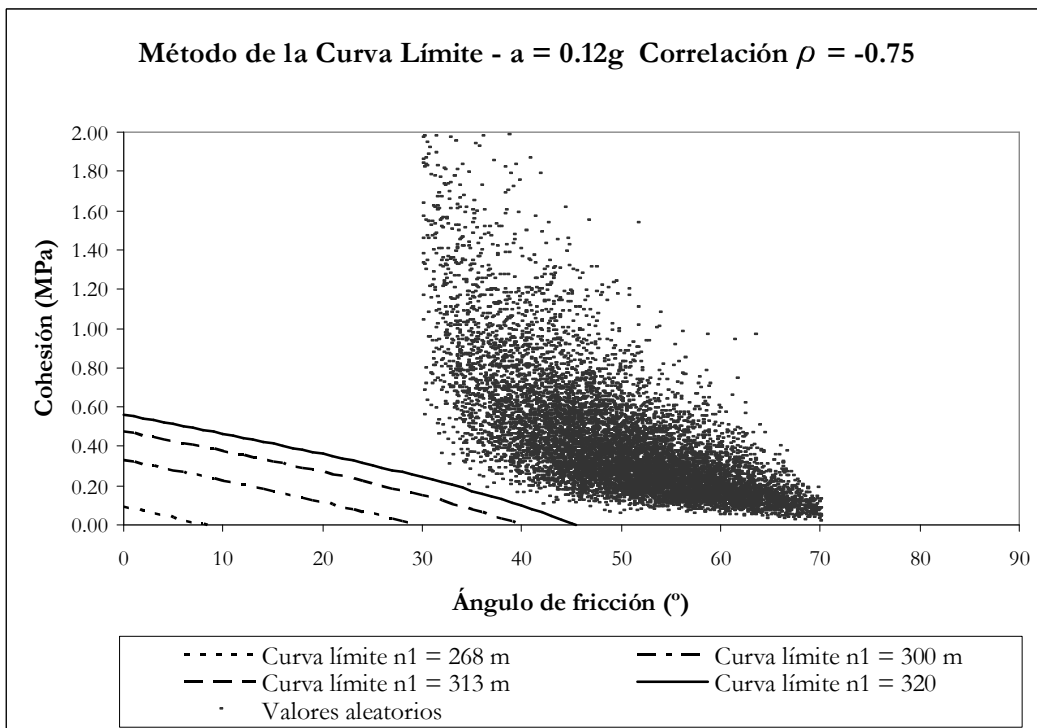


Figura 12.83: Escenario Sísmico ($a/g = 0.12$). Variables con correlación $\rho = -0.75$.

Cuadro 12.71. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario Sísmico ($a/g = 0.12$)
Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias con correlación

| Nivel aguas arriba | Probabilidad cond. de fallo $P_f = N_{fallos} / N$ | | | | | | |
|--------------------|--|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| n_1 (m.s.n.m.) | $\rho = -0.75$ | $\rho = -0.50$ | $\rho = -0.25$ | $\rho = 0$ | $\rho = +0.25$ | $\rho = +0.50$ | $\rho = +0.75$ |
| 268.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 300.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 313.00 | $<1.00 \times 10^{-6}$ | 7.00×10^{-5} | 6.70×10^{-4} | 3.25×10^{-3} | 7.83×10^{-3} | 1.49×10^{-2} | 2.42×10^{-2} |
| 320.00 | 1.70×10^{-4} | 4.96×10^{-3} | 1.62×10^{-2} | 3.34×10^{-2} | 5.36×10^{-2} | 7.24×10^{-2} | 9.27×10^{-2} |

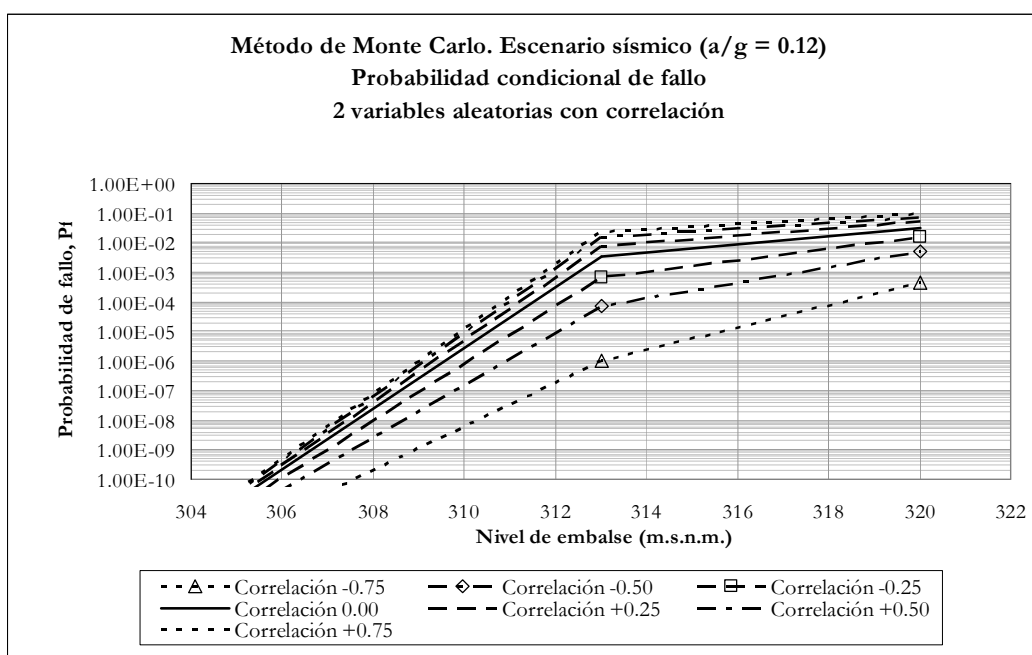


Figura 12.84: Escenario Sísmico ($a/g = 0.12$). Probabilidades condicionales con correlación

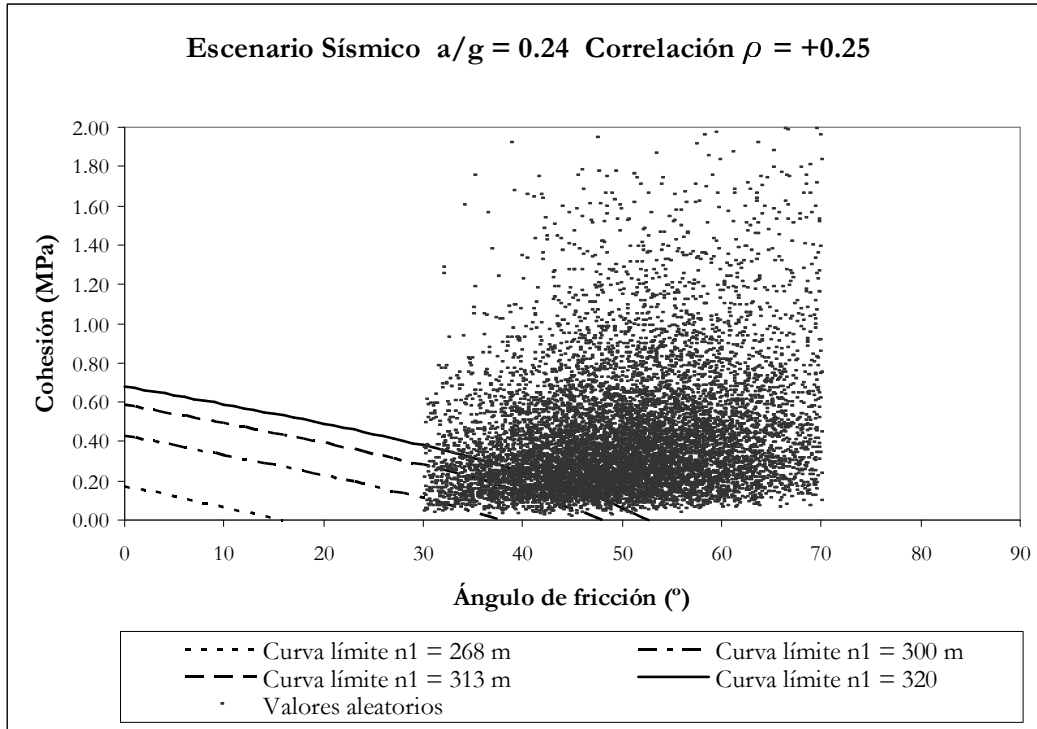


Figura 12.85: Escenario Sísmico ($a/g = 0.24$). Variables con correlación $\rho = +0.25$.

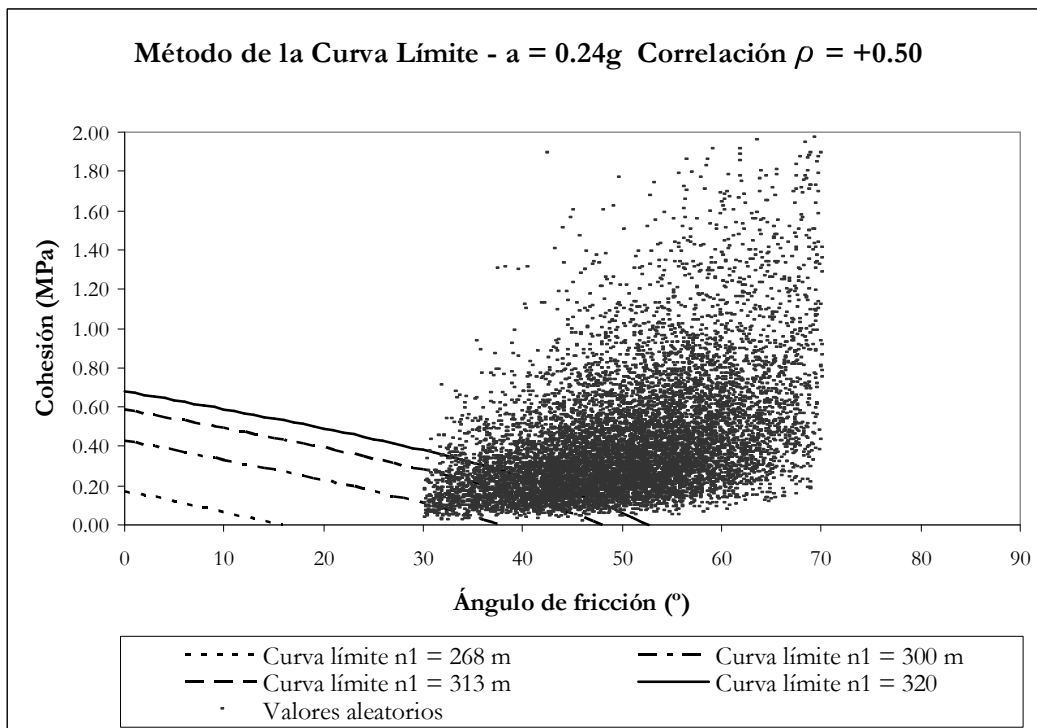


Figura 12.86: Escenario Sísmico ($a/g = 0.24$). Variables con correlación $\rho = +0.50$.

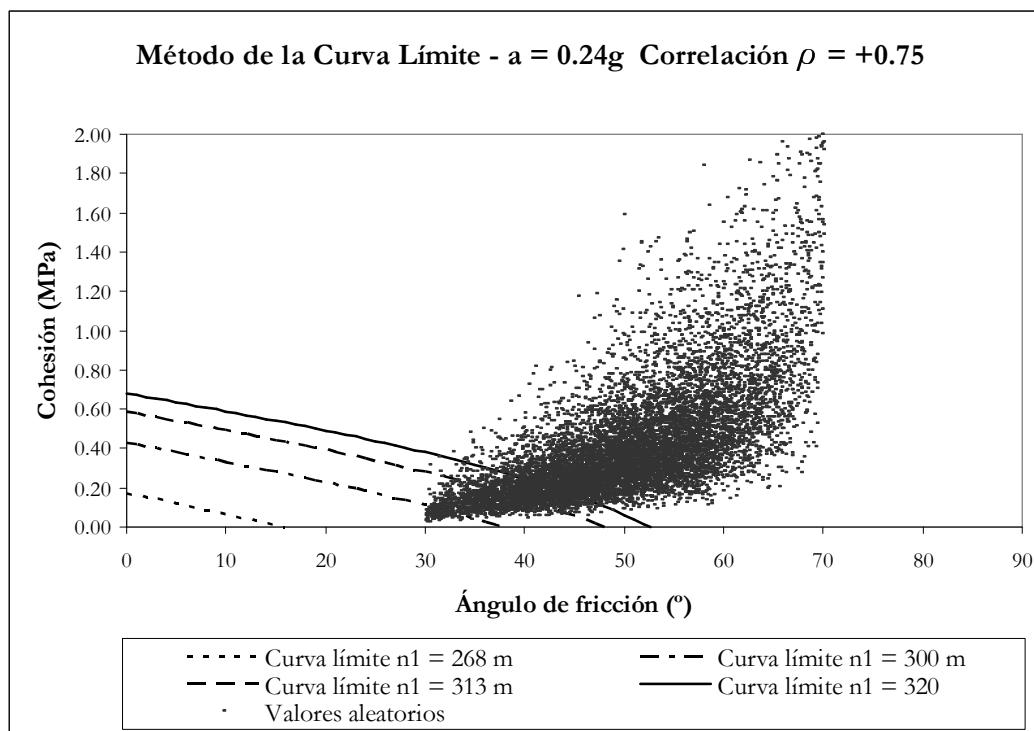


Figura 12.87: Escenario Sísmico ($a/g = 0.24$). Variables con correlación $\rho = +0.75$.

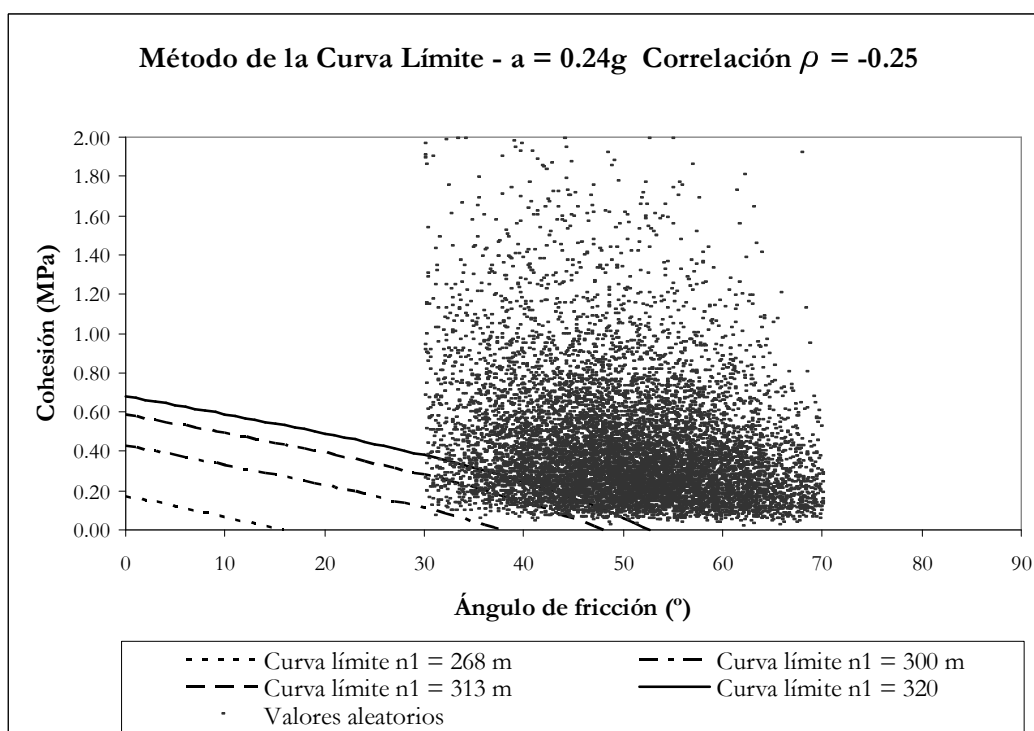


Figura 12.88: Escenario Sísmico ($a/g = 0.24$). Variables con correlación $\rho = -0.25$.

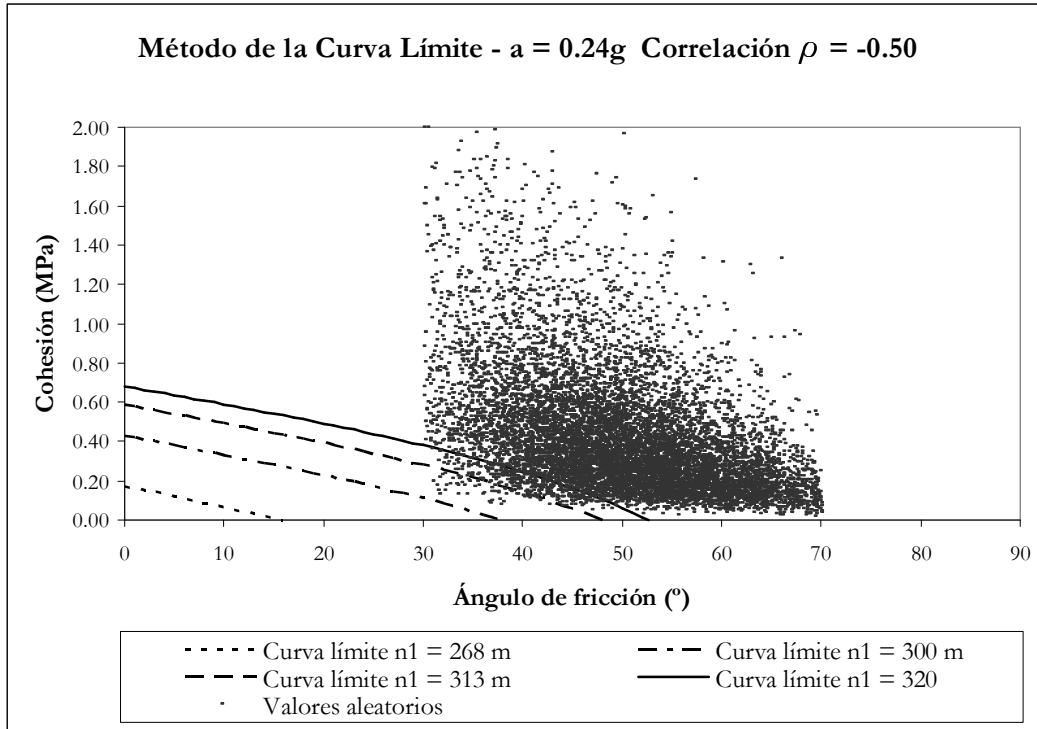


Figura 12.89: Escenario Sísmico ($a/g = 0.24$). Variables con correlación $\rho = -0.50$.

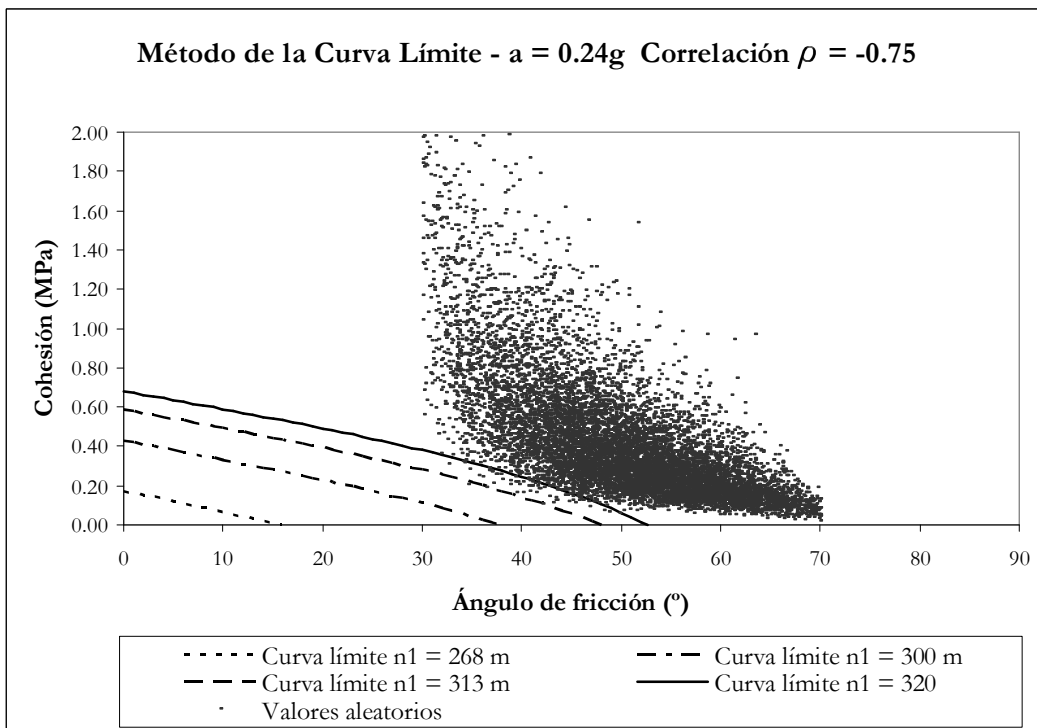


Figura 12.90: Escenario Sísmico ($a/g = 0.24$). Variables con correlación $\rho = -0.75$.

Cuadro 12.72. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario Sísmico ($a/g = 0.24$)
Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias con correlación

| Nivel aguas arriba | Probabilidad cond. de fallo $P_f = N_{fallos} / N$ | | | | | | |
|--------------------|--|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| n_1 (m.s.n.m.) | $\rho = -0.75$ | $\rho = -0.50$ | $\rho = -0.25$ | $\rho = 0$ | $\rho = +0.25$ | $\rho = +0.50$ | $\rho = +0.75$ |
| 268.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 300.00 | 1.00×10^{-7} | 1.00×10^{-5} | 1.60×10^{-4} | 7.50×10^{-4} | 2.45×10^{-3} | 6.06×10^{-3} | 1.06×10^{-2} |
| 313.00 | 1.40×10^{-3} | 1.32×10^{-2} | 3.61×10^{-2} | 6.01×10^{-2} | 8.61×10^{-2} | 1.11×10^{-1} | 1.35×10^{-1} |
| 320.00 | 3.69×10^{-2} | 9.42×10^{-2} | 1.42×10^{-1} | 1.83×10^{-1} | 2.16×10^{-1} | 2.46×10^{-1} | 2.71×10^{-1} |

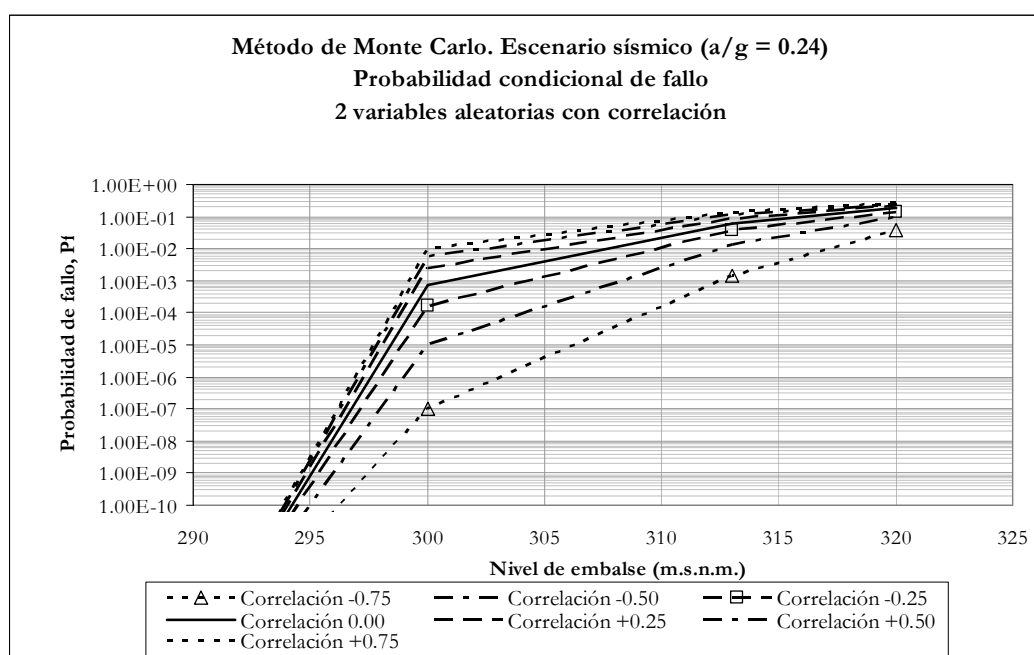


Figura 12.91: Escenario Sísmico ($a/g = 0.24$). Probabilidades condicionales con correlación

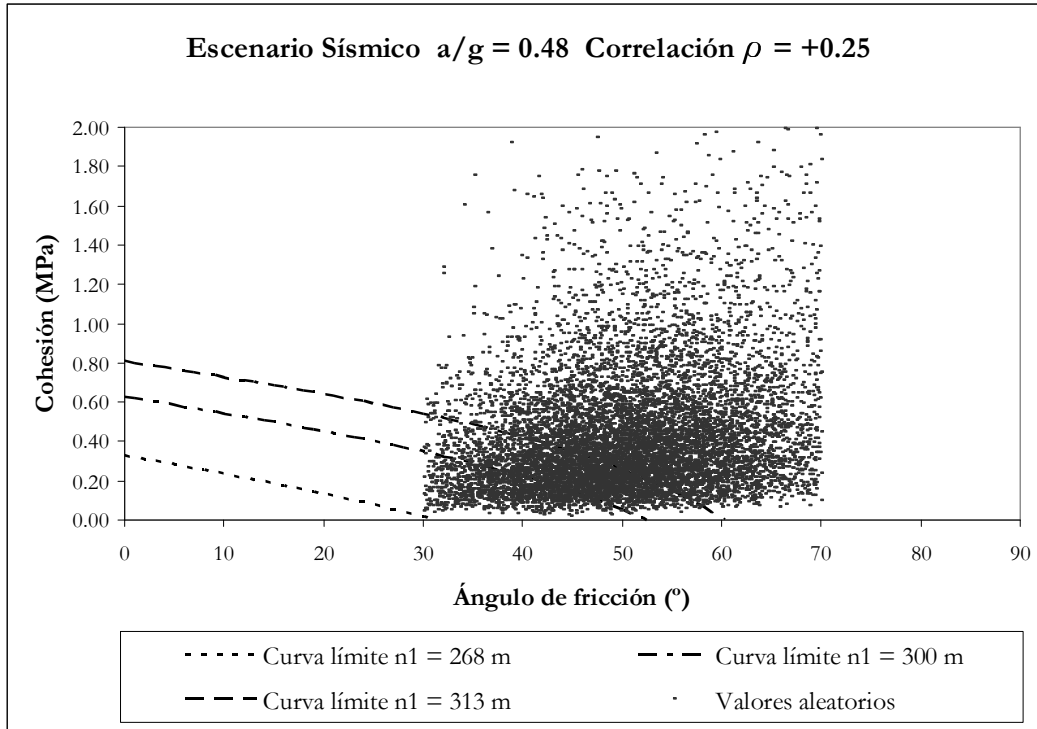


Figura 12.92: Escenario Sísmico ($a/g = 0.48$). Variables con correlación $\rho = +0.25$.

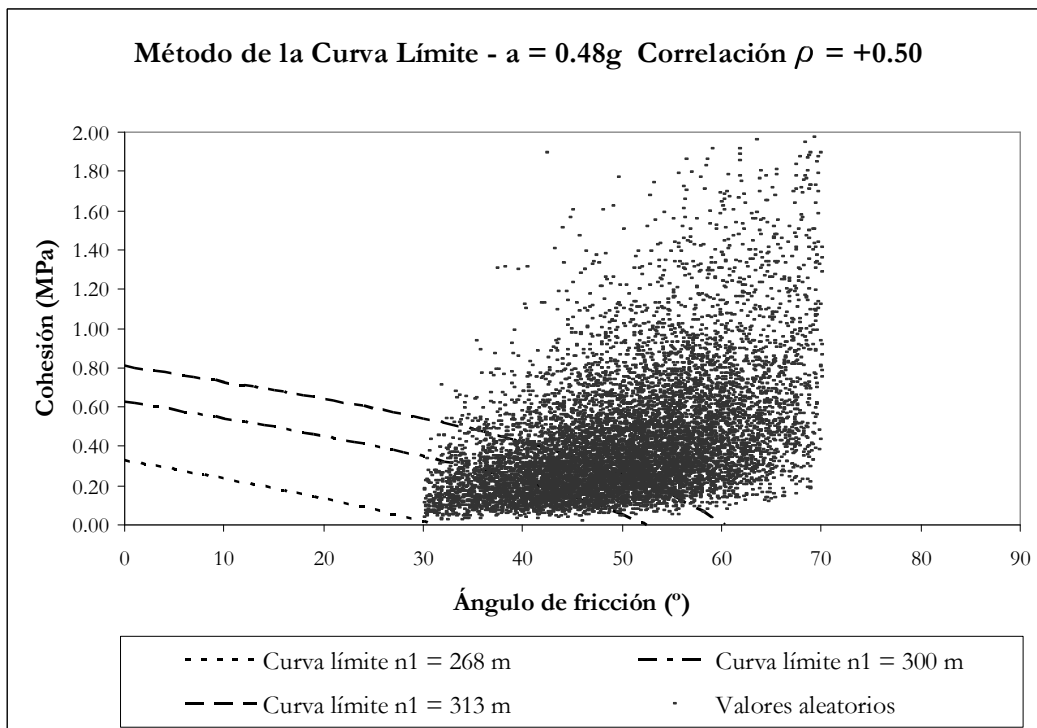


Figura 12.93: Escenario Sísmico ($a/g = 0.48$). Variables con correlación $\rho = +0.50$.

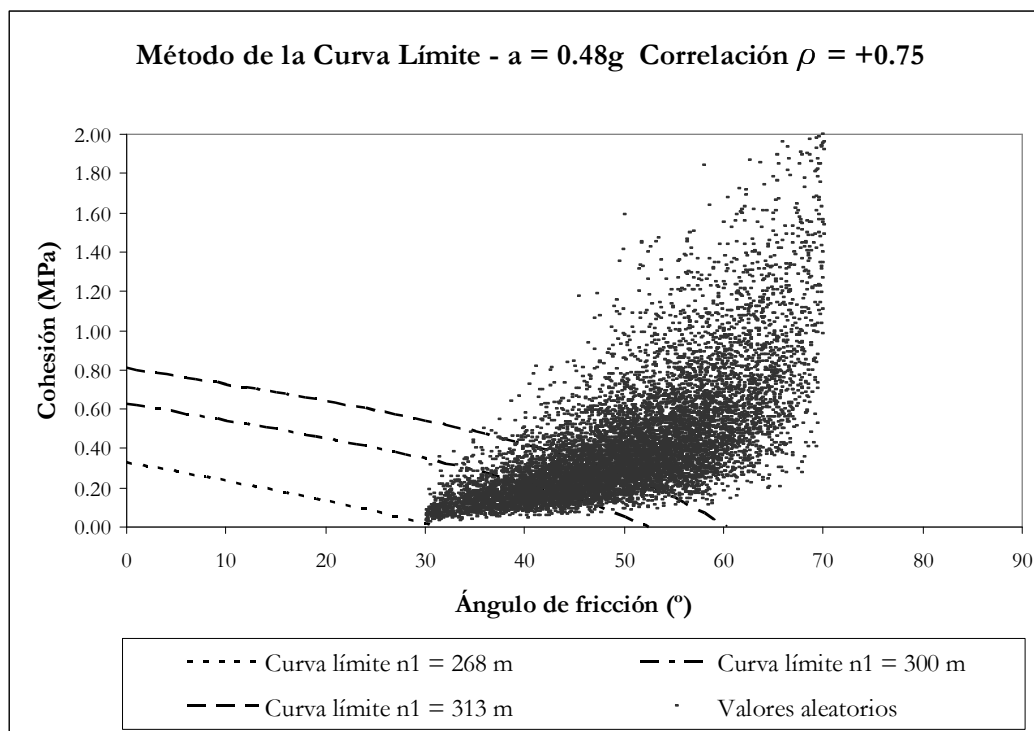


Figura 12.94: Escenario Sísmico ($a/g = 0.48$). Variables con correlación $\rho = +0.75$.

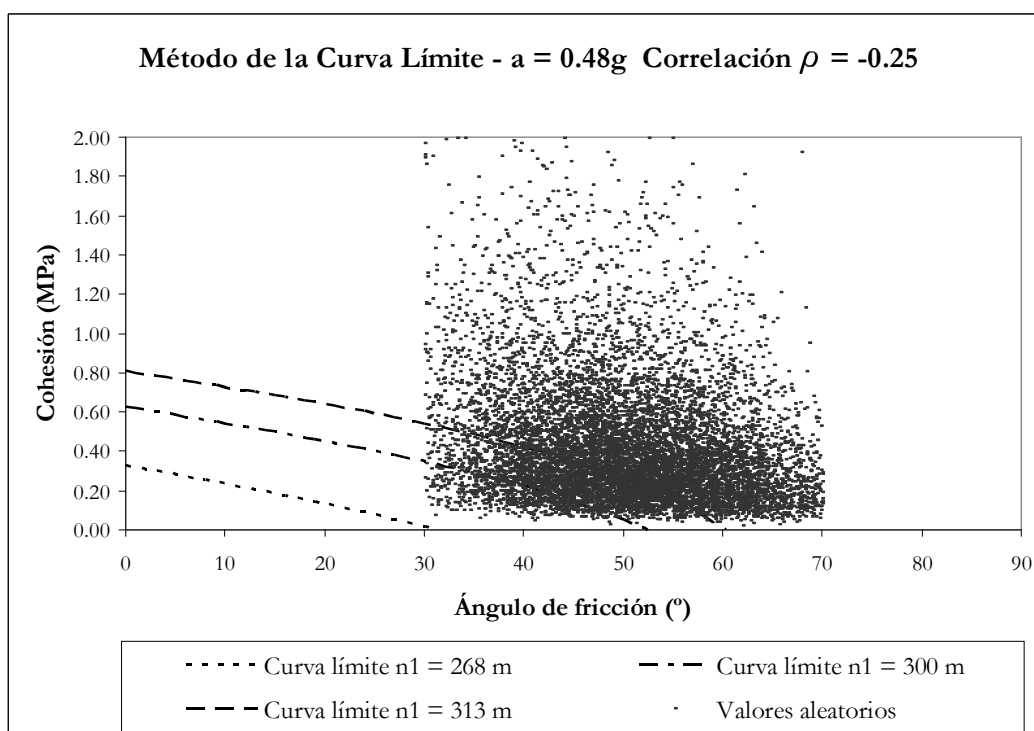


Figura 12.95: Escenario Sísmico ($a/g = 0.48$). Variables con correlación $\rho = -0.25$.

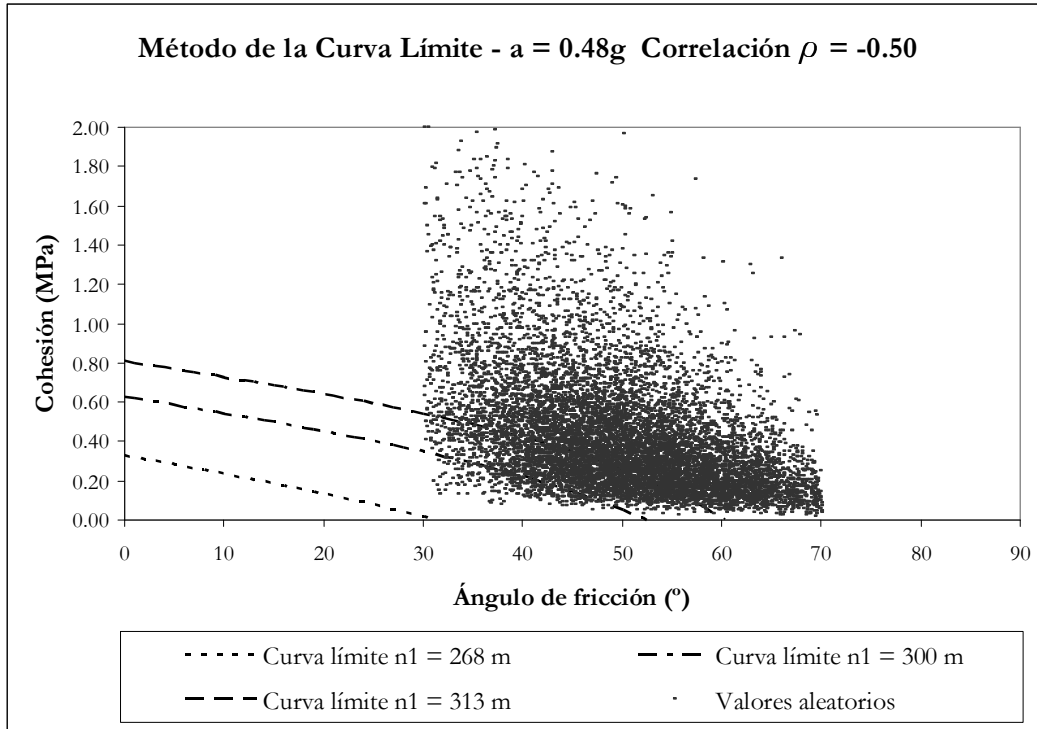


Figura 12.96: Escenario Sísmico ($a/g = 0.48$). Variables con correlación $\rho = -0.50$.

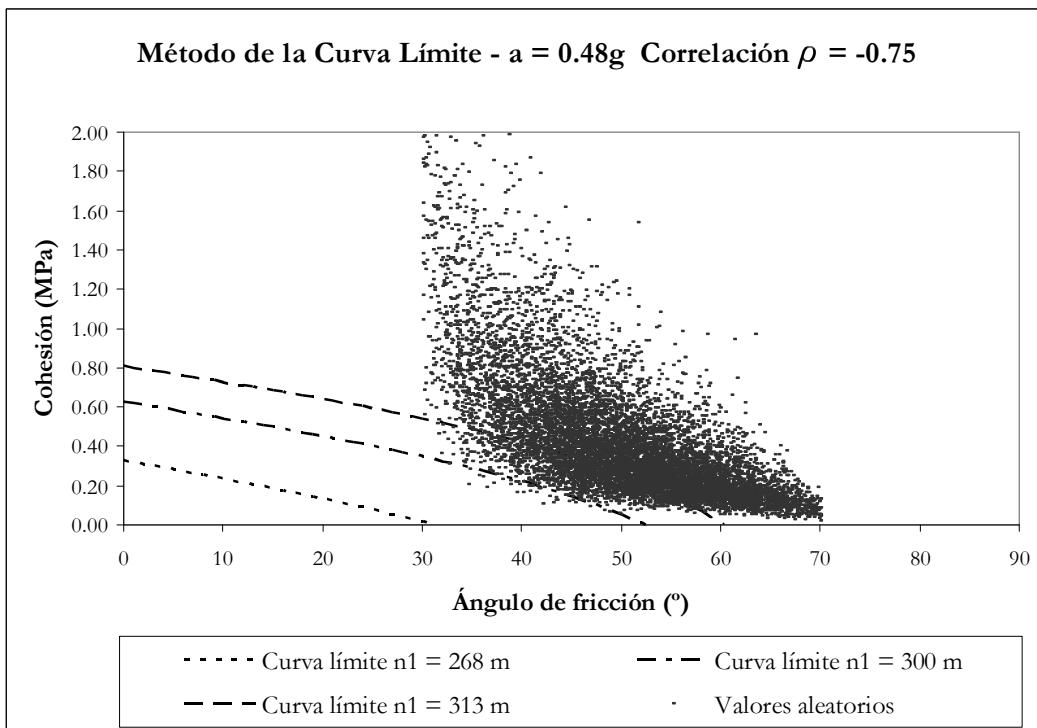


Figura 12.97: Escenario Sísmico ($a/g = 0.48$). Variables con correlación $\rho = -0.75$.

Cuadro 12.73. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario Sísmico ($a/g = 0.48$)
Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias con correlación

| Nivel aguas arriba | Probabilidad cond. de fallo $P_f = N_{fallos} / N$ | | | | | | |
|--------------------|--|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| n_1 (m.s.n.m.) | $\rho = -0.75$ | $\rho = -0.50$ | $\rho = -0.25$ | $\rho = 0$ | $\rho = +0.25$ | $\rho = +0.50$ | $\rho = +0.75$ |
| 268.00 | $<1.00 \times 10^{-7}$ | $<1.00 \times 10^{-7}$ | $<1.00 \times 10^{-7}$ | $<1.00 \times 10^{-7}$ | $<1.00 \times 10^{-7}$ | $<1.00 \times 10^{-7}$ | $<1.00 \times 10^{-7}$ |
| 300.00 | 1.83×10^{-2} | 6.47×10^{-2} | 1.07×10^{-1} | 1.44×10^{-1} | 1.76×10^{-1} | 2.07×10^{-1} | 2.37×10^{-1} |
| 313.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 320.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

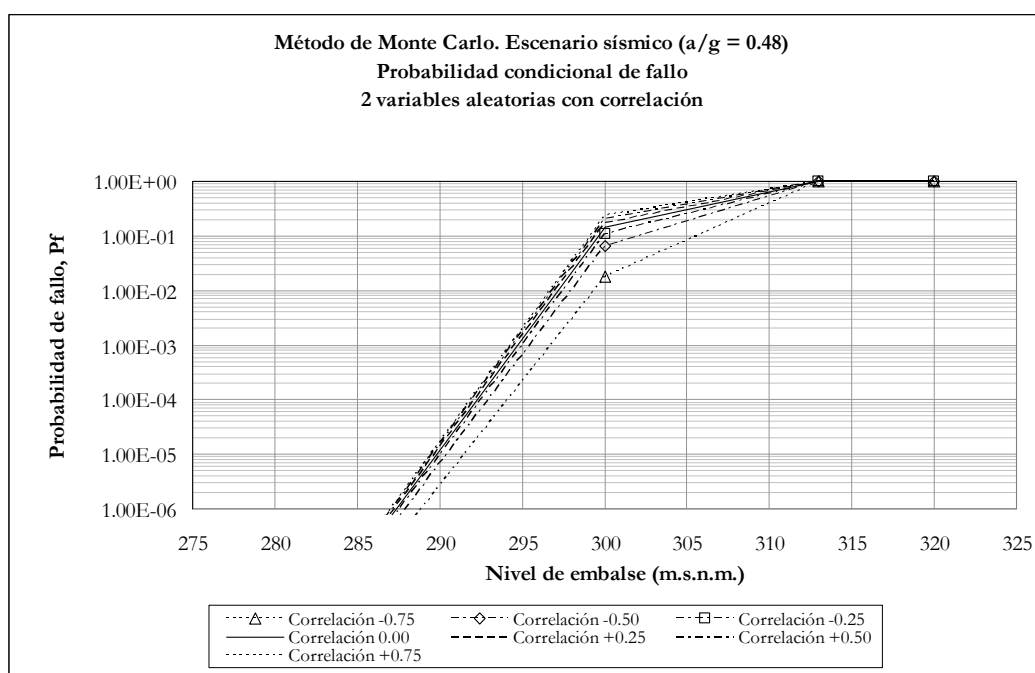


Figura 12.98: Escenario Sísmico ($a/g = 0.48$). Probabilidades condicionales con correlación

12.5.4.- Análisis de los resultados

Como se puede apreciar, la existencia de correlación entre las variables aleatorias de ángulo de fricción y cohesión modifica sustancialmente la probabilidad condicional de fallo por deslizamiento en el contacto entre presa y cimiento.

Las correlaciones positivas se traducen en incrementos de probabilidad de fallo mientras que las correlaciones negativas conducen a disminuciones de la probabilidad de fallo.

Resulta por tanto del máximo interés el determinar la existencia o no de esta correlación, su sentido y, al menos, una aproximación de su orden de magnitud. A partir de los datos publicados por diversos autores (véase Link [80], Soriano y Sánchez [122]) se ha realizado una estimación de la posible correlación entre estos dos parámetros.

Para rocas sedimentarias, Link aporta 25 pares de valores (ángulo de fricción-cohesión) medidos “in situ” en contactos hormigón-roca de 20 presas distintas. Estos 25 valores se distribuyen geográficamente de la siguiente forma: Portugal (5), antigua Unión Soviética (4), República Checa (3), antigua Yugoslavia (3), Estados Unidos (2), Alemania (1), Angola (1) y España (1). Estos 25 valores corresponden a distintos tipos de roca: esquistos (14), areniscas (5), calizas (3), grauwacas (1), conglomerados (1) y aleurolitas (1).

A esta disparidad de emplazamientos y formaciones se une el que en algunos casos existe cierta incertidumbre sobre el tipo de valor obtenido (de pico o residual), puesto que no hay información directa al respecto en las fuentes consultadas.

Es evidente que pocas conclusiones sobre la correlación entre ángulo de fricción y cohesión pueden establecerse con esta información, más allá de que rocas de mejor calidad conducirán en general a pares de valores más altos que rocas de peor calidad, y que pares correspondientes a valores de pico serán mayores que pares correspondientes a valores residuales.

Esto queda evidenciado en el análisis directo de la correlación de los 25 pares de valores, sin realizar cribado previo alguno, obteniéndose una correlación positiva de +0.37 (Figura 12.99).

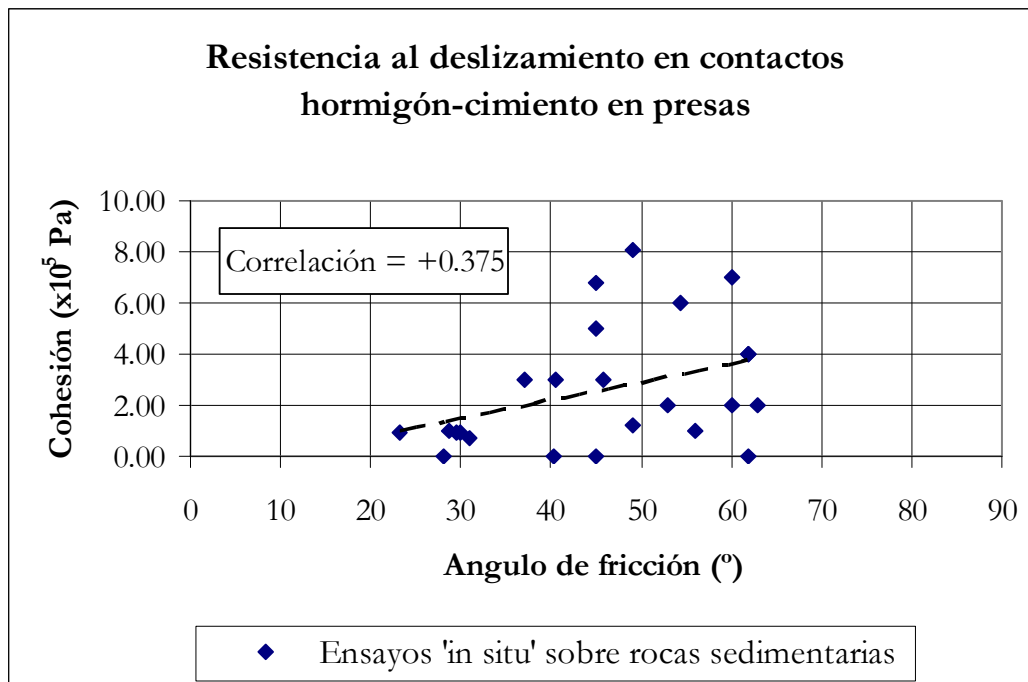


Figura 12.99: Datos de parámetros de resistencia al corte en contactos hormigón-cimiento sobre rocas sedimentarias. Correlación positiva $\rho = +0.37$ (Fuente: Elaboración propia a partir de datos de Link [80]).

En cambio, si se realiza un cribado de modo que se aíslan los valores candidatos a valores de pico, descartando los pares de valores con parámetros en el rango delimitado para valores residuales por diversos autores (véase Lo [82, 83, 84], Stone & Webster [124]), se obtiene una correlación prácticamente nula (Figura 12.100).

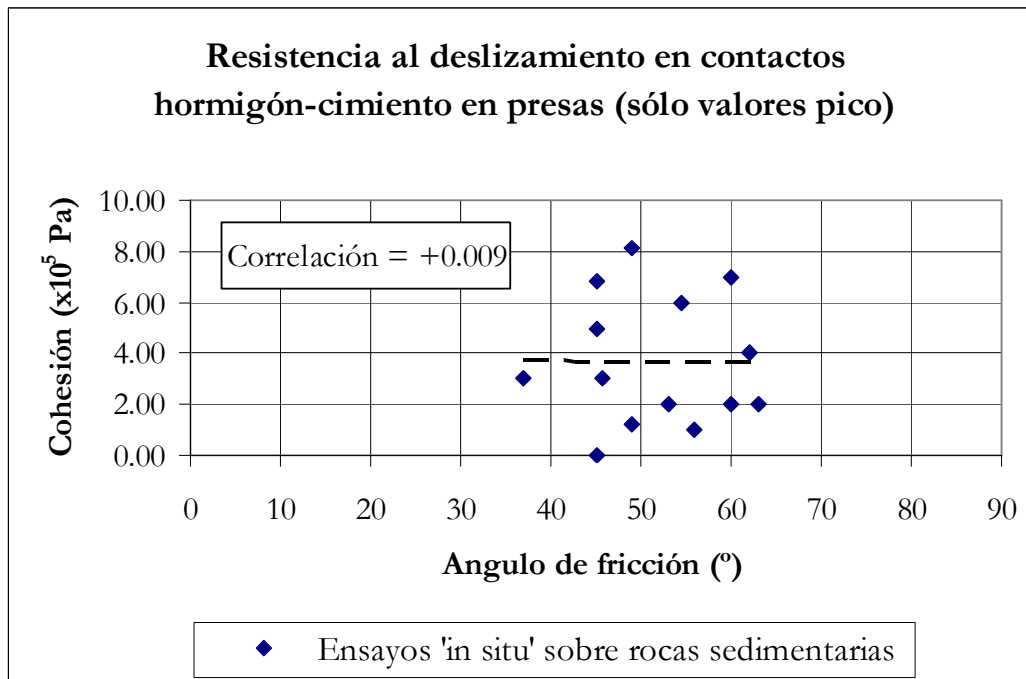


Figura 12.100: Datos de parámetros de resistencia al corte en contactos hormigón-cimiento sobre rocas sedimentarias. Datos cribados correspondientes a valores de pico. Correlación nula (Fuente: Elaboración propia a partir de datos de Link [80]).

Parece razonable pensar que, de existir correlaciones dentro de una misma cimentación de una presa, éstas serán positivas, pero es necesario obtener más resultados de ensayos para poder confirmar este extremo.

Capítulo 13

Análisis de fiabilidad sobre el Modelo Avanzado

Se acomete en este capítulo la **Fase IV** de la metodología propuesta, realizando el análisis de fiabilidad sobre el Modelo Avanzado, que en este caso es un modelo numérico de sólido deformable. En primer lugar se realiza un análisis de Nivel 1, obteniendo los coeficientes de seguridad clásicos. Hay que indicar que no se considera la aplicación de los métodos de Nivel 2, puesto que el modelo numérico no explicita una expresión para la función de estado g^* que se pueda evaluar. Por tanto, de acuerdo con la metodología que se propone, se aplican directamente los métodos de Nivel 3 (simulación de Monte Carlo) para la estimación de la probabilidad de fallo.

13.1.- Esquema global de análisis

En el Cuadro 13.1 se recoge un esquema global de la evaluación de la seguridad frente al deslizamiento, en función de los escenarios de sollicitación, los modelos de comportamiento y los niveles de análisis probabilístico.

Como escenarios de sollicitación se consideran, de acuerdo con lo expuesto en el Capítulo 10, los siguientes:

- Escenario hidrológico
- Escenario sísmico

El modelo de comportamiento utilizado es:

- Modelo de sólido deformable elástico (modelo A1, según el Cuadro 3.1)

Finalmente, los niveles de análisis probabilístico son:

- Nivel 1: Coeficientes de seguridad
- Nivel 3: Simulaciones de Monte Carlo

En el cuadro 13.1 aparecen marcados los casos analizados en el presente capítulo.

Cuadro 13.1.- Tabla de Escenarios - Niveles de Análisis – Modelos

| Nivel de análisis | | | | | | | | | |
|-------------------|---------------------|-------------|----|----|----|----|------|----|--|
| Nivel 3 | Simulación | | √ | | | √ | | | |
| Nivel 2 | Hasofer & Lind | | | | | | | | |
| | P.E.M. | | | | | | | | |
| | Taylor | | | | | | | | |
| Nivel 1 | Factor de Seguridad | | √ | | | √ | | | |
| Modelo | | A0 | A1 | A2 | A0 | A1 | A1 | A2 | |
| Escenario | | Hidrológico | | | I | | IIIb | | |
| | | Sísmico | | | | | | | |

13.2.- Características del modelo y definición del estado límite

13.2.1.- Características del modelo

El modelo A1 es un modelo de cálculo 2D, con la geometría recogida en la Figura 12.1, y con una única interfaz predefinida, que es el contacto entre presa y cimiento. En esta interfaz se puede movilizar una cierta resistencia a tracción. Se utiliza para el cálculo un modelo en diferencias finitas, *FLAC* (Itasca Consulting Group, Inc., 2002). El equilibrio se plantea en términos de las ecuaciones completas del movimiento mediante un esquema explícito en función del tiempo. Se obtienen los desplazamientos de la presa y del cimiento, así como las tensiones en el dominio analizado.

La geometría del modelo incluye la presa y una porción del terreno de cimentación suficientemente amplia como para que el reparto tensional en la presa y en la zona del cimiento próxima a la base no se vea afectado por las condiciones de contorno.

Tanto la presa como el cimiento se consideran sólidos deformables elásticos. Las propiedades que describen el comportamiento de los materiales son el módulo de elasticidad, E , y el coeficiente de Poisson, ν .

Ambas zonas, presa y cimiento, están conectadas mediante una interfaz que permite simular el deslizamiento relativo entre los planos de contacto, así como la separación o apertura de una grieta entre ambos (lo que se denomina interfaz del tipo “slip and opening”). La resistencia a fricción en el contacto se trata mediante un modelo Mohr-Coulomb, cuyos parámetros son el ángulo de rozamiento, Φ , y la cohesión, c . Además, se introduce el parámetro de la resistencia a tracción en el contacto, σ_{ti} . En la interfaz, las tensiones entre nodos se concentran en los nodos, evaluando las fuerzas de compresión o de tracción correspondientes a cada nodo. Si la tensión de tracción es superada, se anula la resistencia que el nodo es capaz de soportar, y en la zona despegada se anula la resistencia al corte que es capaz de movilizarse.

El flujo de agua se considera mediante la subpresión actuando sobre la base de la presa, de acuerdo con las leyes definidas en el Capítulo 11, en función de la apertura o no de una grieta bajo el pie de aguas arriba.

Aunque el modelo permite simular el establecimiento de una red de flujo en el cuerpo de presa y cimiento, por eficiencia computacional se ha optado por simular este fenómeno mediante la subpresión actuando sobre la base de la presa, de acuerdo con las leyes definidas en el Capítulo 11, en función de la apertura o no de una grieta bajo el pie de aguas arriba. Desde el punto de vista de la estabilidad global, los resultados obtenidos con FLAC son idénticos en ambos casos (véase Altarejos [1]).

El modelo incorpora la presión del agua actuando sobre la parte superior del terreno, tanto aguas arriba como aguas abajo de la presa.

La apertura de la grieta se calcula mediante un proceso iterativo (véase USACE [136]). Para ello se ha utilizado el lenguaje de programación *FISH* implementado en *FLAC*. Partiendo de las fuerzas actuantes inicialmente, se supone la subpresión actuando con longitud de grieta $T=0$. Si las tensiones de tracción resultantes en el pie de aguas arriba superan la resistencia a la tracción en el contacto presa-cimiento, se considera que se inicia el proceso de formación de una grieta. El tipo de interfaz utilizada en el modelo reproduce el fenómeno abriendo los nodos en los que se supera esta resistencia a la tracción y anulando la resistencia al corte movilizada en la zona fisurada. Si se alcanza el equilibrio, se recalcula la subpresión de modo que actúe con el valor máximo en la zona fisurada, y se vuelve a evaluar la estabilidad. Este proceso se repite sucesivamente hasta que se alcanza el equilibrio (la grieta no progresa) o hasta que se produce el deslizamiento.

La justificación y validación del modelo empleado se recoge en el Apéndice 4.

13.2.2.- Definición del estado límite

El modelo reproduce la situación de deslizamiento de la presa sobre el terreno, produciéndose tres posibles situaciones:

- (a) EQUILIBRIO CON DESLIZAMIENTO ADMISIBLE: El sistema alcanza el equilibrio y el desplazamiento resultante de la presa sobre el terreno es inferior al admisible.
- (b) EQUILIBRIO CON DESLIZAMIENTO INADMISIBLE: El sistema alcanza el equilibrio pero el desplazamiento resultante de la presa sobre el terreno es superior al admisible.
- (c) NO HAY EQUILIBRIO: El modelo reproduce el desplazamiento de la presa sobre el cimiento como un movimiento indefinida si las cargas permanecieran con su posición y valor.

La situación (c) se corresponde inequívocamente con una situación de inestabilidad o de fallo. Las situaciones (a) y (b) presentan en cambio la particularidad de que ha de fijarse previamente un umbral que identifique la situación final como admisible o inadmisibles.

Se han revisado datos de desplazamientos en presas, constatándose movimientos de varios centímetros sin pérdida de estabilidad (véase Bureau [24]), correspondientes a situaciones posteriores a la ocurrencia de un terremoto. Teniendo en cuenta que se va a realizar un análisis estático (no dinámico), este nivel de desplazamiento límite ha de ser, necesariamente, más reducido.

Algunos autores sugieren situarlo en el orden de magnitud de los taladros del sistema de drenaje (véase Bureau [24]).

En este caso, ante la ausencia de datos previos, se opta por fijar inicialmente un umbral de desplazamiento de 0.05 m, evaluado en el pie de aguas abajo. Dada la relevancia que sobre los resultados obtenidos tiene la elección del criterio de fallo, al final de este Capítulo se realiza un análisis de la influencia del mismo.

Como se observa, a diferencia de lo que sucede con el modelo de equilibrio límite, no se formula ninguna ecuación de estado g^* que se evalúe de forma explícita.

13.3.- Escenario hidrológico

13.3.1.- Niveles de embalse

Se va a obtener los coeficientes de seguridad para siete niveles de embalse, que son los recogidos en el Cuadro 13.1. El nivel de contraembalse considerado en el modelo de riesgo se recoge en el Cuadro 13.2.

Cuadro 13.2: Niveles de embalse (n_1) para el Modelo de Riesgo.

| Caso | Nivel de embalse | Altura de embalse Sobre plano contacto | Referencia |
|----------|------------------|---|----------------------------|
| | m.s.n.m. | m | |
| n_{11} | 268.00 | 28.00 | Lecho del río aguas arriba |
| n_{12} | 300.00 | 60.00 | Nivel intermedio |
| n_{13} | 313.00 | 73.00 | Umbral del aliviadero |
| n_{14} | 320.00 | 80.00 | Nivel Máximo Normal |
| n_{15} | 322.50 | 82.50 | Nivel de coronación |
| n_{16} | 326.00 | 86.00 | Sobrevvertido de 3.50 m |
| n_{17} | 331.70 | 91.70 | Sobrevvertido de 9.20 m |

Cuadro 13.3: Niveles de embalse (n_2) para el Modelo de Riesgo.

| Caso | Nivel de embalse | Altura de embalse Sobre plano contacto | Referencia |
|----------|------------------|---|---------------------------|
| | m.s.n.m. | m | |
| n_{21} | 266.00 | 26.00 | Nivel del río aguas abajo |

13.3.2.- Análisis de Nivel 1 (coeficientes de seguridad)

13.3.2.1.- Variables consideradas

Las variables consideradas en el análisis se recogen en los Cuadros 13.4 a 13.7, de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 11. Se incluyen las propiedades tenso-deformacionales de presa y cimiento, las propiedades de la interfaz en el contacto, así como las principales acciones a considerar.

Cuadro 13.4: Presa. Variables consideradas en el modelo de sólido deformable elástico. Nivel 1.

| Variable | Valor | Observaciones |
|-------------------------|------------------------|---------------------------|
| Densidad del hormigón | 2350 kg/m ³ | Valor medio |
| Módulo de elasticidad | 15 GPa | Valor deducido de ensayos |
| Coefficiente de Poisson | 0.24 | Valor deducido de ensayos |

Cuadro 13.5: Cimiento. Variables consideradas en el modelo de sólido deformable elástico. Nivel 1.

| Variable | Valor | Observaciones |
|-------------------------|------------------------|---|
| Densidad del cemento | 2350 kg/m ³ | Valor medio |
| Módulo de elasticidad | 5.45 GPa | Valor medio correspondiente a condiciones saturadas |
| Coefficiente de Poisson | 0.26 | Valor deducido de ensayos |

Cuadro 13.6: Contacto presa-cimiento. Variables consideradas en el modelo. Nivel 1.

| Variable | Valor | Observaciones |
|------------------------|--------------------------|---------------------|
| Ángulo de fricción | 50° | Valor medio de pico |
| Cohesión | 4.18×10 ⁵ Pa. | Valor medio de pico |
| Resistencia a tracción | 9.00×10 ⁵ Pa | Valor medio |

Cuadro 13.7: Acciones consideradas en el modelo de sólido deformable elástico para Nivel 1.

| Variable | Observaciones |
|----------------------|---|
| Empuje hidráulico | 7 niveles de embalse correspondientes al modelo de riesgo: 268, 300, 313, 320 (N.M.N.), 322.50, 326, 331.70 m.s.n.m. |
| Subpresión | Con pantalla de drenaje, drenes eficaces (K=0.37) y subpresión bajo el pie de aguas arriba con un valor igual al nivel de embalse, si $n_1 < \text{NMN}$ y con un valor intermedio entre el nivel de embalse y el NMN si $n_1 > \text{NMN}$ ($\alpha=0.5$). |
| Empuje de sedimentos | Con peso específico de 8567 N/m ³ , 7.75 m de altura (257.25 m.s.n.m.) y coeficiente de empuje de $K_E = 0.415$ |

13.3.2.2.- Método de cálculo del coeficiente de seguridad

No es posible calcular el valor del coeficiente de seguridad global de una forma consistente con la definición empleada con el modelo de equilibrio límite, puesto que en este caso el coeficiente de seguridad no se deriva a partir de una función de estado g^* evaluable. Esta función de estado corresponde a la expresión (13.1) y el coeficiente de seguridad correspondiente se define mediante (13.2).

$$g^* = \frac{N'(x_1, x_2, \dots, x_n)tg\varphi + c \times B^*(x_1, x_2, \dots, x_n)}{s(x_1, x_2, \dots, x_n)} - 1 \quad (13.1)$$

$$FS = g^* + 1 \quad (13.2)$$

No obstante, para poder realizar una comparación consistente con los valores obtenidos mediante el modelo de equilibrio límite, se hace una definición alternativa del coeficiente de seguridad. Así, el coeficiente de seguridad se puede definir como la relación entre el valor esperado de una variable y el valor correspondiente a la situación de fallo (véase Serrano [117]), como se indica en (13.3).

$$FS = \frac{\varphi_{ini}}{\varphi_{ult}} = \frac{c_{ini}}{c_{ult}} \quad (13.3)$$

En el caso del modelo de sólido deformable, se procederá del siguiente modo: partiendo de una situación inicial donde las variables adoptan sus valores medios, las variables ángulo de rozamiento y cohesión se degradarán conjunta y progresivamente hasta que el sistema alcance la situación inestabilidad. El coeficiente de seguridad se obtendrá entonces como la relación entre los valores iniciales de las variables (φ_{ini}, c_{ini}) y aquellos que conducen al deslizamiento (φ_{ult}, c_{ult}) .

Como se observa, no se va a aplicar un coeficiente de seguridad diferente al ángulo de fricción y a la cohesión, como sí lo hace la GT-2 y otras normativas de distintos países (véase CNEGP[34], Soriano y Sánchez [122], y Ruggeri et al [111]), con el objeto poder comparar los resultados con los obtenidos en el Capítulo 12.

Este procedimiento se ilustra en la Figura 13.1, donde se recoge la degradación conjunta de valores como una trayectoria entre el punto de inicio (φ_{ini}, c_{ini}) y el punto $(0,0)$, siendo el punto (φ_{ult}, c_{ult}) el de intersección entre esta trayectoria y la curva límite correspondiente al nivel de embalse analizado.

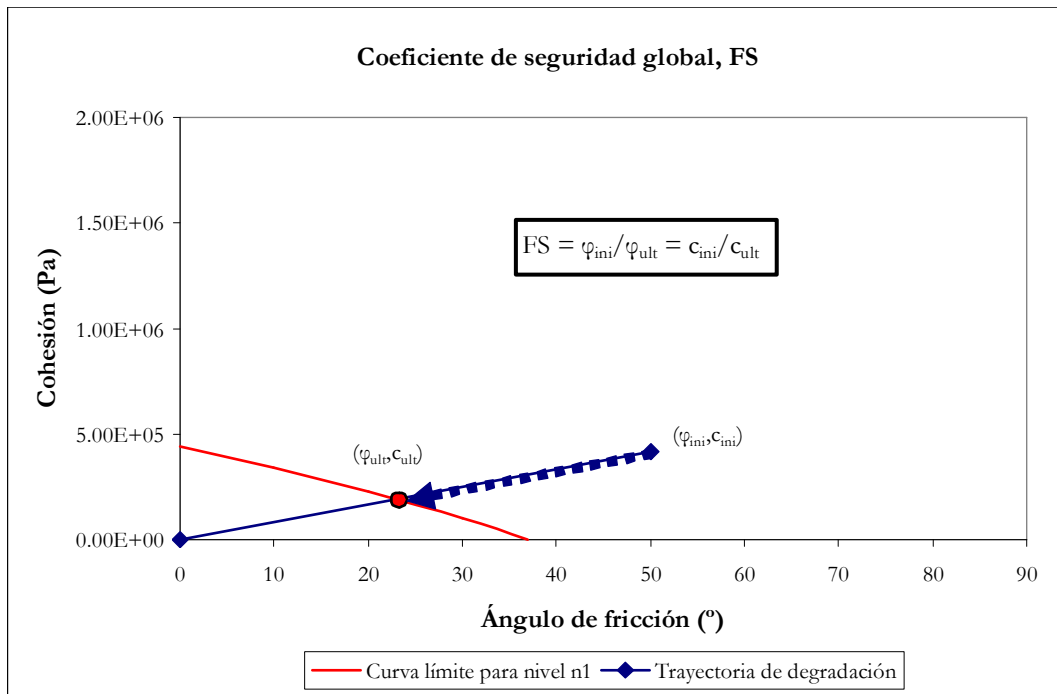


Figura 13.1: Coeficiente de seguridad global y curvas límite en el espacio (φ, c) .

El proceso de búsqueda de los valores últimos se ha organizado mediante un algoritmo de bisección, dividiendo en cada iteración la trayectoria de degradación en dos intervalos y utilizando el punto medio como valor de cálculo. El proceso continua hasta que el tamaño del intervalo en el que se realiza la búsqueda de la solución es inferior a uno dado.

13.3.2.3.- Coeficientes de seguridad obtenidos

Se han realizado los cálculos correspondientes a los siete niveles establecidos en el modelo de riesgo. Se ha obtenido, en cada caso, el valor de la tensión en el pie de aguas arriba, σ_1 (Pa), la tensión en el pie de aguas abajo, σ_2 (Pa), la longitud de fisura, T (m) y la longitud de base comprimida. Estos valores se calculan con los valores del ángulo de fricción y cohesión en el contacto iniciales, sin degradar. Describen, pues, el estado de la estructura cuando los parámetros adoptan sus valores medios. Posteriormente, mediante el proceso secuencial de degradación de parámetros se lleva al sistema hasta la situación de fallo, pudiendo evaluar el coeficiente de seguridad correspondiente, FS, como ya se ha descrito. Los resultados obtenidos se recogen en el Cuadro 13.8.

Cuadro 13.8. Resultados Escenario hidrológico. Modelo A1. Nivel 1 ($\sigma_{ti} = 9 \times 10^5$ Pa)

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Tensión pie aguas arriba | Tensión pie aguas abajo | Longitud de fisura | Longitud de base comprimida | Coeficiente de seguridad |
|--------------------|-------------------|--|-------------------------|--------------------|-----------------------------|--------------------------|
| n_1 | n_2 | σ_1 | σ_2 | T | Lc | FS |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | (Pa) | (Pa) | (m) | (m) | |
| 268.00 | 266.00 | 32.30×10^5 | 5.05×10^5 | 0.00 | 64.00 | 42.66 |
| 300.00 | 266.00 | 15.04×10^5 | 10.94×10^5 | 0.00 | 64.00 | 4.13 |
| 313.00 | 266.00 | 1.10×10^5 | 16.37×10^5 | 0.00 | 64.00 | 2.61 |
| 320.00 | 266.00 | -9.00×10^5 | 20.66×10^5 | 5.33 | 53.80 | 1.97 |
| 322.50 | 266.00 | -9.00×10^5 | 29.05×10^5 | 26.67 | 32.13 | 1.24 |
| 326.00 | 266.00 | Se produce deslizamiento para este nivel | | | | 0.71 (*) |
| 331.70 | 266.00 | Se produce deslizamiento para este nivel | | | | 0.71 (*) |

(*) En estos casos, se ha comprobado que no hay ningún punto (ϕ, c) en la región factible que equilibre la presa, puesto que ni siquiera se estabiliza para el valor máximo (70° ; 20×10^5 Pa). Si se prolonga la trayectoria de degradación hacia valores crecientes del ángulo de fricción y de la cohesión, el límite de la región factible se alcanza en el punto (70° ; 5.85×10^5 Pa). Se ha utilizado este punto para estimar el valor de FS

13.3.2.4.- Análisis de los resultados

Para analizar los resultados obtenidos, en las figuras 13.2 a 13.8 se muestran las distribuciones de tensiones en el plano de contacto presa-cimiento obtenidas mediante el modelo de sólido elástico. Sobre los mismos gráficos se muestra además la distribución de tensiones correspondiente al modelo de equilibrio límite, para las mismas hipótesis de niveles y de tensión resistente en el contacto. El criterio de signos adoptado en las gráficas es de tensiones de compresión negativas y tracciones positivas.

Analizando la distribución de tensiones obtenida en el plano de contacto entre presa y terreno se observa que mientras que el modelo de equilibrio límite supone una distribución lineal de tensiones, el modelo de sólido deformable proporciona una distribución no lineal.

Esta no linealidad se caracteriza por la presencia de marcadas concentraciones de tensiones en los extremos, mientras que en la zona central de la base de la presa las tensiones obtenidas son, en general, similares con ambos modelos.

Para los niveles inferiores de embalse de 268, 300 y 313 m.s.n.m. el modelo de sólido elástico proporciona tensiones de compresión en toda la base. A partir del nivel 313 m.s.n.m. el pie de aguas abajo está más comprimido que el pie de aguas arriba.

Para el nivel 268 m.s.n.m. (28 m de altura de agua en el embalse) las compresiones máximas se producen en el pie de aguas arriba. El modelo de sólido deformable predice picos pronunciados de tensión de compresión en los extremos de la base, de modo que la tensión de compresión máxima obtenida es de más del doble con este modelo que con el modelo de equilibrio límite.

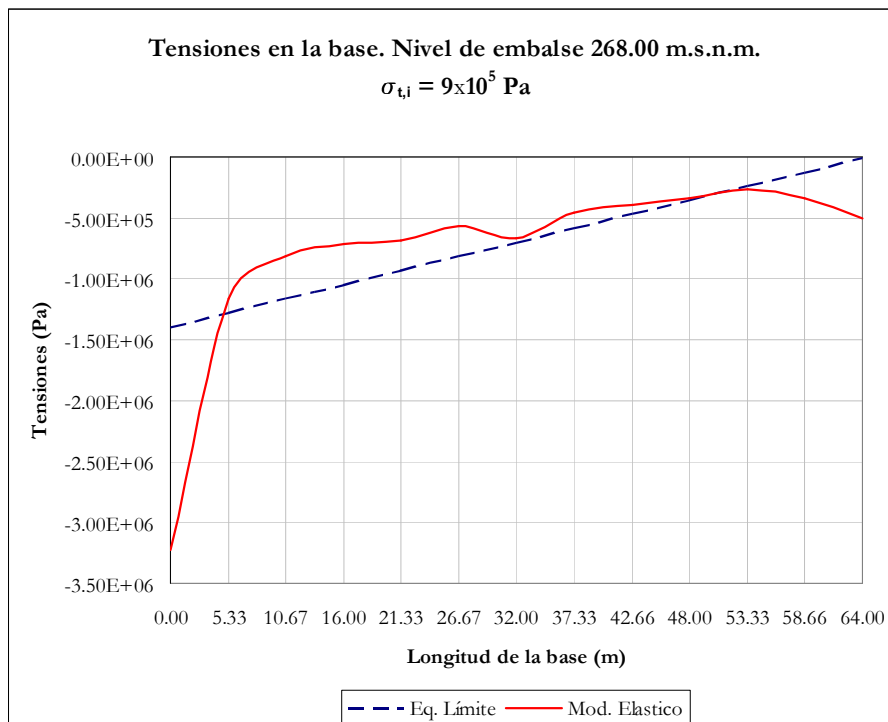


Figura 13.2: Distribución de tensiones en la base con el modelo elástico y con el modelo de equilibrio límite para un nivel de embalse de 268 m.s.n.m. y una σ_{ti} de $9 \times 10^5 \text{ Pa}$

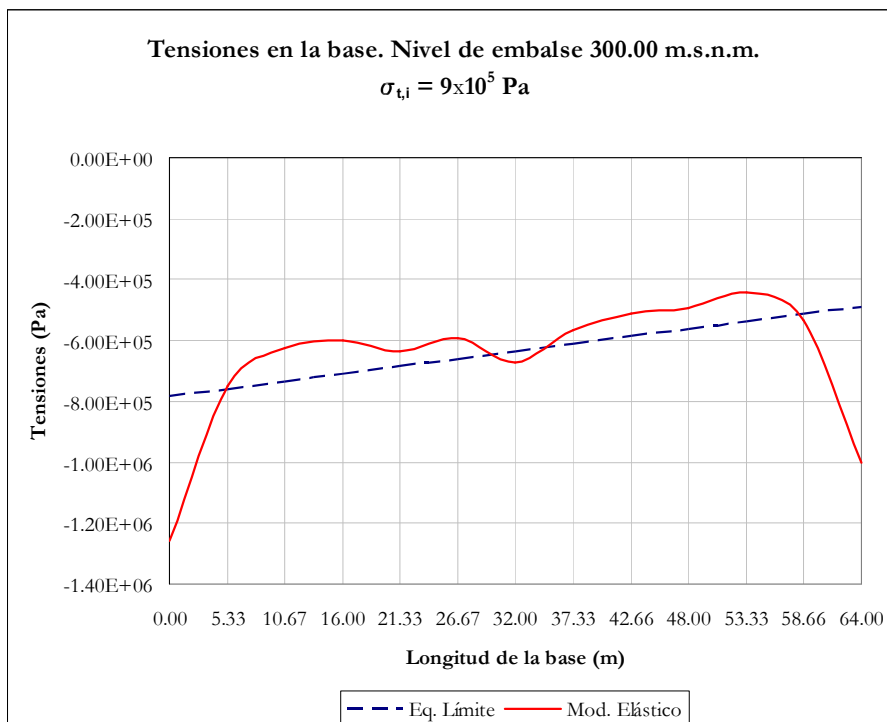


Figura 13.3: Distribución de tensiones en la base con el modelo elástico y con el modelo de equilibrio límite para un nivel de embalse de 300 m.s.n.m. y una $\sigma_{t,i}$ de $9 \times 10^5 \text{ Pa}$

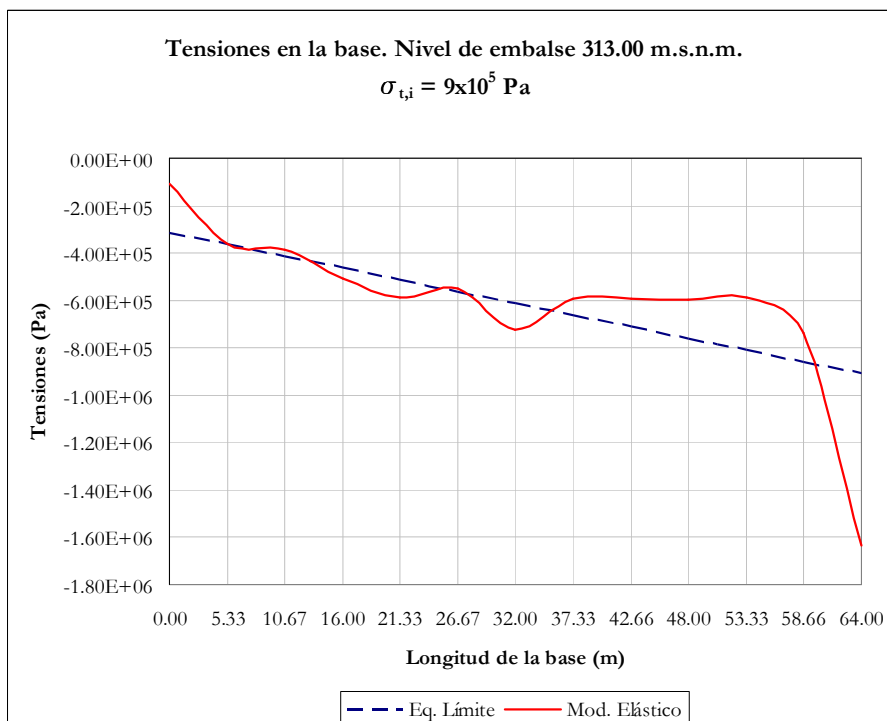


Figura 13.4: Distribución de tensiones en la base con el modelo elástico y con el modelo de equilibrio límite para un nivel de embalse de 313 m.s.n.m. y una $\sigma_{t,i}$ de $9 \times 10^5 \text{ Pa}$

Para el nivel 300 m.s.n.m. (60 m de altura de agua en el embalse) las compresiones máximas se producen en el pie de aguas arriba. Al igual que en el caso anterior, el modelo de sólido deformable predice picos de tensión de compresión en los extremos de la base, de modo que la tensión de compresión máxima obtenida es 1.6 veces superior con este modelo que con el modelo de equilibrio límite. En la zona central de la base, las distribuciones de tensiones son paralelas, siendo ligeramente inferiores en el caso del modelo de sólido elástico.

Para el nivel 313 m.s.n.m. (correspondiente al umbral del aliviadero, con 73 m de altura de agua en el embalse), las compresiones máximas se producen en el pie de aguas abajo. Mientras que el modelo de equilibrio límite proporcionaba una tensión máxima de 9.09×10^5 Pa, el modelo de sólido elástico predice un valor de pico de 16.37×10^5 Pa (un 80% superior).

Para el nivel 320 m.s.n.m. (correspondiente el Nivel Máximo Normal, con 80 m de altura de agua en el embalse), las compresiones máximas se producen bajo el pie de aguas abajo (11.81×10^5 Pa con modelo equilibrio límite y 20.66×10^5 Pa con modelo de sólido elástico).

Bajo el pie de aguas arriba el modelo de equilibrio límite proporciona una ligera compresión (0.17×10^5 Pa), mientras que el modelo de sólido elástico predice la superación de la máxima resistencia a tracción movilizable y por tanto la apertura de una grieta. El modelo reproduce el fenómeno de despegue de la presa en esta zona de la base, anulando la capacidad para transmitir tensiones de tracción y tensiones tangenciales. A partir del punto en el que la tensión de tracción es inferior a la que el contacto puede resistir, la base se supone en contacto.

De este modo, se evalúa despegue hasta el segundo nodo de la base, situado a 5.33 m del primer nodo, correspondiente al pie de aguas arriba, mientras que el tercer nodo, situado a 10.67 m del pie se encuentra ya en compresión. La discretización adoptada con el modelo de sólido elástico no permite más precisión en el análisis, pero como se justifica en el Apéndice 5, ha sido la adoptada para evitar la evaluación de tensiones de pico falsas.

Para dibujar las tensiones se realiza la hipótesis de que en una zona muy próxima al último nodo despegado y situada aguas abajo del mismo, se alcanza la tensión de tracción máxima que se puede resistir en el contacto, produciéndose una variación aproximadamente lineal de la tensión entre este nodo y el siguiente nodo no despegado. De este modo se dibuja la distribución de tensiones recogida en la Figura 13.5.

Hay que recordar que en el algoritmo de cálculo programado en el modelo de sólido elástico, si se abre grieta, la subpresión se extiende con su valor máximo hasta el primer nodo para el que no se evalúa despegue, en este caso hasta el tercer nodo, por lo que los 10.67 m primeros bajo el pie de aguas arriba reciben la presión total del agua en el modelo.

El fenómeno de incremento local de tensiones en los bordes se reproduce también en el pie de aguas abajo, en este caso con tensiones de compresión. Con esta situación, la presa alcanza una situación de equilibrio al deslizamiento con un coeficiente de seguridad de 1.97, frente al coeficiente de 2.52 que se obtenía para este nivel con el modelo de equilibrio límite. Para el nivel 322.50 m.s.n.m. (nivel de coronación de la presa, con 82.5 m de altura de agua en el embalse), las compresiones máximas se obtienen en el pie de aguas abajo. El modelo de equilibrio límite proporciona un valor de 12.78×10^5 Pa, mientras que el modelo de sólido elástico estima un valor de 29.05×10^5 Pa (2.3 veces superior).

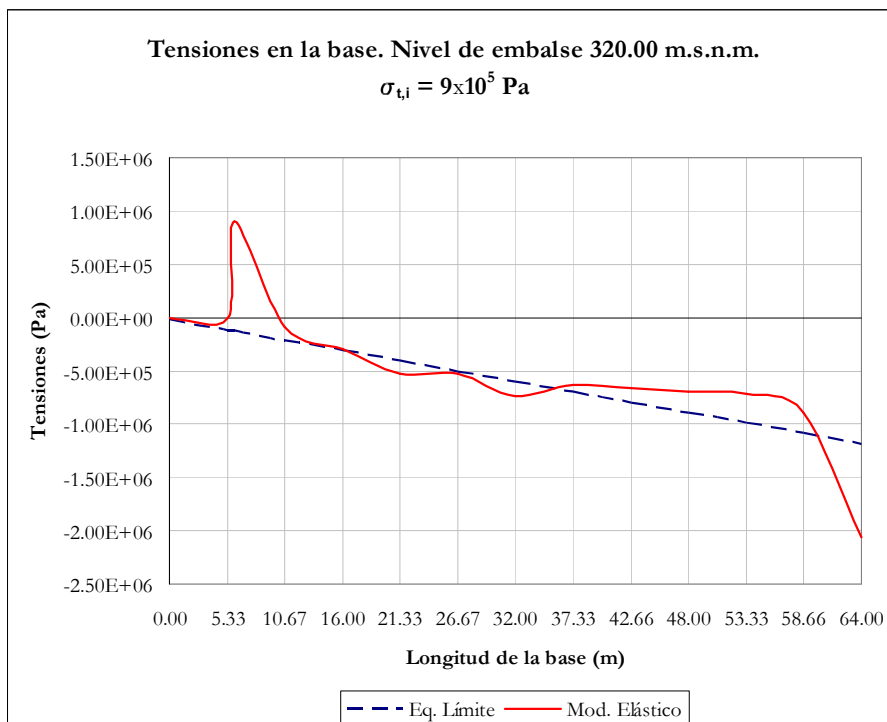


Figura 13.5: Distribución de tensiones en la base con el modelo elástico y con el modelo de equilibrio límite para un nivel de embalse de 320 m.s.n.m. y una $\sigma_{t,i}$ de $9 \times 10^5 \text{ Pa}$

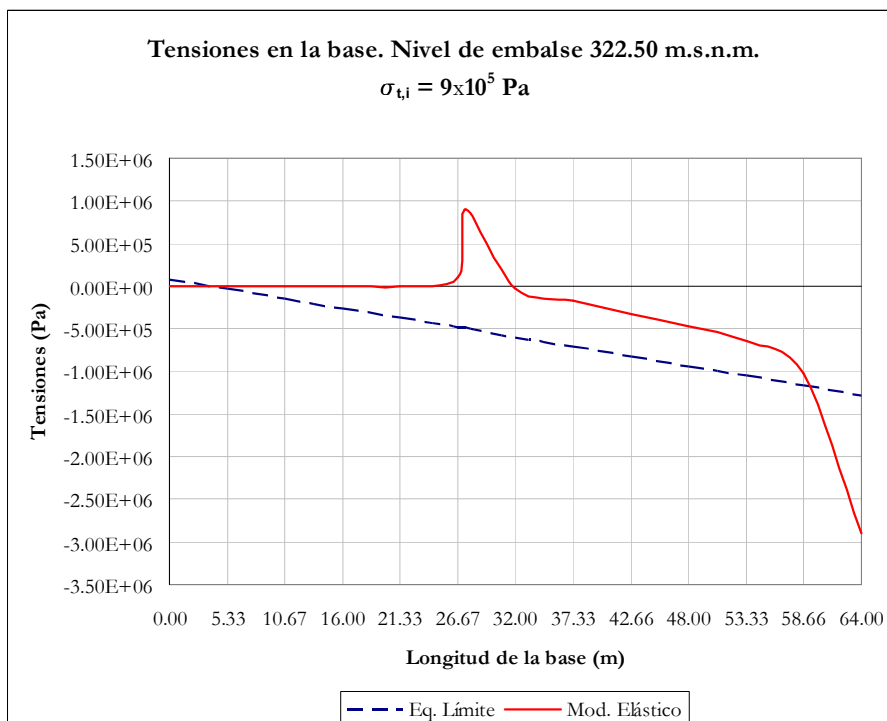


Figura 13.6: Distribución de tensiones en la base con el modelo elástico y con el modelo de equilibrio límite para un nivel de embalse de 322.50 m.s.n.m. y una $\sigma_{t,i}$ de $9 \times 10^5 \text{ Pa}$

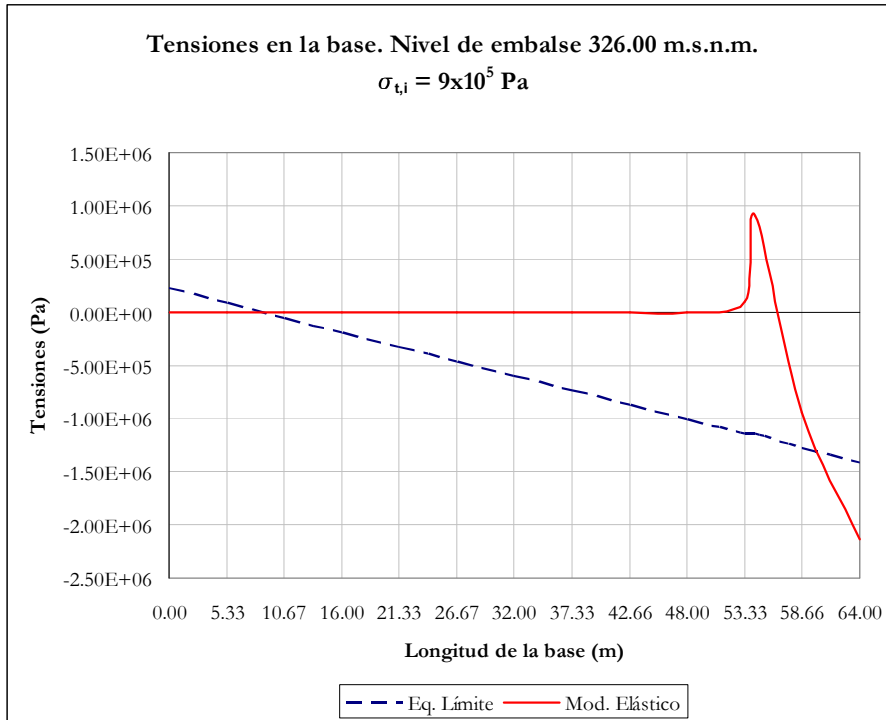


Figura 13.7: Distribución de tensiones en la base con el modelo elástico y con el modelo de equilibrio límite para un nivel de embalse de 326 m.s.n.m. y una $\sigma_{t,i}$ de $9 \times 10^5 \text{ Pa}$

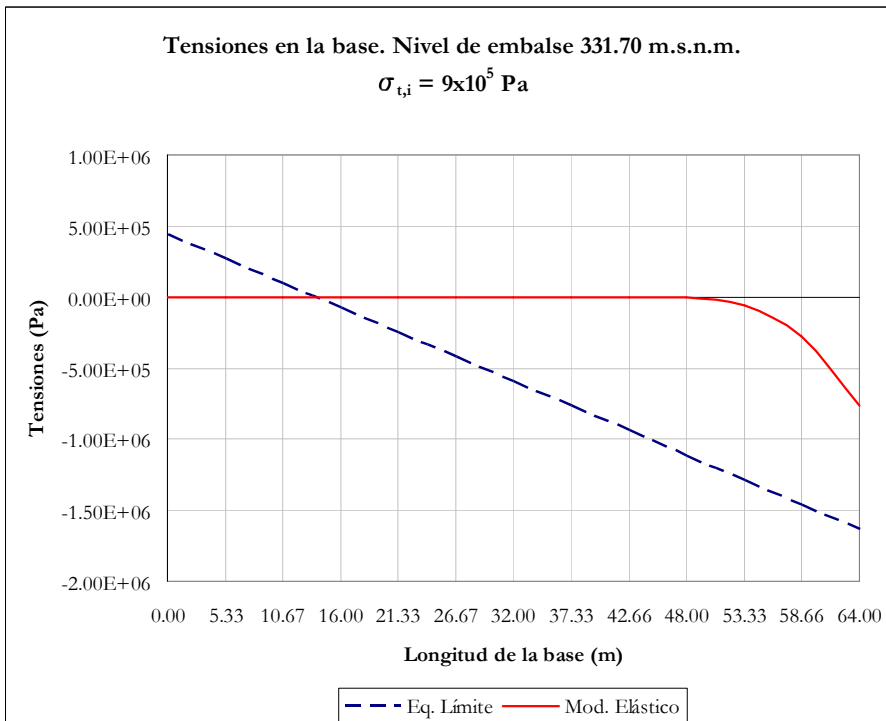


Figura 13.8: Distribución de tensiones en la base con el modelo elástico y con el modelo de equilibrio límite para un nivel de embalse de 331.70 m.s.n.m. y una $\sigma_{t,i}$ de $9 \times 10^5 \text{ Pa}$

En el pie de aguas arriba el modelo de equilibrio límite produce una tracción de 0.82×10^5 Pa, que en la medida en que es inferior al valor de la resistencia, conduce a la distribución lineal de tensiones en la base sin apertura de grieta. El modelo de sólido elástico predice la apertura de una grieta al superarse en el frente la resistencia a la tracción. La propagación de la grieta se produce hasta estabilizarse en el nodo situado a 32.00 m del pie de aguas arriba, correspondiente al centro de la base, que es el primer nodo no despegado. La tensión de compresión bajo el pie de aguas abajo se incrementa de forma notable, alcanzando un valor máximo de 29×10^5 Pa.

Para el nivel de embalse 326.00 m.s.n.m. (3.5 m de sobrevertido por coronación y altura de agua en el embalse de 86 m), las compresiones máximas se producen en el pie de aguas abajo. El modelo de equilibrio límite proporciona un valor de la tensión de compresión máximo de 14.12×10^5 Pa bajo el pie de aguas abajo. El modelo de sólido elástico produce bajo el pie de aguas arriba resulta una tensión de tracción máxima de 2.21×10^5 Pa.

Para los dos niveles de embalse superiores, 326 y 331.70 m.s.n.m., la propagación de la fisura se extiende a más del 80% de la base, sin que se alcance una situación de equilibrio.

La presa desliza de forma indefinida bajo la acción de las cargas aplicadas. No es posible calcular de forma exacta el valor del coeficiente de seguridad en estos casos, puesto que ningún par de valores (ϕ , c) de la región factible hace que la presa se estabilice. Se ha utilizado para generar las gráficas una estimación del valor del coeficiente de seguridad, utilizando para ello el valor en el que la recta de degradación interfecta la zona de frontera del dominio factible.

13.3.2.5.- Comparación con los resultados del modelo de equilibrio límite

En el Cuadro 13.9 y en la Figura 13.9 se recoge la comparativa de los resultados obtenidos en el Capítulo 12 con el modelo de equilibrio con los resultados obtenidos con el modelo de sólido deformable. Para el modelo de equilibrio límite, además del valor del coeficiente de seguridad obtenido en el Capítulo 12, a partir de la función de estado, g^* , se ha obtenido el coeficiente de seguridad correspondiente a la degradación conjunta de los parámetros resistentes en la interfaz. Como se puede observar, los resultados obtenidos son distintos, lo que introduce una incertidumbre adicional a la hora de establecer el nivel de seguridad (véase Serrano [117]).

Cuadro 13.9. Resultados Escenario hidrológico. Comparativa de modelos ($\sigma_{ti} = 9 \times 10^5$ Pa)

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Coeficiente de seguridad, FS | | |
|--------------------|-------------------|------------------------------|--|--|
| | | Modelo Equilibrio Límite | | Modelo Sólido Elástico |
| n_1 | n_2 | FS = $g^* + 1$ | FS = $\frac{\varphi}{\varphi_{ult}} = \frac{c}{c_{ult}}$ | FS = $\frac{\varphi}{\varphi_{ult}} = \frac{c}{c_{ult}}$ |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | |
| 268.00 | 266.00 | 74.79 | 61.53 | 42.66 |
| 300.00 | 266.00 | 5.00 | 4.18 | 4.13 |
| 313.00 | 266.00 | 3.11 | 2.64 | 2.61 |
| 320.00 | 266.00 | 2.52 | 2.17 | 1.97 |
| 322.50 | 266.00 | 2.32 | 2.00 | 1.24 |
| 326.00 | 266.00 | 2.07 | 1.79 | 0.71 |
| 331.70 | 266.00 | 1.78 | 1.56 | 0.71 |

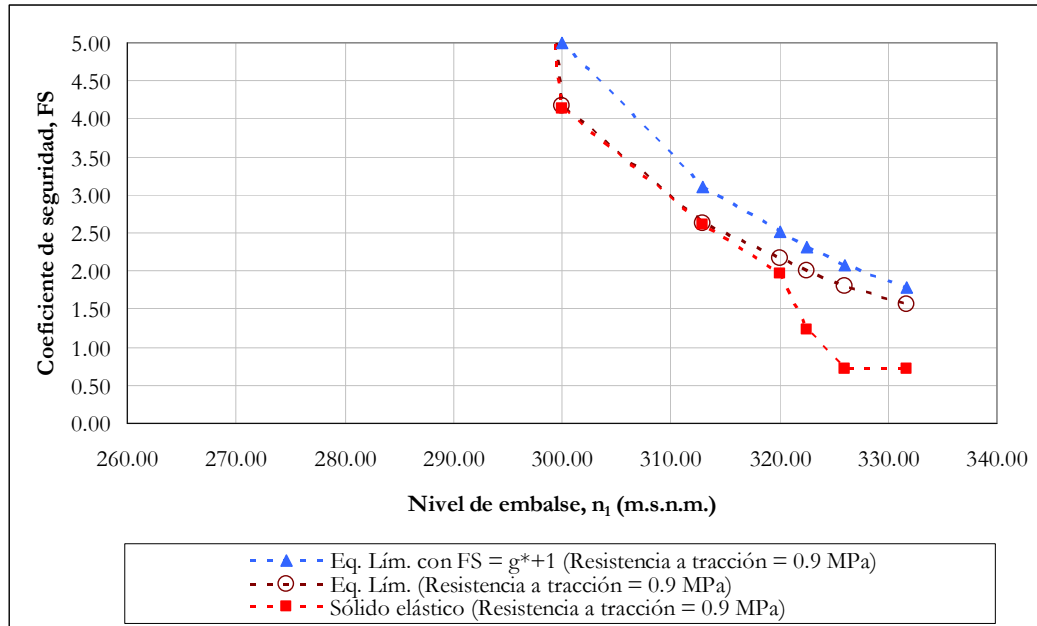


Figura 13.9: Coeficientes de seguridad en función del nivel de embalse con modelo de equilibrio límite y con modelo de sólido elástico.

A la vista de los valores obtenidos, una primera conclusión es que el nivel de seguridad estimado utilizando el modelo numérico es inferior al obtenido con los modelos de equilibrio límite, que pueden no quedar del lado de la seguridad para valores altos de la resistencia a la tracción. Esto se debe a que en el modelo de sólido elástico la distribución no lineal de tensiones en la base presenta picos de tensiones en los extremos de la base. Para niveles bajos de embalse, este pico conduce a mayores compresiones, mientras que para niveles elevados se producen tracciones que conducen a la apertura y propagación de una grieta.

13.3.2.6.- Sensibilidad de los resultados a la resistencia a la tracción en el contacto

Al igual que se hizo para el modelo de equilibrio límite, con el objeto de comprobar la sensibilidad de los resultados del modelo de sólido elástico en función del valor de la resistencia a la tracción en el contacto presa-cimiento, se han obtenido los coeficientes de seguridad para diversos valores de σ_{t_i} comprendidos dentro del rango estimado como factible para esta variable en el Capítulo 11. De este modo, se ha calculado la longitud de base traccionada y el coeficiente de seguridad para valores de la resistencia a la tracción en el contacto presa-cimiento de 0 , 1.80×10^5 , 13.48×10^5 , 15.75×10^5 y 18.00×10^5 Pa.

En el Cuadro 13.10 se recogen las longitudes de fisura obtenidas, expresadas en tanto por uno respecto de la anchura de la base. En la Figura 13.10 se ha representado la longitud fisurada en tanto por uno respecto a la anchura total de la base frente a la resistencia a la tracción en el contacto, para los siete niveles de embalse analizados.

En el Cuadro 13.11 se recogen los valores de los coeficientes de seguridad obtenidos. En la Figura 13.11 se dibujan estos valores frente a la resistencia a la tracción en el contacto.

Cuadro 13.10. Longitud fisurada en tanto por uno. Modelo de sólido elástico

| Nivel aguas arriba | Resistencia a tracción en el contacto, σ_{ti} (Pa) | | | | | |
|--------------------|---|--------------------|--------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| N_1 | 0.00 | 1.80×10^5 | 9.00×10^5 | 13.48×10^5 | 15.75×10^5 | 18.00×10^5 |
| (m.s.n.m.) | (Pa) | (Pa) | (Pa) | (Pa) | (Pa) | (Pa) |
| 268.00 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 300.00 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 313.00 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 320.00 | 0.083 | 0.083 | 0.083 | 0.083 | 0.000 | 0.000 |
| 322.50 | 0.417 | 0.417 | 0.417 | 0.417 | 0.000 | 0.000 |
| 326.00 | 0.833 | 0.833 | 0.833 | 0.833 | 0.083 | 0.000 |
| 331.70 | 0.833 | 0.833 | 0.833 | 0.833 | 0.250 | 0.000 |

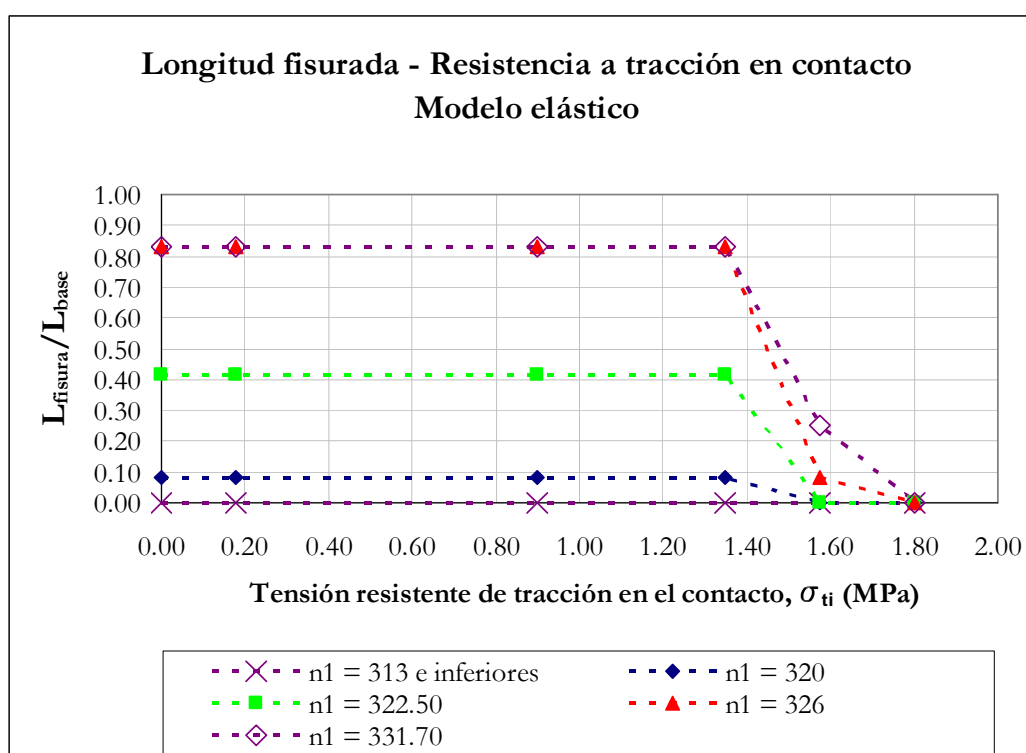


Figura 13.10: Longitud fisurada en tanto por uno frente a la resistencia a tracción en el contacto. Modelo de sólido elástico

Cuadro 13.11. Coeficiente de seguridad. Modelo de sólido elástico

| Nivel aguas arriba | Coeficiente de Seguridad, FS | | | | | |
|--------------------|------------------------------|--------------------|--------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| N_1 | 0 | 1.80×10^5 | 9.00×10^5 | 13.48×10^5 | 15.75×10^5 | 18.00×10^5 |
| (m.s.n.m.) | (Pa) | (Pa) | (Pa) | (Pa) | (Pa) | (Pa) |
| 268.00 | 42.66 | 42.66 | 42.66 | 42.66 | 42.66 | 128.00 |
| 300.00 | 4.13 | 4.13 | 4.13 | 4.13 | 4.41 | 4.41 |
| 313.00 | 2.61 | 2.61 | 2.61 | 2.61 | 2.72 | 2.72 |
| 320.00 | 1.91 | 1.91 | 1.97 | 2.03 | 2.25 | 2.25 |
| 322.50 | 1.24 | 1.24 | 1.24 | 1.24 | 2.10 | 2.10 |
| 326.00 | 0.71 | 0.71 | 0.71 | 0.71 | 1.94 | 1.97 |
| 331.70 | 0.71 | 0.71 | 0.71 | 0.71 | 1.35 | 1.75 |

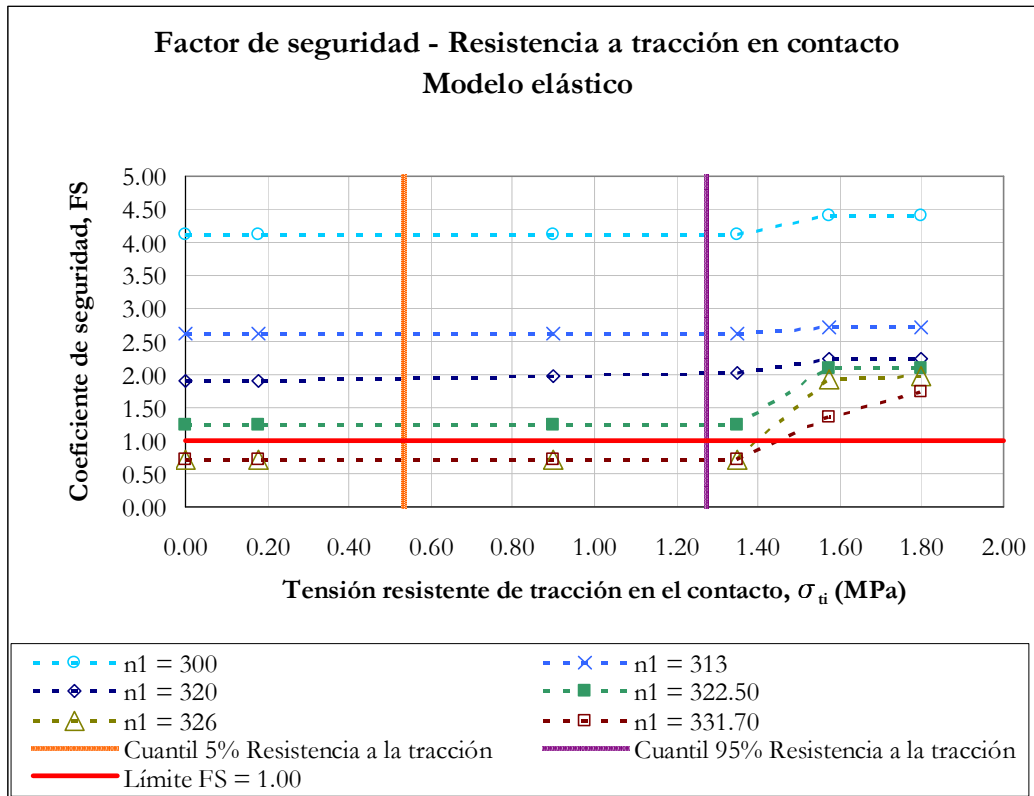


Figura 13.11: Coeficiente de seguridad frente a la resistencia a tracción en el contacto. Modelo de sólido elástico

Como se puede observar, según el modelo de sólido elástico, la longitud fisurada depende fundamentalmente del nivel de embalse, y la gráfica presenta una zona plana en la que la fisuración es muy poco sensible al valor de la resistencia a la tracción. Solamente para valores de la resistencia a la tracción elevados, del orden de 16×10^5 Pa y superiores, la longitud fisurada se reduce o anula. Esto es debido a la concentración de tensiones que aparece en el frente de avance de la grieta según el modelo numérico, cuyo valor de pico es superior al valor de la resistencia, por lo que el modelo de sólido elástico predice la apertura y formación de la grieta en todos los estos casos.

De igual modo, los resultados del coeficiente de seguridad proporcionados por el modelo de sólido deformable muestran una sensibilidad muy baja al valor de la resistencia a la tracción en una amplia zona. Si se considera la resistencia a la tracción en el contacto presacimamiento como una variable aleatoria, de acuerdo con el Capítulo 11 ésta se distribuye según una función de distribución de probabilidad normal, con media 9.00×10^5 Pa y desviación típica de 2.25×10^5 Pa. Esta distribución tiene el cuantil del 5% en el valor 5.30×10^5 Pa y el cuantil del 95% en el valor 12.70×10^5 Pa. Como se puede apreciar, en este rango de valores, el coeficiente de seguridad apenas varía. De hecho, los coeficientes de seguridad no varían en un rango de valores de la resistencia a la tracción en el contacto que aglutina más del 99% de la masa de probabilidad de la variable.

Por tanto se puede concluir que de acuerdo con el modelo de sólido elástico, el conocimiento preciso del valor de la resistencia a la tracción es relativamente poco relevante, puesto que el modelo responde de forma similar independientemente del valor de esta resistencia. Solamente en el caso de valores muy elevados (y, por lo tanto, muy poco probables) de la resistencia a la tracción, el modelo incrementa el nivel de estabilidad de forma significativa para los niveles superiores de embalse.

Comparando estos resultados con los obtenidos con el modelo de equilibrio límite, se observa una sensibilidad totalmente distinta del modelo al valor de la resistencia a la tracción. Mientras que el modelo de sólido elástico sólo es sensible a valores elevados de la resistencia a la tracción, el modelo de equilibrio límite sólo es sensible a la resistencia a la tracción por debajo de un determinado valor, que varía en función del nivel de embalse. Para valores de la resistencia por encima de uno determinado, los coeficientes de seguridad no varían. De este modo, el conocimiento de este parámetro, aunque sea aproximado, resulta de mucho más interés con este tipo de modelos de equilibrio límite.

13.3.2.7.- Sensibilidad de los resultados a la rigidez relativa presa-cimiento

Uno de los parámetros que gobierna la distribución de tensiones en el contacto entre presa y cimiento en el modelo de sólido deformable elástico es la rigidez relativa entre las regiones en contacto. Esta rigidez relativa se puede expresar mediante la relación entre los módulos de elasticidad respectivos, de acuerdo con (13.4).

$$k = \frac{E_{PRESA}}{E_{CIMENTO}} \quad (13.4)$$

Esta rigidez relativa, de hecho, controla tanto la magnitud como la forma de la distribución de la tensión en el plano de contacto.

En el Capítulo 11 se ha expuesto la caracterización probabilística de los parámetros tenso-deformacionales de presa y cimiento a partir de los datos disponibles de la presa en estudio y de los datos publicados por diversos autores. Los parámetros de elasticidad de la presa se suponen conocidos y no aleatorios, mientras que los del cimiento se consideran variables aleatorias. Los parámetros del modelo elástico de la presa se recogen en el Cuadro 13.4 mientras que los valores medios de los parámetros del modelo elástico del cimiento se recogen en el cuadro 13.5. Los cálculos realizados anteriormente corresponden, por tanto, a una situación de rigidez relativa presa-cimiento dada por (13.5).

$$k = \frac{E_{PRESA}}{E_{CIMENTO}} = \frac{15.00}{5.45} = 2.75 \quad (13.5)$$

El módulo de elasticidad del cimiento, de acuerdo con los resultados obtenidos en el Capítulo 11, se distribuye según una función lognormal (13.6).

$$E_m \text{ "saturado" (Gpa)} \sim \text{Lognormal}(5.45; (0.36)^2) \quad (13.6)$$

Como se puede observar en la Figura 13.12, entre los valores de 4.86 GPa (cuantil del 5%) y de 6.04 GPa (cuantil del 95%) se encuentra el 90% de la masa de probabilidad del módulo de elasticidad del cimiento. Estos valores se corresponden con unas rigideces relativas de $k = 3.09$ (cuantil del 5%) y de $k = 2.48$ (cuantil del 95%).

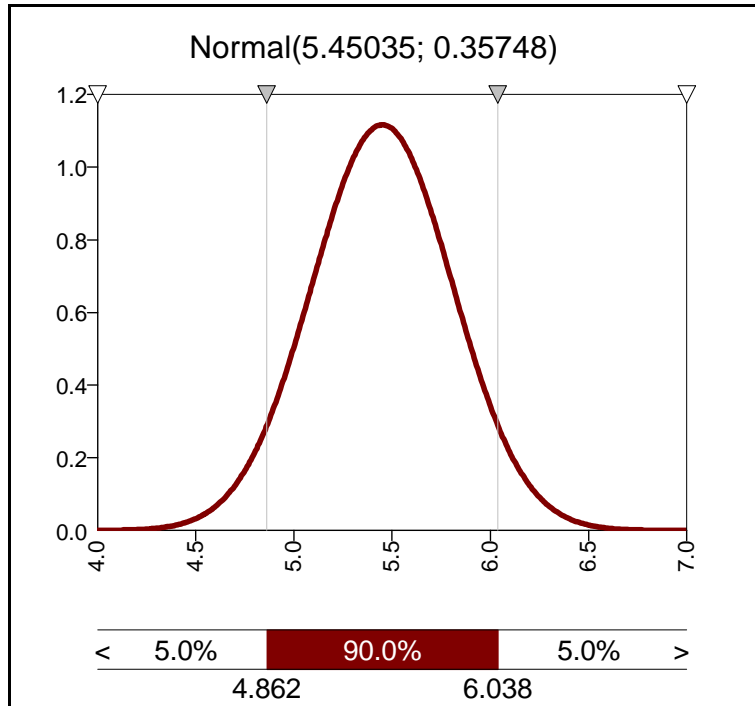


Figura 13.12: Módulo de elasticidad “saturado” del cemento (GPa). Densidad de probabilidad.

Para evaluar la influencia de la rigidez relativa se ha calculado el coeficiente de seguridad al deslizamiento mediante el modelo de sólido deformable para un rango de valores más amplio, comprendido entre $k = 0.30$ y $k = 10$, y para los siete niveles de embalse del modelo de riesgo.

El valor de $k = 0.30$ corresponde a un cemento muy rígido, de muy buena calidad, con un módulo de elasticidad de 50 MPa. El valor de $k = 10$, por el contrario, corresponde a un cemento blando, de muy baja calidad, con un módulo de elasticidad de 1.50 MPa (véase Hoek [61]).

Los resultados obtenidos se muestran en la Figura 13.13. Como se puede comprobar, la influencia de la rigidez relativa sobre el coeficiente de seguridad al deslizamiento, en el rango de valores estudiado, es muy limitada. En general, se observa una tendencia que muestra valores más altos de coeficiente de seguridad sobre cimientos más rígidos, y menores sobre cimientos más blandos.

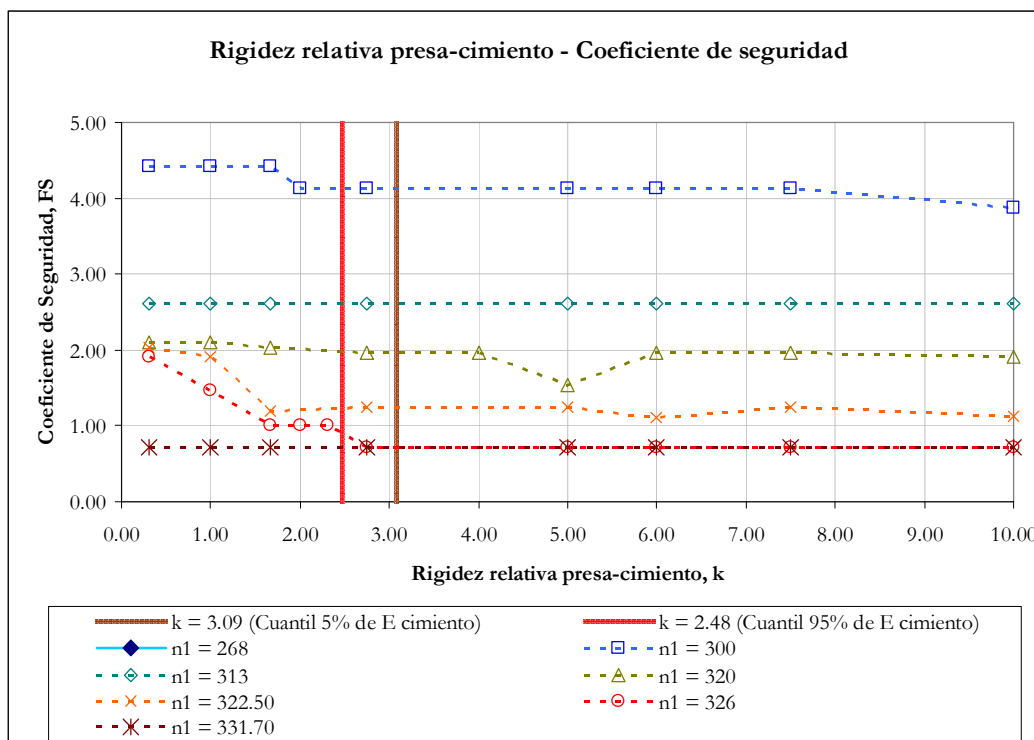


Figura 13.13: Coeficiente de seguridad frente a la rigidez relativa presa-cimiento. Modelo de sólido elástico

13.3.2.8.- Análisis con curvas límite

En el caso del modelo de sólido deformable, y para un nivel de embalse dado n_1 , la curva de estado límite en el espacio de las variables resistentes (ϕ, c) es desconocida. Solamente se conoce un punto de la misma, que es precisamente el correspondiente a los valores últimos obtenidos (ϕ_{ult}, c_{ult}) y que determinan el coeficiente global de seguridad.

En las figuras 13.14 a 13.19 se ha representado, para cada nivel de embalse analizado:

- la posición del punto inicial del análisis (correspondiente al valor medio de las variables analizadas)
- la trayectoria de degradación de parámetros, con dirección al origen
- el punto de fallo obtenido en esa trayectoria con el modelo de sólido elástico deformable
- la posición de la curva límite obtenida en el Capítulo 12 para el modelo de equilibrio límite

El punto de fallo se ha obtenido para los valores medios de las variables recogidos en los cuadros 13.4 a 13.6., es decir, para una resistencia a la tracción en el contacto presa-cimiento de 9.00×10^5 Pa y para un módulo de elasticidad en el cemento de 5.45 GPa, al que corresponde una rigidez relativa presa-cimiento de $k = 2.75$.

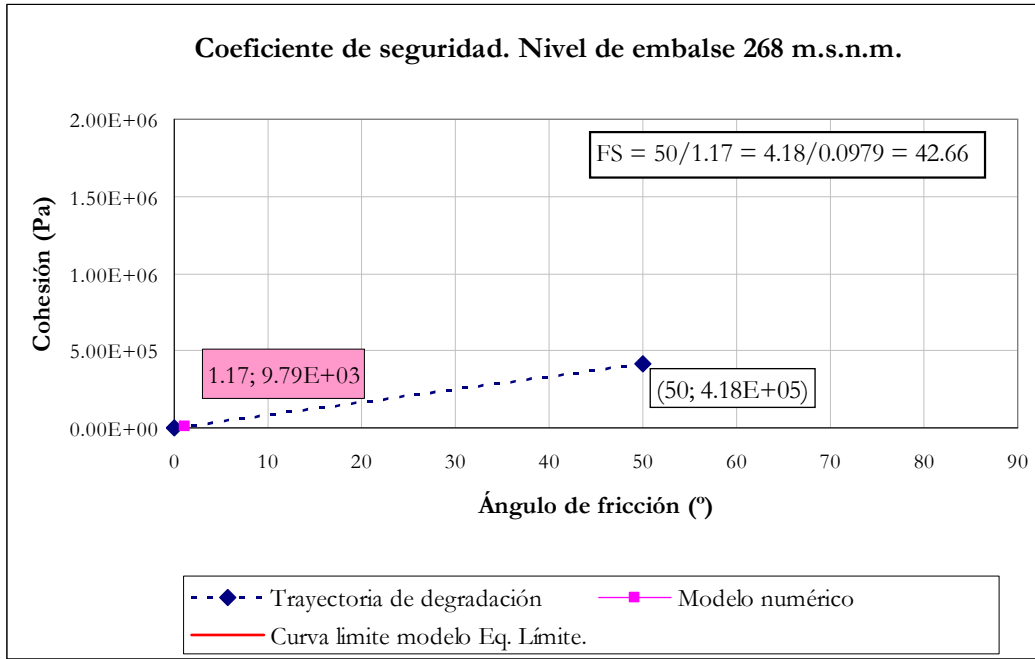


Figura 13.14: Coeficiente de seguridad global en el espacio (ϕ , c) para nivel de 268 m.s.n.m.

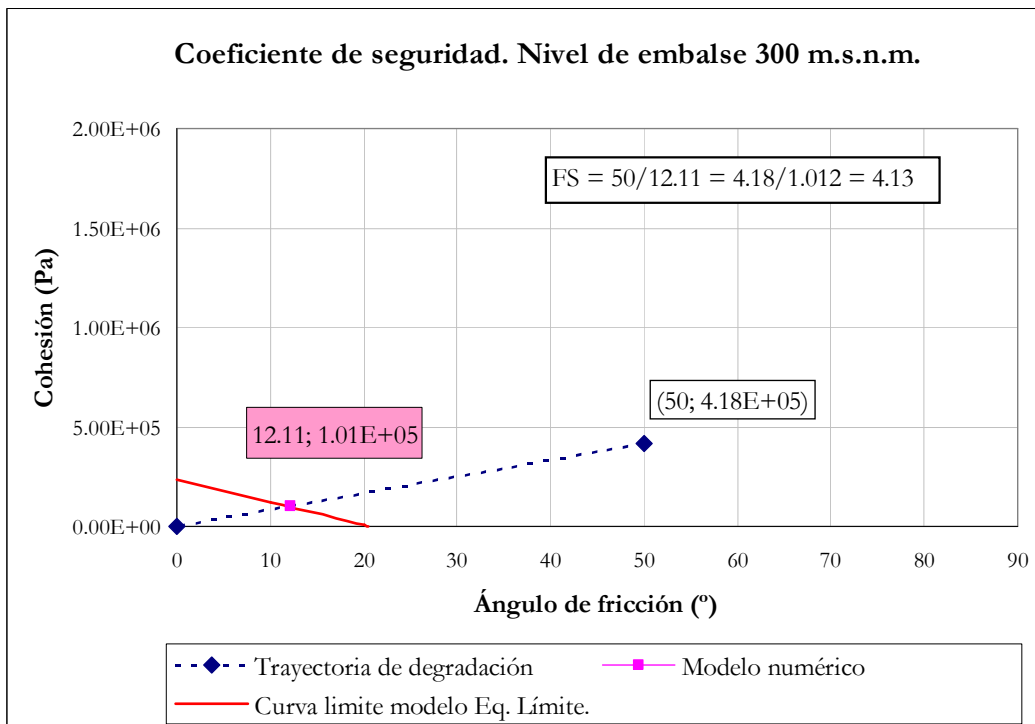


Figura 13.15: Coeficiente de seguridad global en el espacio (ϕ , c) para nivel de 300 m.s.n.m.

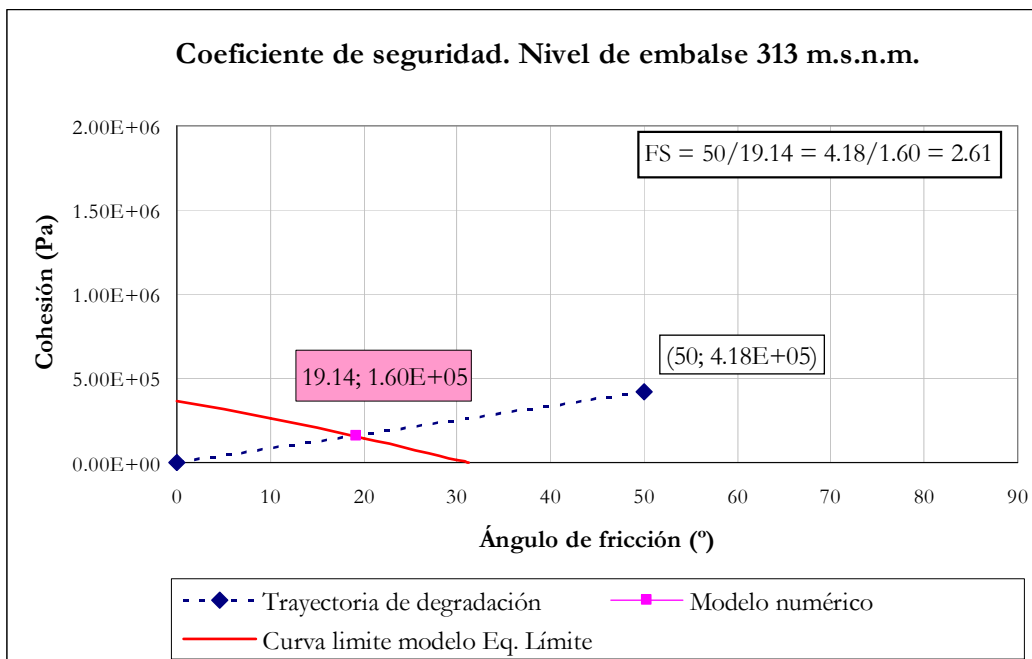


Figura 13.16: Coeficiente de seguridad global en el espacio (ϕ , c) para nivel de 313 m.s.n.m.

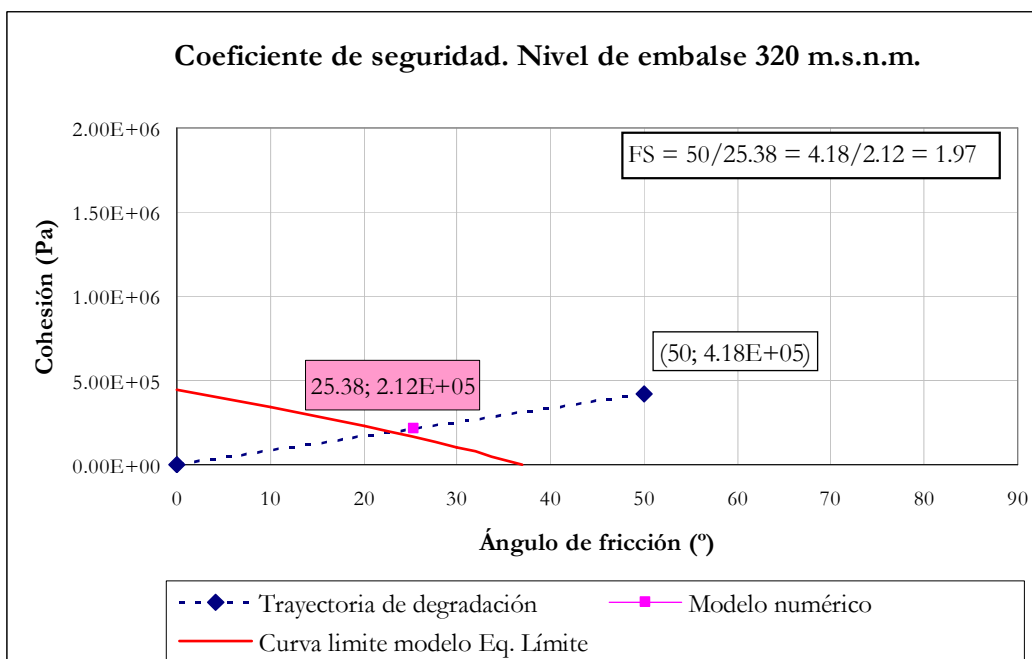


Figura 13.17: Coeficiente de seguridad global en el espacio (ϕ , c) para nivel de 320 m.s.n.m.

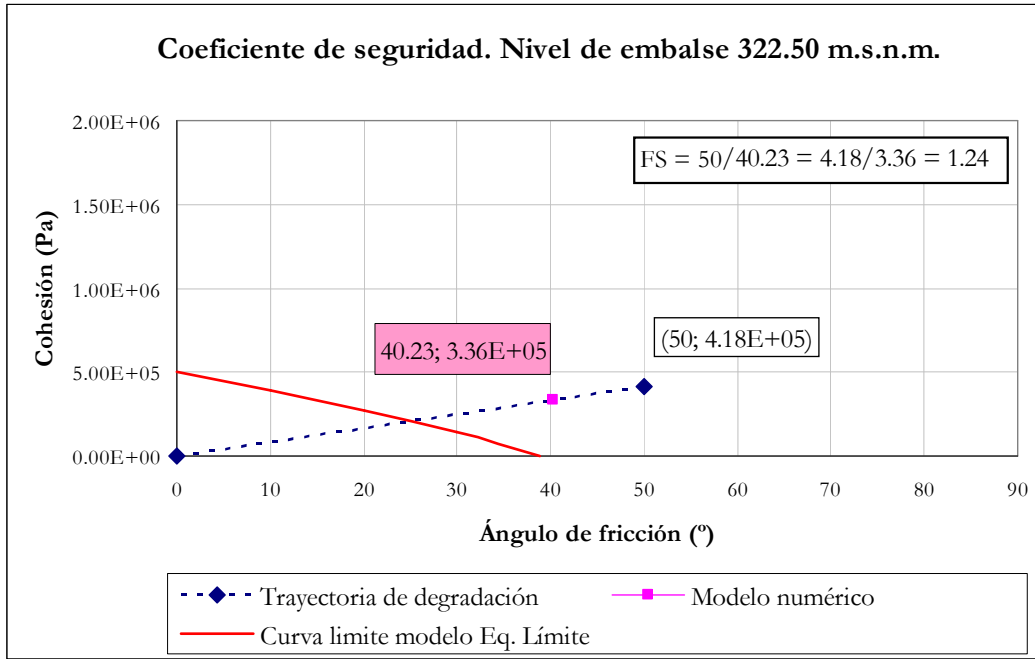


Figura 13.18: Coeficiente de seguridad global en el espacio (φ, c) para nivel de 322.5 m.s.n.m.

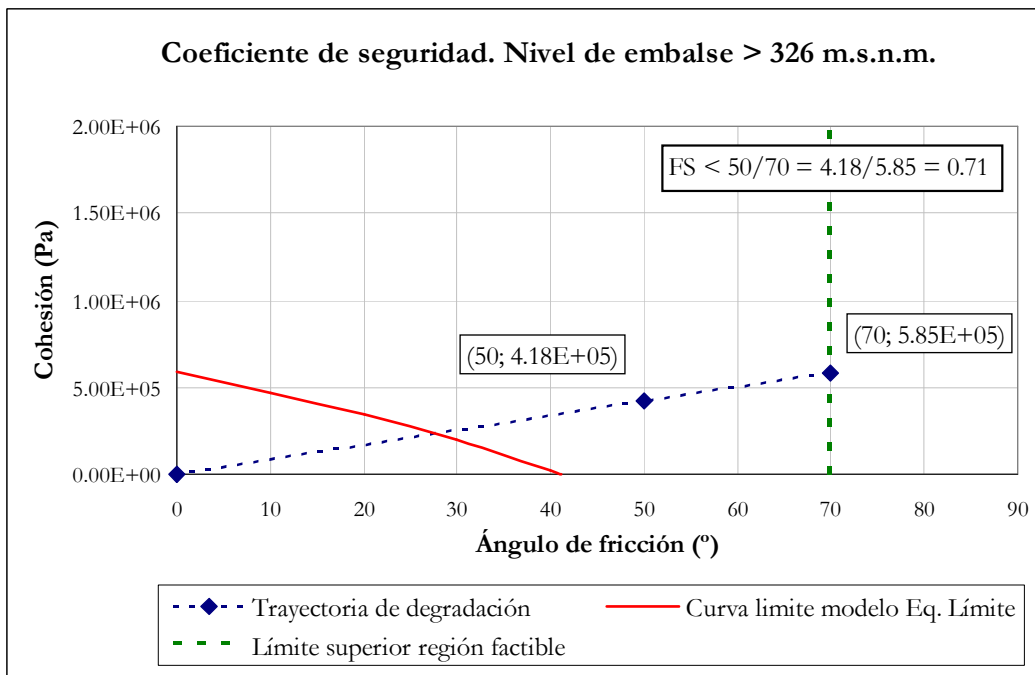


Figura 13.19: Coeficiente de seguridad global en el espacio (φ, c) nivel de 326 m.s.n.m. y superiores

Como se puede observar, para los niveles inferiores se obtiene resultados similares con ambos métodos, mientras que, conforme el nivel de embalse aumenta, el punto de fallo obtenido mediante el modelo de sólido deformable se encuentra cada vez más alejado de la zona de frontera calculada con el modelo de equilibrio límite.

Es decir, que hay un rango en el que para un mismo par de valores de los parámetros de ángulo de rozamiento y cohesión, un modelo predice estabilidad (el modelo de equilibrio límite) y el otro predice deslizamiento (el modelo de sólido deformable).

13.3.3.- Análisis de Nivel 2

Para el caso de estudio desarrollado, no se ha realizado el análisis de fiabilidad de Nivel 2 con el modelo de sólido elástico.

El motivo es que las definiciones de las funciones de estado correspondientes al modelo de sólido elástico y al modelo de equilibrio límite son de naturaleza esencialmente distinta, por lo que no se considera significativa la comparación entre los valores de probabilidad que se obtengan con ambos modelos utilizando los métodos de Nivel 2.

Por ello, se pasa directamente al análisis de fiabilidad de Nivel 3.

13.3.4.- Análisis de Nivel 3. Método de Monte Carlo

13.3.4.1.- Fundamentos

Los fundamentos del método de Monte Carlo han sido expuestos en capítulos anteriores. La aplicación directa de este método se realizaría de acuerdo con la siguiente secuencia operativa:

- (1) Formular el problema con el modelo de sólido elástico para un nivel de embalse dado (en este caso, en un código numérico en diferencias finitas)
- (2) Generar aleatoriamente N vectores de orden n (n: número de variables aleatorias), correspondientes a una muestra aleatoria de las variables consideradas
- (3) Resolver el problema en cada uno de los N casos
- (4) Evaluar el número de casos en los que se produce fallo (deslizamiento)

Esta metodología sencilla y directa tropieza, en el caso de los modelos numéricos, con el problema del tiempo de cálculo.

En el caso concreto del modelo numérico utilizado, el tiempo de cálculo del problema de estabilidad al deslizamiento de un único caso es del orden de minutos con un procesador Pentium®4 de 1.7 GHz. Puesto que N se mueve normalmente en un rango de valores comprendido entre 10,000 y 10,000,000, esto supondría que para estimar la probabilidad de fallo para un único nivel de embalse, supuesta una duración de un minuto, el tiempo de cálculo podría ir desde varios días ($10,000 \text{ casos} \times 60 \text{ s/caso} = 600,000,000 \text{ s}$; $600,000,000 \text{ s} / 86,400 \text{ s/día} = 6.94 \text{ días}$) hasta incluso varios años ($10,000,000 \text{ casos} = 1000 \times 10,000 \text{ casos}$; $1000 \times 6.94 \text{ días} = 6,944.4 \text{ días} \cong 19 \text{ años}$).

En el caso expuesto en el capítulo anterior el modelo de equilibrio límite está implementado sobre una hoja de cálculo comercial, y el tiempo de cálculo por caso oscila entre 0.001 y 0.003 segundos por vector de variables aleatorias muestreado, lo que supone tiempos de cálculo de entre 20 segundos para 10,000 casos hasta algo más de 5 horas para 10,000,000 casos). Esto hace que, en la práctica, el cálculo por simulación vía Monte Carlo basada en modelos numéricos con tiempos de cálculo de varios segundos e incluso minutos sea, hoy por hoy, físicamente inabordable, debido a la limitada capacidad de cálculo disponible en los equipos convencionales.

Por otro lado, como se ha visto anteriormente, los modelos numéricos pueden aportar una información adicional valiosa que los modelos más sencillos, como el de equilibrio límite, no pueden incorporar, y que, además, puede resultar decisiva en la evaluación de un problema como el del deslizamiento de una presa de gravedad, con repercusión directa sobre la estimación de las probabilidades de fallo en el contexto del Análisis de Riesgos, y sobre los mismos riesgos globales evaluados. Resulta interesante, por tanto, poder incorporar los modelos numéricos de mayor complejidad, con toda su capacidad de análisis, al problema de la estimación de la probabilidad de fallo de una presa de hormigón de gravedad. Esto es posible, bajo ciertas limitaciones, mediante el uso de las curvas límite en el espacio de las variables aleatorias.

Como se ha visto en el Capítulo 12, si se conoce la ecuación que describe la forma de una curva límite (o, en el caso más general, la ecuación que define una hipersuperficie límite en el espacio n -dimensional de las n variables aleatorias que separa dicho espacio en dos regiones: región de fallo y región segura), no es necesario resolver el problema del cálculo de la estabilidad de la presa para cada uno de los N casos generados aleatoriamente.

Basta con evaluar, para cada punto muestreado, simplemente si dicho punto se encuentra en la región de fallo o en la región segura. Surge entonces la necesidad de determinar con la mayor precisión posible la ecuación que define la curva límite, en base al modelo de comportamiento elegido. En el caso del modelo de equilibrio límite, esta curva está perfectamente definida y se conoce a partir de la propia formulación de equilibrio del modelo. En el caso del modelo numérico de sólido deformable, la curva límite es desconocida y no es posible deducirla matemáticamente a partir del propio modelo, si bien es posible obtener puntos que pertenezcan a la misma.

En el caso de dos variables aleatorias, los puntos (ϕ_{ult}, c_{ult}) obtenidos anteriormente para el análisis de Nivel 1 mediante el modelo numérico de sólido elástico se encuentran sobre la curva límite correspondiente a un determinado nivel de embalse, cuya forma real, a priori, se desconoce. Si se determina la posición de una serie de puntos sobre la curva límite, es posible realizar un ajuste estadístico de una curva a dichos puntos, lo que constituye una aproximación con un cierto margen de error, a la curva límite real, cuya posición es desconocida. Cuantos más puntos se obtenga sobre la curva límite, mayor será la exactitud de la aproximación realizada, pero también mayor el esfuerzo en tiempo de cálculo empleado.

13.3.4.2.- Metodología

Selección de variables aleatorias e hipótesis sobre la forma de la curva límite

A la vista de los resultados obtenidos con el modelo de equilibrio límite, las variables de cohesión y ángulo de fricción son las más importantes en el problema del fallo por deslizamiento. Además, de acuerdo con los resultados obtenidos con el modelo de sólido elástico en análisis de Nivel 1, la resistencia a la tracción en el contacto presa-cimiento no modifica sustancialmente el comportamiento de la presa en el rango de valores probable establecido para la variable. De igual modo, la rigidez relativa entre presa y cimiento tampoco afecta de forma significativa al coeficiente de seguridad, lo que significa que el punto de fallo no varía en un amplio rango de valores de las variables de cohesión y ángulo de rozamiento. Por todo lo anterior, se justifica el considerar para el análisis dos variables aleatorias supuestas independientes (ϕ, c) . Observando la forma de la curva límite correspondiente al modelo de equilibrio límite, se comprueba que si las variables aleatorias son $(\tan\phi, c)$, la curva límite es una recta. Resulta de interés comprobar si los pares de valores $(\tan\phi, c)$ obtenidos con el modelo de sólido elástico se comportan de forma similar, alineándose según una recta, de modo que el problema se reduce a una regresión lineal.

Obtención de puntos con el modelo de sólido elástico

Para la selección del número de puntos a obtener es necesario buscar un equilibrio entre la precisión obtenida y el esfuerzo de cálculo necesario, en función de los recursos materiales y de tiempo disponibles. Evidentemente, cuantos más puntos se obtengan mayor será la información sobre la naturaleza y posición de la curva buscada. Interesa tener la mayor precisión posible sobre la posición de la curva dentro del rango de valores factibles de las variables aleatorias, que es donde se va a realizar la evaluación posterior con Monte Carlo.

En el caso de ajustar una recta, se tiene un número de parámetros $p = 2$. Para ilustrar el procedimiento, en la presente Tesis se va a obtener un número de puntos $n = 5$ para cada curva, lo que conduce a un número de grados de libertad, v , de $v = n - p = 5 - 2 = 3$ grados de libertad, asumiendo, como luego se comprobará, que efectivamente el modelo lineal se ajusta bien a los datos generados con la herramienta de simulación numérica. La obtención de 5 puntos sobre la curva límite se realiza mediante una estrategia de barrido radial con trayectorias de degradación conjunta de parámetros cuyos puntos iniciales se encuentran en la zona de frontera de la región factible y cuyo punto final siempre es el origen de coordenadas $(0,0)$. La región factible está delimitada por las rectas definidas en (13.7).

$$\begin{aligned}
 \phi(^{\circ}) &= \phi_{\min} = 30 \\
 \phi(^{\circ}) &= \phi_{\max} = 70 \\
 c(Pa) &= c_{\min} = 0 \\
 c(Pa) &= c_{\max} = 20 \times 10^5
 \end{aligned}
 \tag{13.7}$$

Los puntos seleccionados como inicio de trayectorias son los recogidos en el Cuadro 13.12 y las trayectorias se muestran en la Figura 13.20. La obtención de los puntos sobre la curva límite se realiza de acuerdo con el algoritmo descrito anteriormente para calcular el coeficiente de seguridad.

Cuadro 13.12. Puntos de inicio para búsqueda de puntos sobre curva límite

| Punto | Fricción | Cohesión |
|-------|----------|---------------------|
| | (°) | ($\times 10^5$ Pa) |
| 1 | 30.00 | 20.00 |
| 2 | 50.00 | 20.00 |
| 3 | 70.00 | 20.00 |
| 4 | 70.00 | 10.00 |
| 5 | 70.00 | 0.00 |

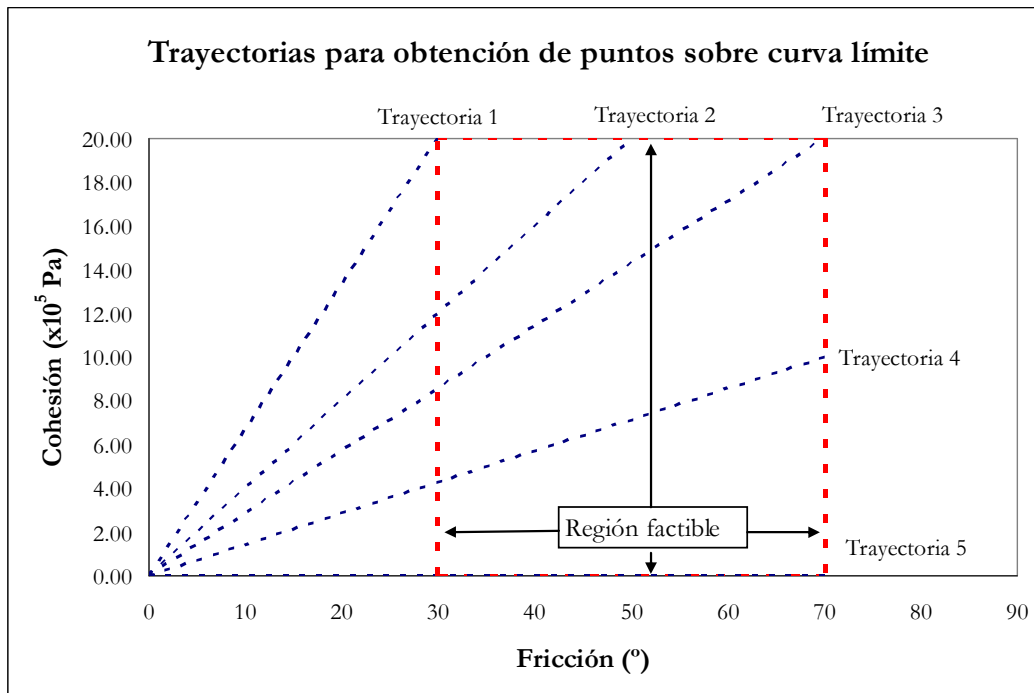


Figura 13.20: Trayectorias para obtención de puntos sobre curva límite para 2 variables aleatorias.

Ajuste estadístico a los puntos obtenidos

A continuación se realiza el ajuste estadístico de regresión lineal por mínimos cuadrados, con el objetivo de estimar la ecuación de la curva límite para el modelo de sólido deformable. El modelo lineal ajustado es del tipo descrito por (13.8).

$$c_{lim} = a_0 + a_1 \operatorname{tg}(\varphi) = a_0 + a_1 \cdot x = y \tag{13.8}$$

La variable independiente es la definida en (13.9).

$$x = \operatorname{tg}(\varphi) \tag{13.9}$$

Se obtiene, además de la recta ajustada, los límites superior e inferior correspondientes a un intervalo de confianza del 95% (es decir, $1 - \alpha = 0.95$), mediante (13.10). Se obtiene, además, una estimación del porcentaje de variabilidad de la variable dependiente explicado por el modelo mediante el estadístico R^2 . Cuando más próximo a 1 el valor de R^2 , mayor es la variabilidad explicada con el modelo.

$$\begin{aligned} \hat{c}_{\text{sup},95\%} &= \hat{c} + t_{\alpha/2,\nu} \cdot \sqrt{\hat{\text{Var}}(\hat{c})} \\ \hat{c}_{\text{inf},95\%} &= \hat{c} - t_{\alpha/2,\nu} \cdot \sqrt{\hat{\text{Var}}(\hat{c})} \end{aligned} \quad (13.10)$$

donde:

- $\hat{c}_{\text{sup},95\%}$: Valor superior de la cohesión estimado con un nivel de confianza del 95%
- $\hat{c}_{\text{inf},95\%}$: Valor inferior de la cohesión estimado con un nivel de confianza del 95%
- \hat{c} : Valor de la cohesión estimado, para un determinado valor de $\text{tg}(\varphi)$
- $t_{\alpha/2,\nu}$: Punto de la distribución t de Student con ν grados de libertad correspondiente a una probabilidad de la cola de $\alpha/2 = 0.025$
- $\hat{\text{Var}}(\hat{c})$: Varianza de la estimación de la cohesión

Estimación de la probabilidad de fallo

Una vez estimada la curva límite y sus límites superior e inferior para un nivel de confianza determinado, la probabilidad de fallo se estima mediante el método de Monte Carlo generando de forma aleatoria pares de valores de las variables y verificando si se encuentran por encima o por debajo la curva límite y de los correspondientes intervalos de confianza. De este modo se obtiene tres valores de probabilidad de fallo: el calculado con la curva límite y considerado como más probable, y dos valores, uno inferior y otro superior, correspondientes al intervalo de confianza con el que se haya obtenido la curva límite.

La longitud de la muestra generada por Monte Carlo se considera suficiente cuando la desviación típica de la probabilidad estimada es inferior en un orden de magnitud a la propia probabilidad estimada.

13.3.4.3.- Aplicación al caso de dos variables aleatorias independientes

En el escenario hidrológico se tiene siete niveles de embalse. Para los niveles de embalse de 268 y 300 m.s.n.m. no se ha realizado ningún cálculo de puntos sobre curva límite, puesto que la probabilidad de fallo es cero, al pertenecer todo el dominio factible a la región segura, como se deduce de la aplicación del método de Hasofer-Lind.

Para los niveles de embalse 313, 320 y 322.50 m.s.n.m. se ha aplicado el método expuesto, con los resultados que a continuación se detallan.

Para los niveles de embalse de 326 y 331.70 m.s.n.m. tampoco ha sido necesario obtener puntos sobre la curva límite, puesto que la probabilidad de fallo es uno, al pertenecer todo el dominio factible a la región de fallo.

En el Cuadro 13.13 se recoge los puntos obtenidos con el modelo de sólido elástico para los niveles de 313, 320 y 322.50 m.s.n.m. En el Cuadro 13.14 se recogen los resultados del ajuste realizado para estos tres niveles.

Cuadro 13.13. Modelo de sólido elástico. Puntos sobre curvas límite. ($\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa)

| | Nivel 313.00 m.s.n.m. | | Nivel 320.00 m.s.n.m. | | Nivel 322.50 m.s.n.m. | |
|-----------|-----------------------|--------------------|-----------------------|--------------------|-----------------------|--------------------|
| | Φ_{lim} | C_{lim} | Φ_{lim} | C_{lim} | Φ_{lim} | C_{lim} |
| | (°) | (Pa) | (°) | (Pa) | (°) | (Pa) |
| Trayect 1 | 4.92 | 3.28×10^5 | 7.27 | 4.84×10^5 | 12.89 | 8.59×10^5 |
| Trayect 2 | 7.42 | 2.97×10^5 | 10.55 | 4.22×10^5 | 19.92 | 7.97×10^5 |
| Trayect 3 | 9.57 | 2.73×10^5 | 12.85 | 3.67×10^5 | 24.88 | 7.11×10^5 |
| Trayect 4 | 14.77 | 2.11×10^5 | 21.33 | 3.05×10^5 | 32.27 | 4.61×10^5 |
| Trayect 5 | 31.33 | 0.00 | 36.64 | 0.00 | 54.14 | 0.00 |

Cuadro 13.14. Ajuste de curvas límite del modelo de sólido deformable por regresión lineal.

($\sigma_{t,i} = 9 \times 10^5$ Pa)

| Nivel de embalse (m.s.n.m.) | Parámetros del modelo | | | |
|--------------------------------|-----------------------|------------------------|---------|-----------------------|
| | a_0 (Pa) | a_1 (Pa) | R^2 | σ_g (Pa) |
| 313.00 | 3.78791×10^5 | -6.24268×10^5 | 0.99970 | 0.02630×10^5 |
| 320.00 | 5.68071×10^5 | -7.53195×10^5 | 0.98549 | 0.26208×10^5 |
| 322.50 | 1.03368×10^6 | -7.62589×10^5 | 0.97695 | 0.65459×10^5 |

A continuación se recoge de forma gráfica el proceso seguido para el ajuste.

Nivel 313

Los puntos obtenidos para este nivel se recogen en la Figura 13.21 en el plano φ -c.

A continuación se dibujan dichos puntos en el plano $\text{tg}(\varphi)$ -c, incluyendo la recta correspondiente al modelo de equilibrio límite, para comparar su posición respecto a este modelo, como se recoge en la Figura 13.22.

El siguiente paso es realizar el ajuste estadístico de una recta a los 5 puntos obtenidos. Los cálculos se han realizado mediante una herramienta comercial de cálculo por ordenador, obteniendo un valor del estadístico R^2 de 0.99970, lo que supone un buen ajuste, indicando que el modelo lineal es correcto. La recta ajustada se muestra en la Figura 13.23.

La ecuación de la recta ajustada en el plano $\text{tg}(\varphi)$ -c, se transforma en una curva en el plano φ -c. En la Figura 13.24 se muestran las curvas límite correspondientes al Modelo Base y al Modelo Avanzado.

En la Figura 13.25 se recoge el ajuste realizado en el plano φ -c, y se dibujan además los límites superior e inferior correspondientes a un nivel de confianza del 95%.

En la Figura 13.26 se muestra la posición de la curva límite respecto de la nube de puntos generada correspondiente a las dos variables aleatorias consideradas.

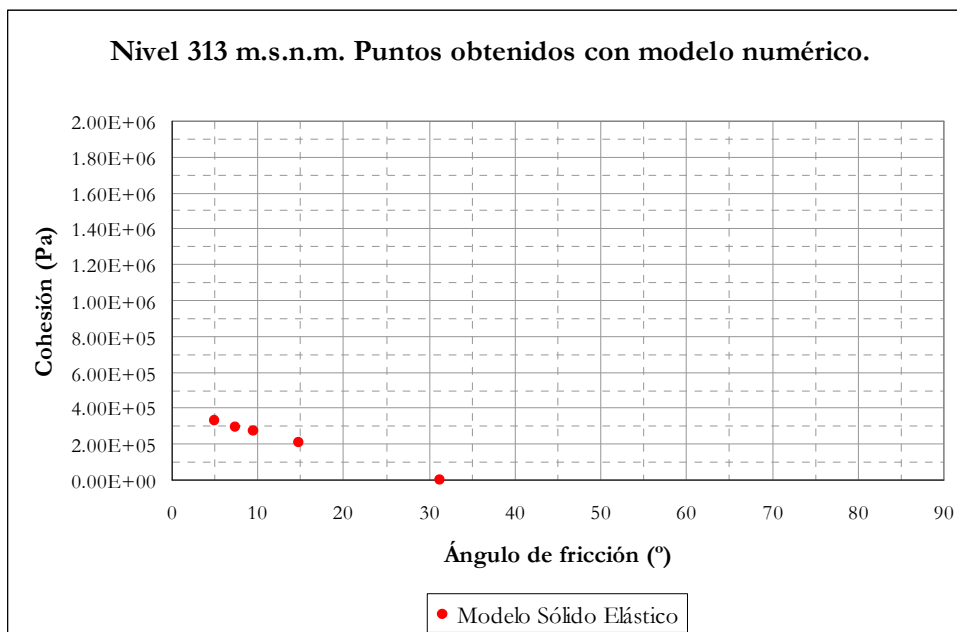


Figura 13.21: Puntos límite con modelo de sólido elástico. Nivel 313.00 m.s.n.m.

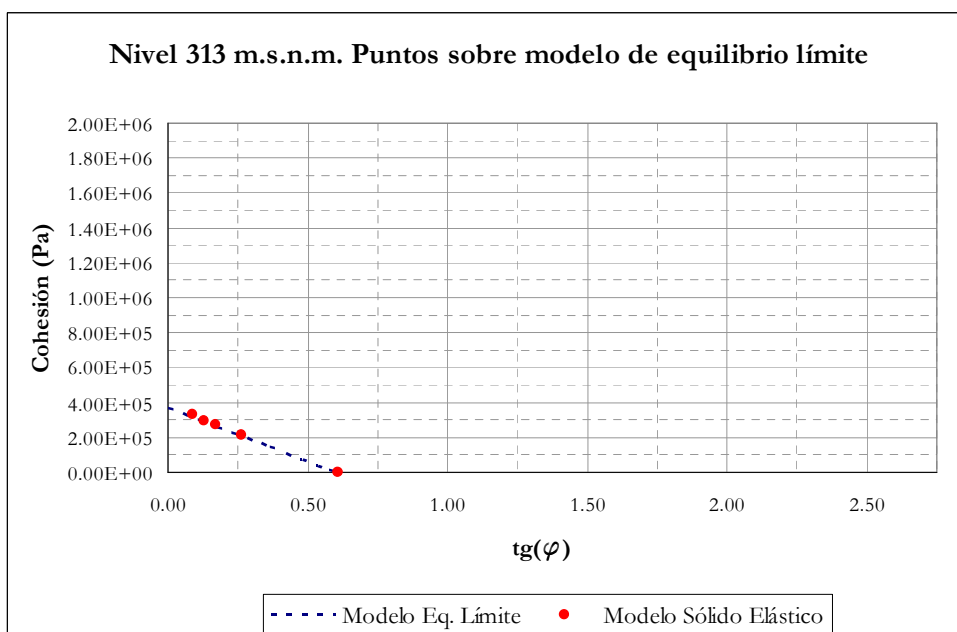


Figura 13.22: Puntos límite con modelo de sólido elástico sobre curva límite del modelo de equilibrio límite. Nivel 313.00 m.s.n.m.

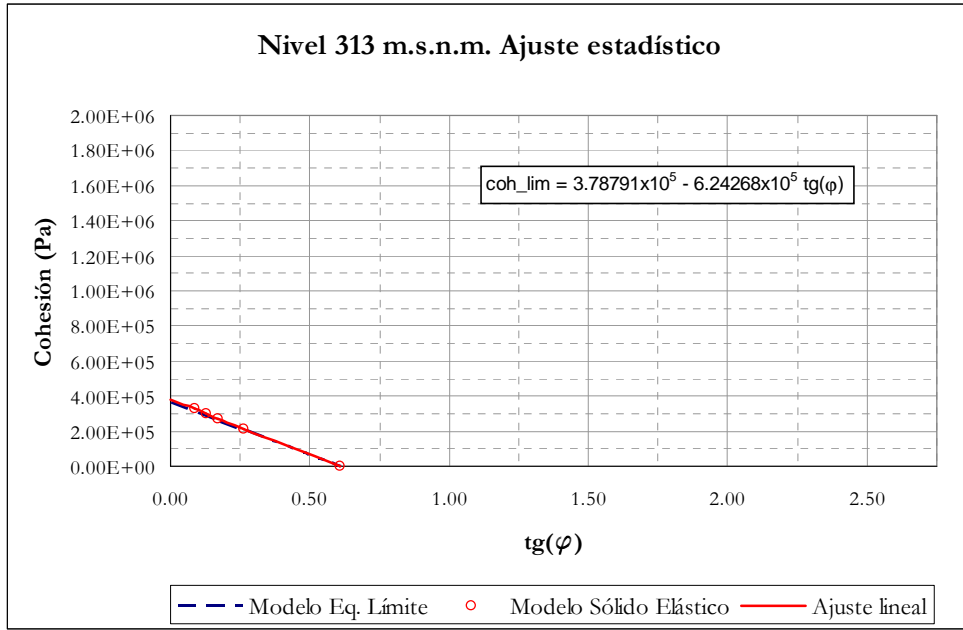


Figura 13.23: Ajuste de curva límite $tg(\varphi)$ -c con modelo de sólido elástico. Nivel 313.00 m.s.n.m.

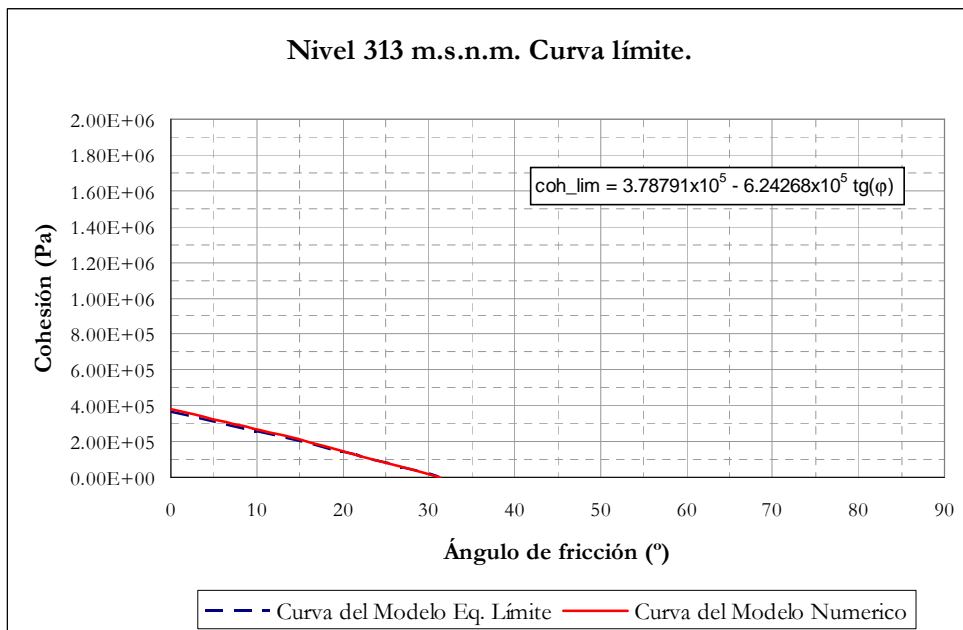


Figura 13.24: Ajuste de curva límite φ -c con modelo de sólido elástico. Nivel 313.00 m.s.n.m.

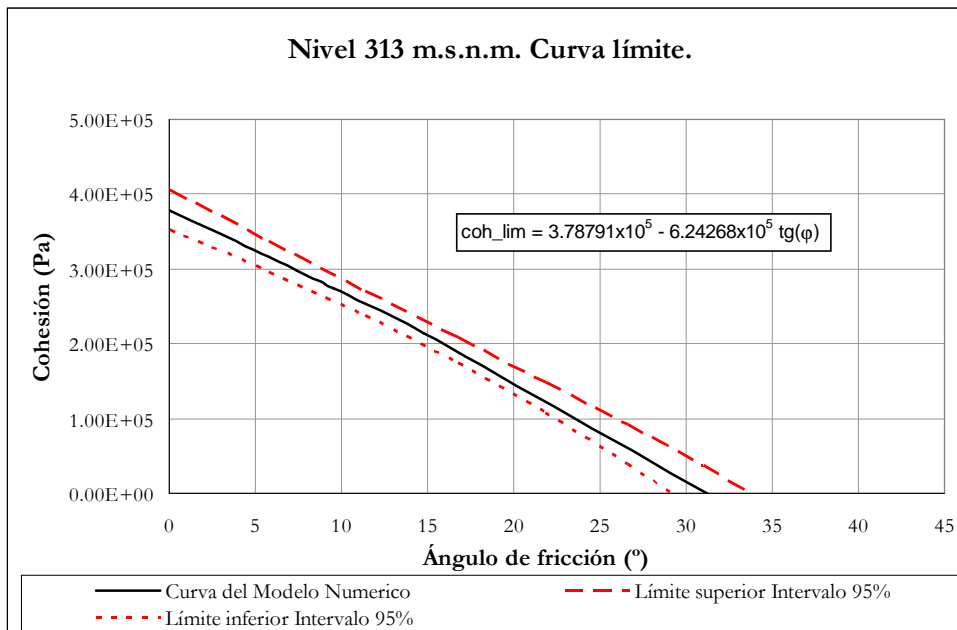


Figura 13.25: Curva límite φ -c con modelo de sólido elástico e intervalos de confianza. Nivel 313.00 m.s.n.m.

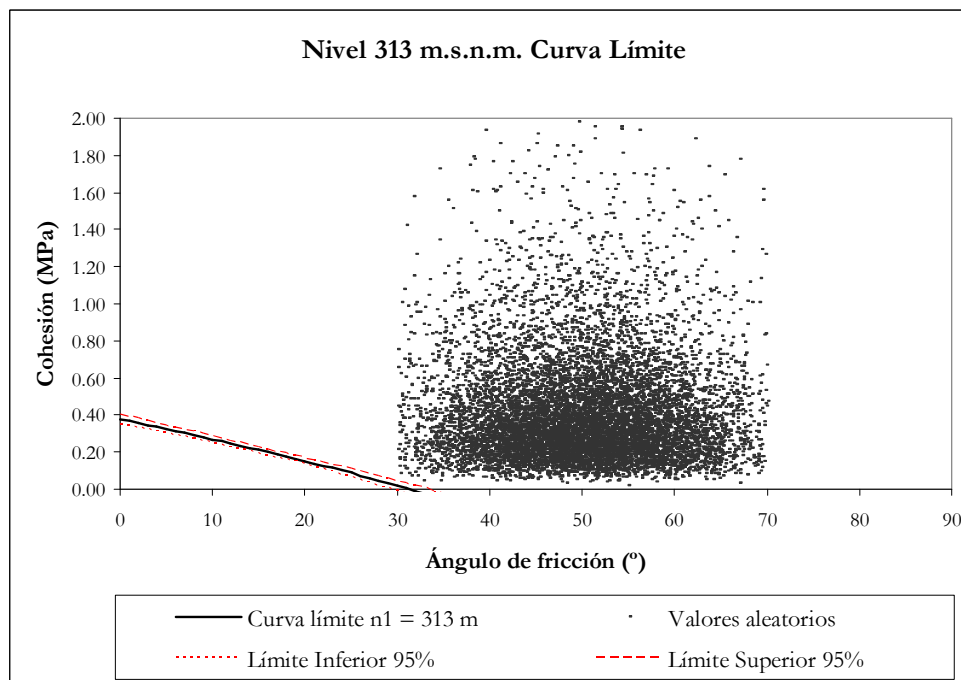


Figura 13.26: Nube de puntos. Variables sin correlación. Nivel 313.00 m.s.n.m.

Nivel 320

Los puntos obtenidos para este nivel se recogen en la Figura 13.27 en el plano φ -c. En la Figura 13.28 se dibujan dichos puntos en el plano $\text{tg}(\varphi)$ -c, incluyendo la recta correspondiente al modelo de equilibrio límite. La recta ajustada se muestra en la Figura 13.29. En la Figura 13.30 se muestran las curvas límite en el plano φ -c. En la Figura 13.31 se recoge el ajuste realizado en el plano φ -c, y se dibujan además los límites superior e inferior correspondientes a un nivel de confianza del 95%. Finalmente, en la Figura 13.32 se muestra la posición de la curva límite respecto de la nube de puntos generada correspondiente a las dos variables aleatorias consideradas.

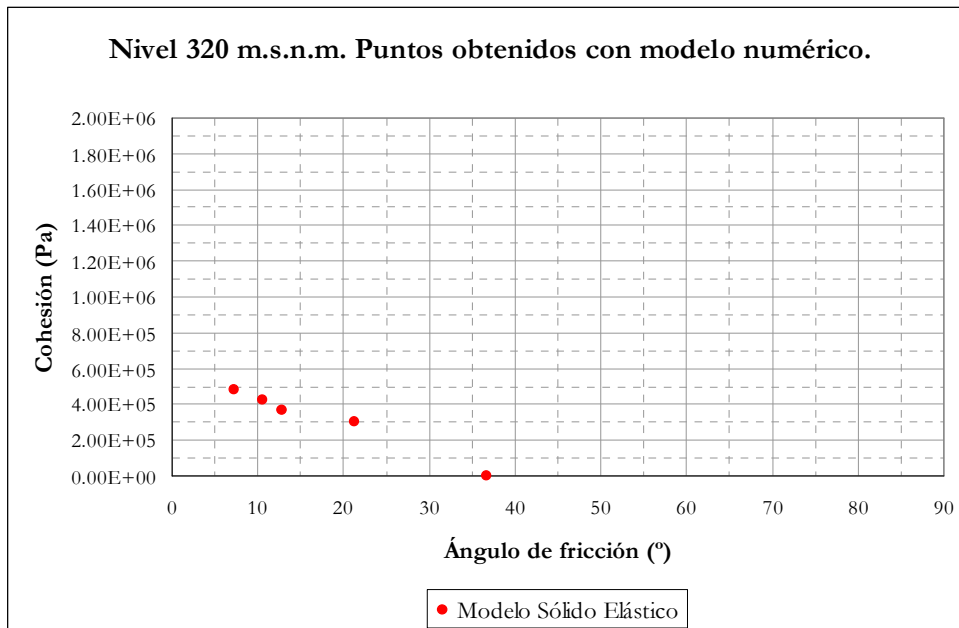


Figura 13.27: Puntos límite con modelo de sólido elástico. Nivel 320.00 m.s.n.m.

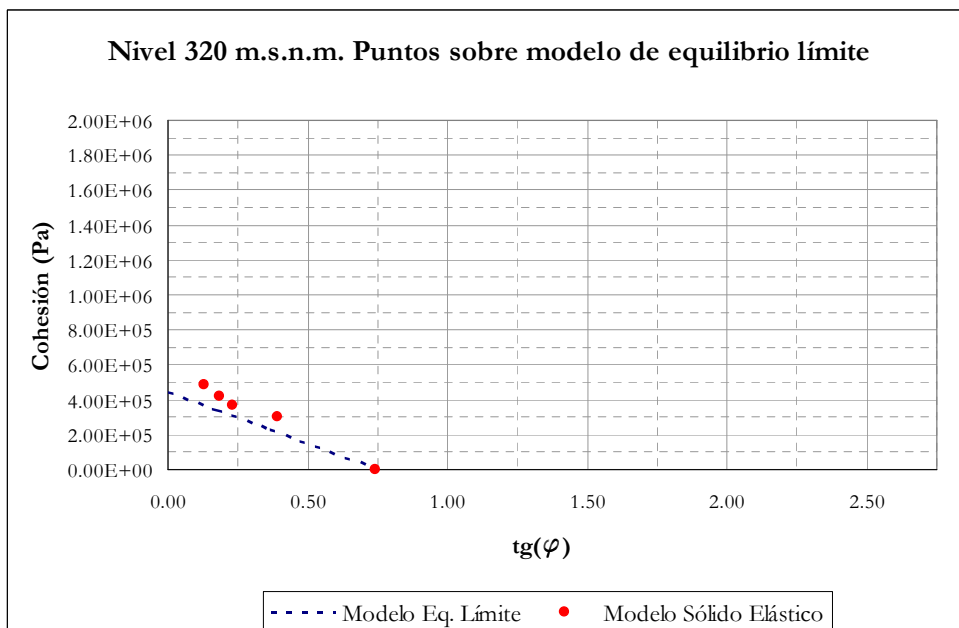


Figura 13.28: Puntos límite con modelo de sólido elástico sobre curva límite del modelo de equilibrio límite. Nivel 320.00 m.s.n.m.

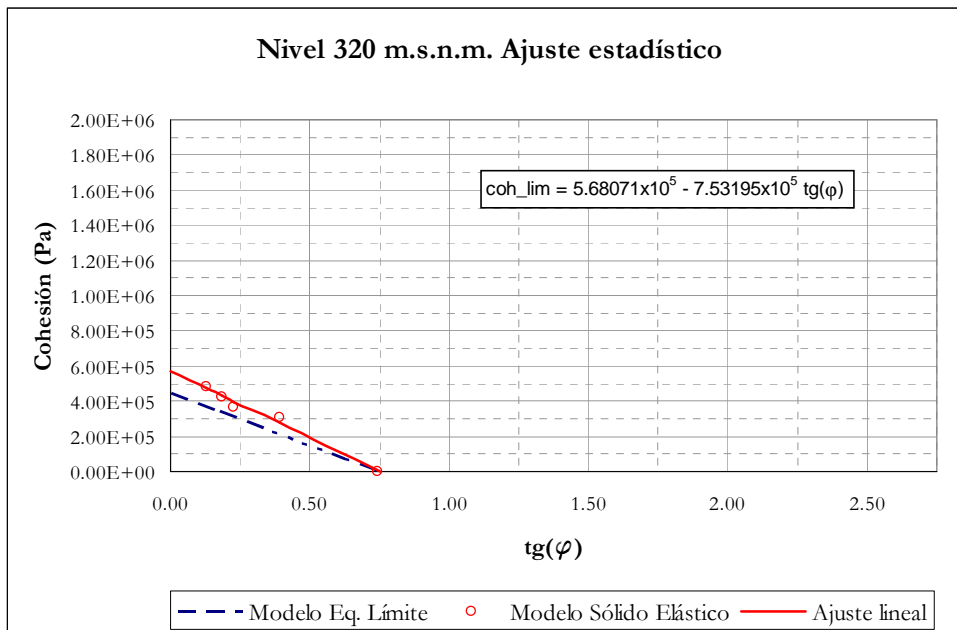


Figura 13.29: Ajuste de curva límite $\operatorname{tg}(\varphi)$ -c con modelo de sólido elástico. Nivel 320.00 m.s.n.m.

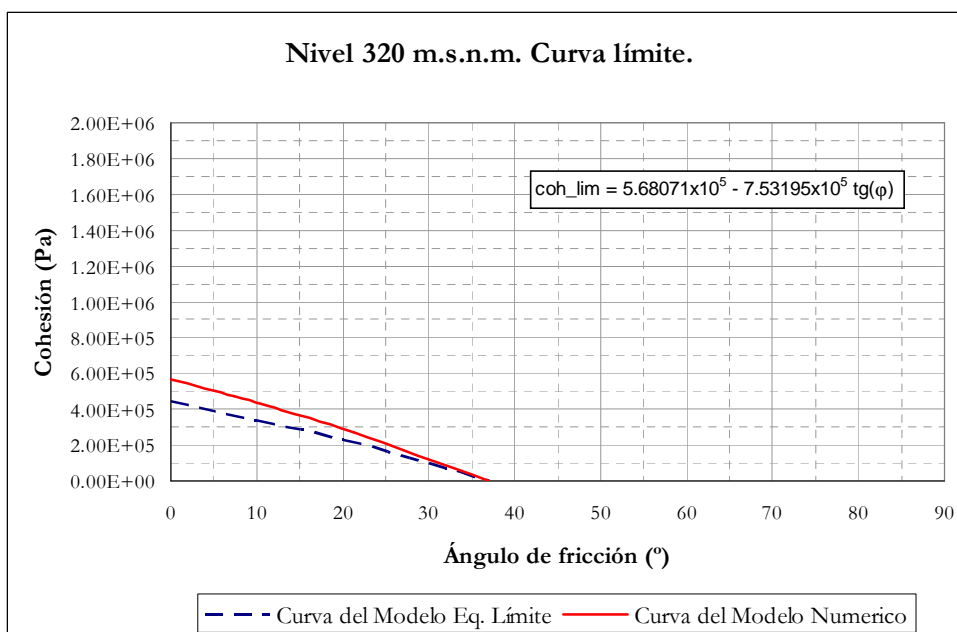


Figura 13.30: Ajuste de curva límite φ -c con modelo de sólido elástico. Nivel 320.00 m.s.n.m.

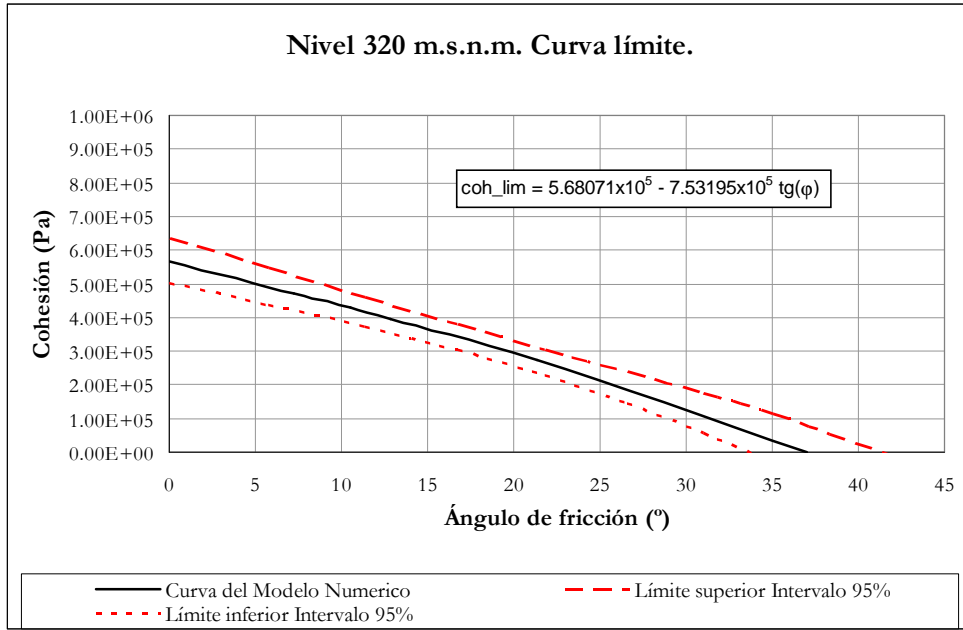


Figura 13.31: Curva límite φ -c con modelo de sólido elástico e intervalos de confianza. Nivel 320.00 m.s.n.m.

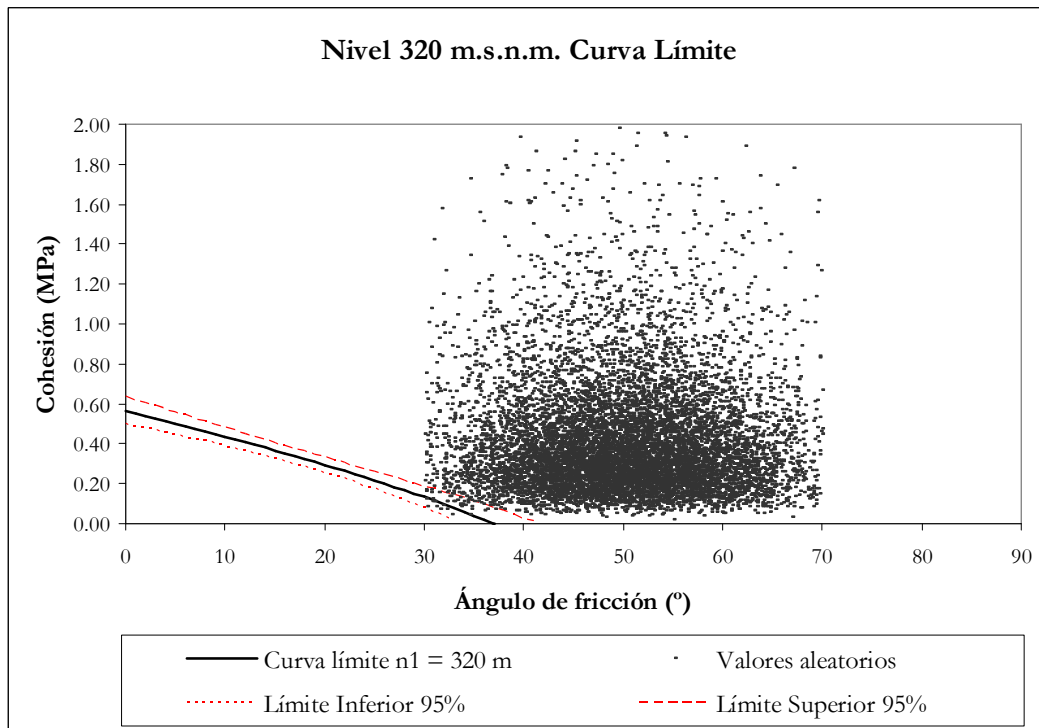


Figura 13.32: Nube de puntos. Variables sin correlación. Nivel 320.00 m.s.n.m.

Nivel 322.50

Los puntos obtenidos para este nivel se recogen en la Figura 13.33 en el plano φ -c. En la Figura 13.34 se dibujan dichos puntos en el plano $\text{tg}(\varphi)$ -c, incluyendo la recta correspondiente al modelo de equilibrio límite. La recta ajustada se muestra en la Figura 13.35. En la Figura 13.36 se muestran las curvas límite en el plano φ -c. En la Figura 13.37 se recoge el ajuste realizado en el plano φ -c, y se dibujan además los límites superior e inferior correspondientes a un nivel de confianza del 95%. Finalmente, en la Figura 13.38 se muestra la posición de la curva límite respecto de la nube de puntos generada correspondiente a las dos variables aleatorias consideradas.

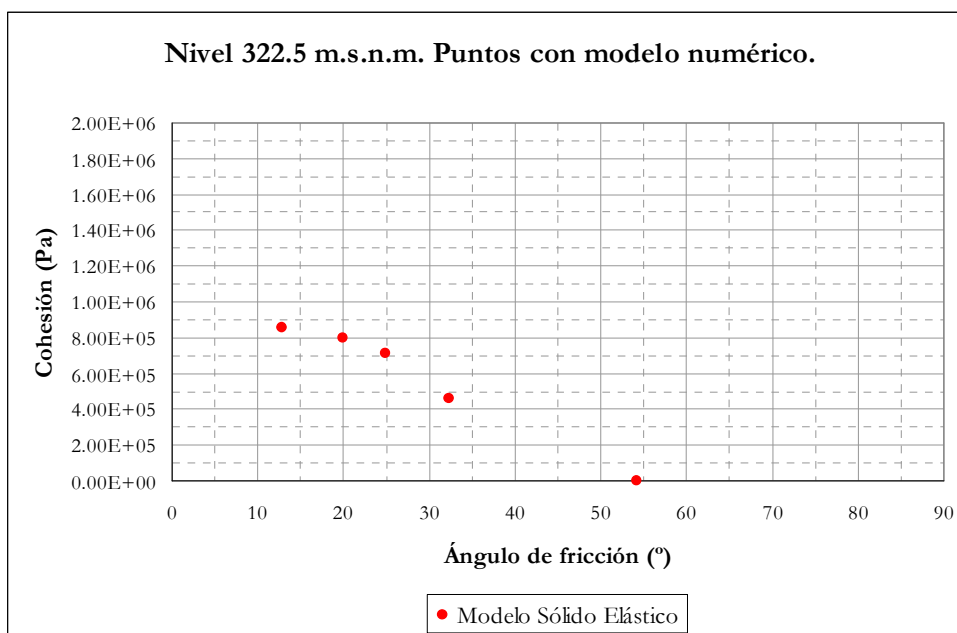


Figura 13.33: Puntos límite con modelo de sólido elástico. Nivel 322.50 m.s.n.m.

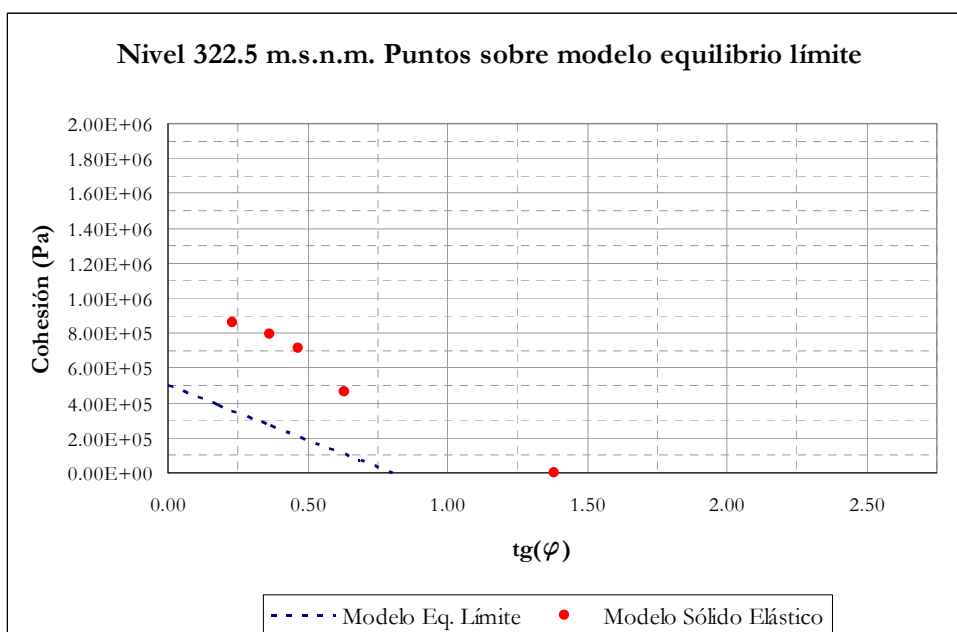


Figura 13.34: Puntos límite con modelo de sólido elástico sobre curva límite del modelo de equilibrio límite. Nivel 322.50 m.s.n.m.

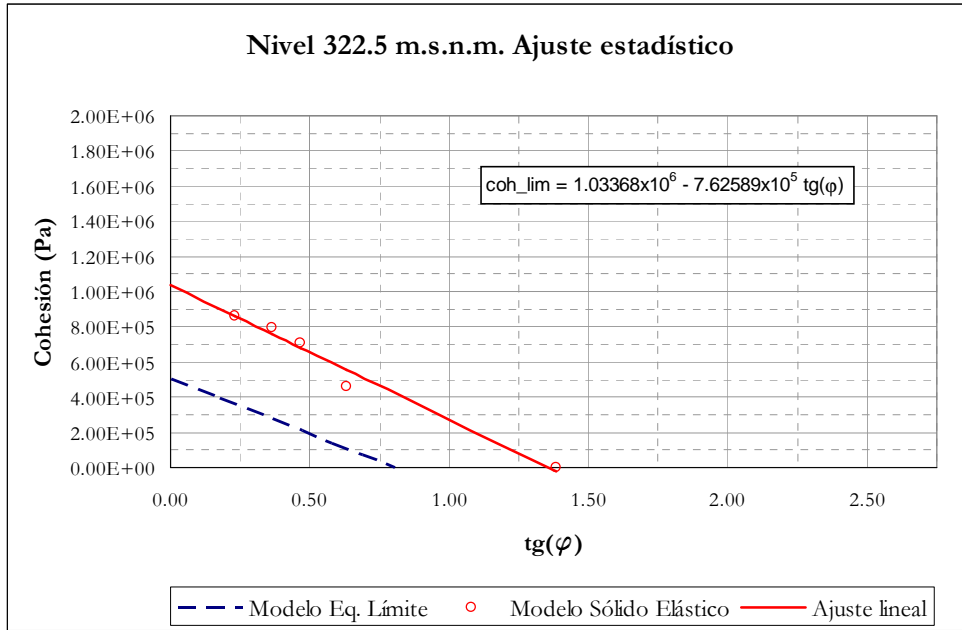


Figura 13.35: Ajuste de curva límite $\operatorname{tg}(\varphi)$ -c con modelo de sólido elástico. Nivel 322.50 m.s.n.m.

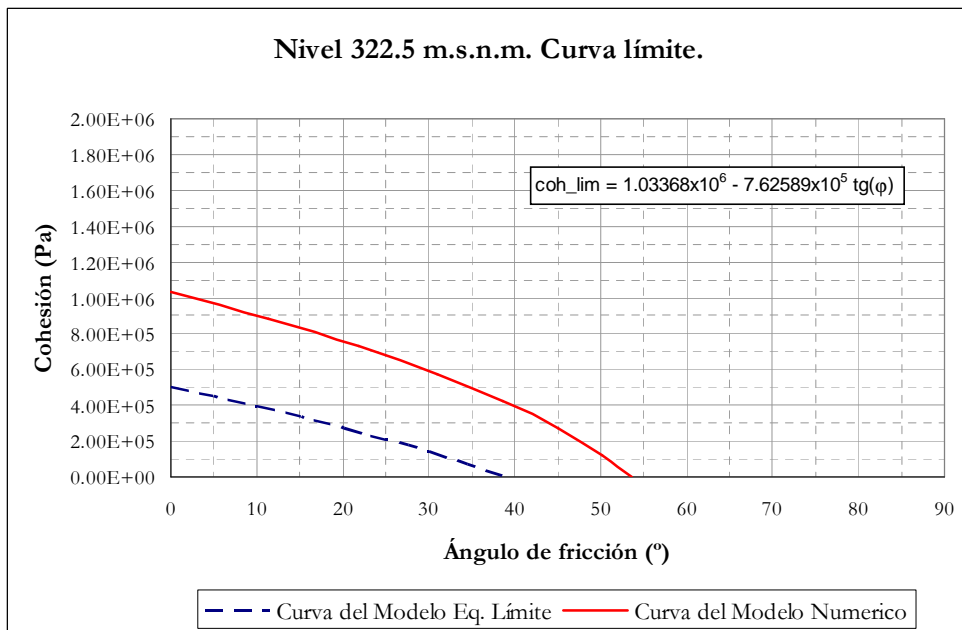


Figura 13.36: Ajuste de curva límite φ -c con modelo de sólido elástico. Nivel 322.50 m.s.n.m.

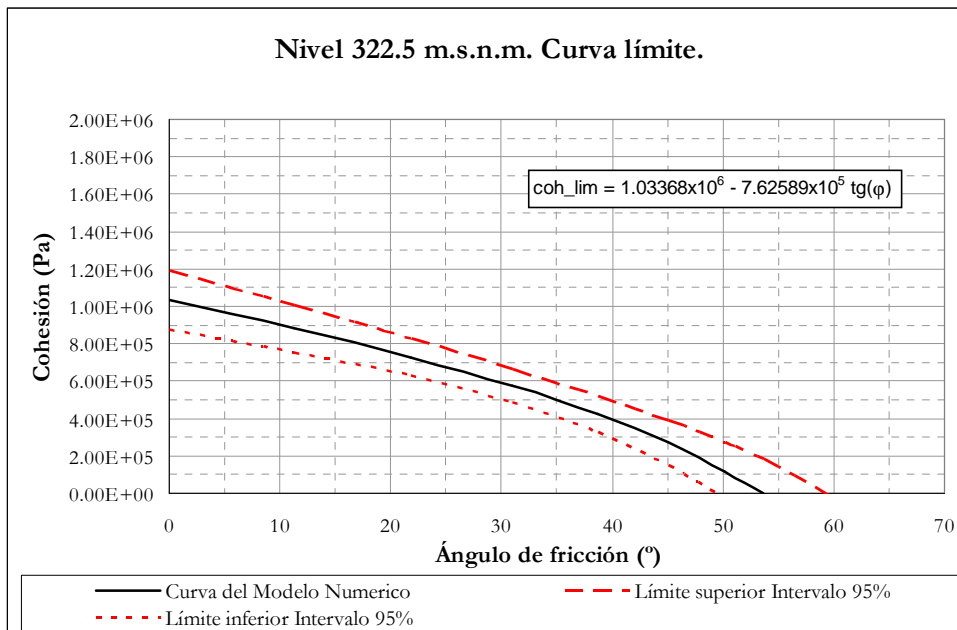


Figura 13.37: Curva límite φ -c con modelo de sólido elástico e intervalos de confianza. Nivel 322.50 m.s.n.m.

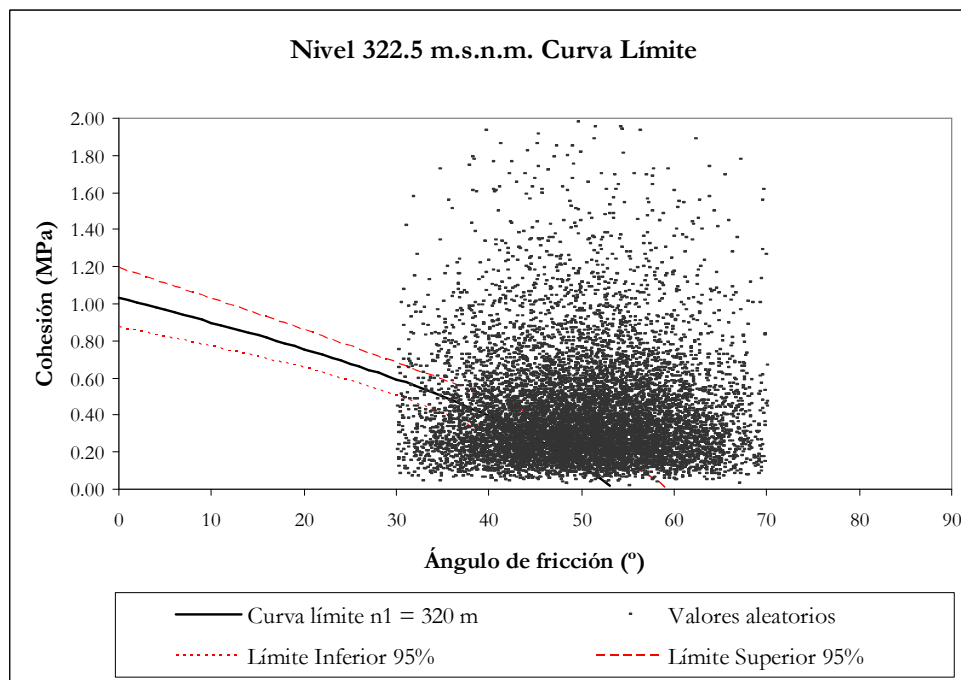


Figura 13.38: Nube de puntos. Variables sin correlación. Nivel 322.50 m.s.n.m.

13.3.4.4.- Probabilidades condicionales obtenidas

De este modo, con solamente 5 cálculos con el modelo numérico de sólido deformable para cada nivel de embalse, se está en condiciones de estimar la probabilidad de fallo por el método de Monte Carlo, de forma totalmente análoga a como se hizo en el Capítulo 12, es decir, generando aleatoriamente N vectores aleatorios de orden n ($n=2$ en este caso), y evaluando si el punto definido por el par de valores aleatorios (ϕ, c) ; $i=1, \dots, N$; se encuentra en la región de fallo definida por la curva límite obtenida.

En el Cuadro 13.15 se recogen los resultados obtenidos.

Cuadro 13.15. Probabilidades condicionales de fallo. Modelo de sólido elástico. Método de Monte Carlo – Curvas límite con 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Número de experimentos | Número de fallos | Probabilidad condicional de fallo | Desviación típica de P_f |
|--------------------|-------------------|------------------------|------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| n_1 | n_2 | N | N_{fallos} | $P_f = \frac{N_{fallos}}{N}$ | $\sigma_{\hat{P}_f}$ |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 | 266.00 | - | - | 0.00 | - |
| 300.00 | 266.00 | - | - | 0.00 | - |
| 313.00 | 266.00 | 10,000,000 | 0 | $<1.00 \times 10^{-7}$ | - |
| 320.00 | 266.00 | 100,000 | 119 | 1.19×10^{-3} | 1.09×10^{-4} |
| 322.50 | 266.00 | 100,000 | 22,504 | 2.25×10^{-1} | 1.32×10^{-3} |
| 326.00 | 266.00 | - | - | 1.00 | - |
| 331.70 | 266.00 | - | - | 1.00 | - |

13.3.4.5.- Análisis de los resultados obtenidos

Como se observa, las probabilidades obtenidas mediante técnicas de nivel 3, sobre la base de un modelo numérico de sólido elástico son sensiblemente superiores a las obtenidas empleando la misma técnica sobre un modelo más sencillo de de equilibrio límite.

Para el nivel de embalse de 313 m, correspondiente al umbral del aliviadero, la probabilidad de fallo obtenido es tres órdenes de magnitud superior con el modelo de sólido deformable.

Conforme los niveles se aproximan al Nivel Máximo Normal de embalse (nivel 320.00 m.s.n.m.) las probabilidades convergen.

A partir de este punto vuelve a producirse una divergencia, puesto que el uso del modelo numérico proporciona valores muy altos de la probabilidad de fallo por encima de este nivel, llegando a probabilidades de rotura unidad para los dos niveles mayores analizados, de 326 m y 331.70 m.

En la Figura 13.39 se adjunta la gráfica Niveles – Probabilidades obtenida con métodos de Nivel 3 sobre la base de ambos modelos de comportamiento y en la Figura 13.40 la comparativa con las probabilidades obtenidas mediante los métodos de Nivel 2.

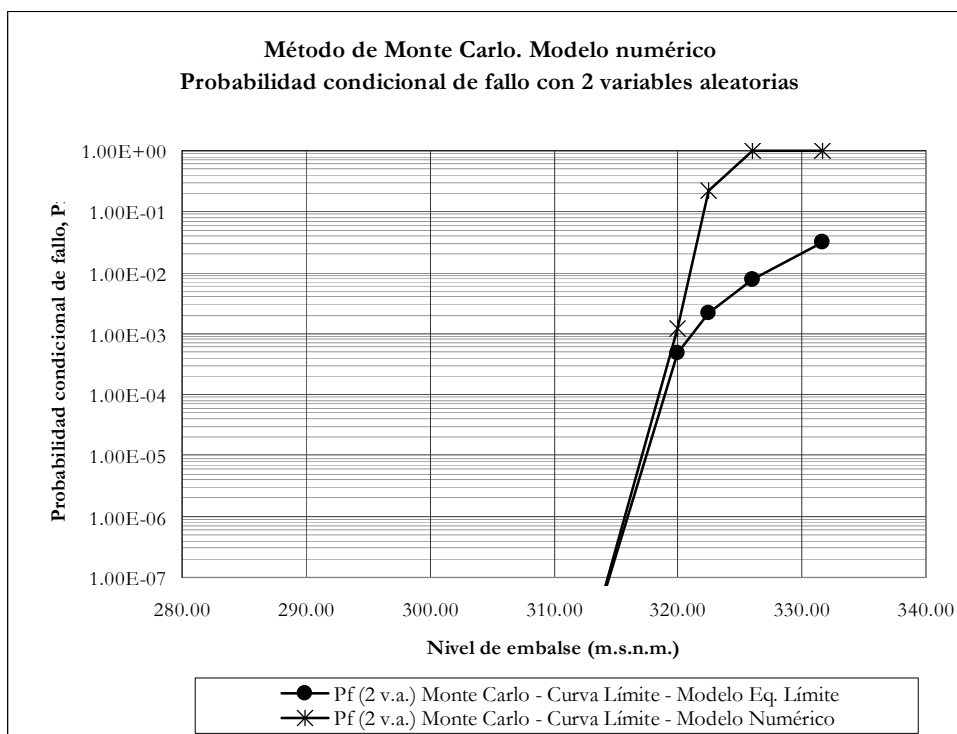


Figura 13.39: Método de Monte Carlo. Probabilidad de fallo con 2 variables aleatorias con curvas límite. Comparación de resultados con modelo de sólido elástico y modelo de equilibrio límite.

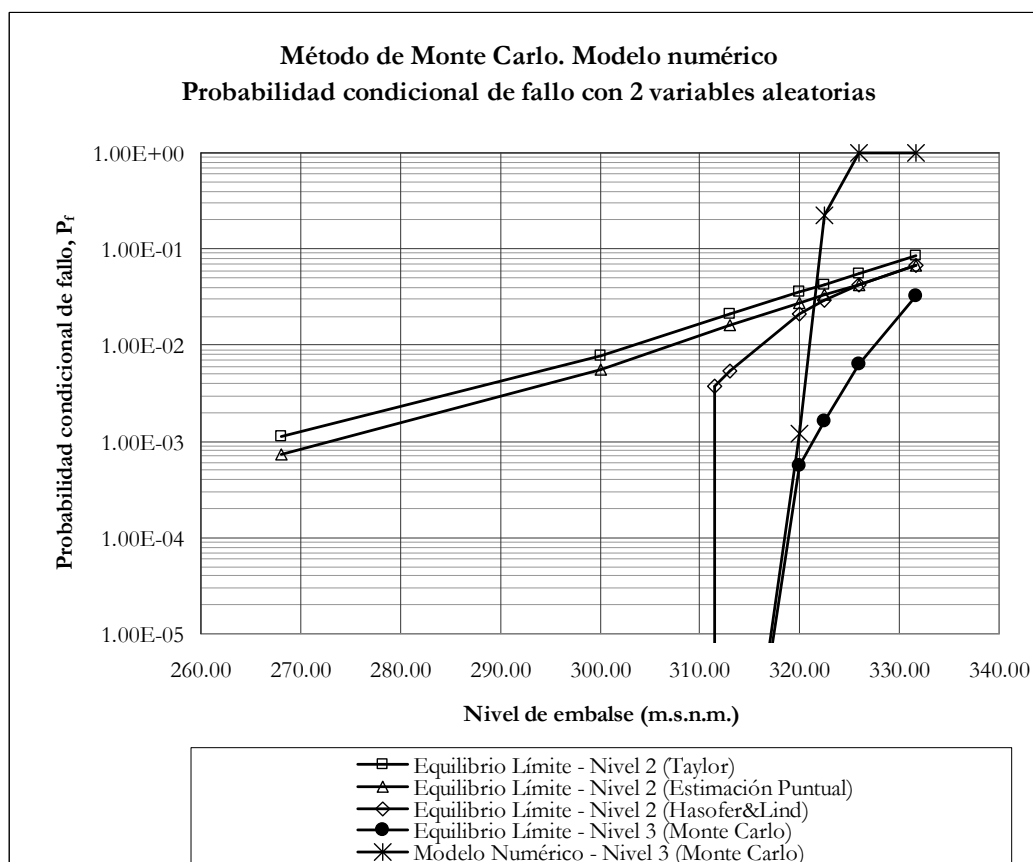


Figura 13.40: Método de Monte Carlo. Probabilidad de fallo para 2 variables aleatorias utilizando las curvas límite con el modelo de sólido elástico. Comparación con los métodos de Nivel 2.

13.4.- Escenario sísmico

13.4.1.- Niveles de embalse y aceleraciones sísmicas de cálculo

Los niveles de embalse y las aceleraciones sísmicas consideradas para el análisis son las mismas utilizadas con el modelo de equilibrio límite, recogidas en el Capítulo 12.

13.4.2.- Análisis de Nivel 1 (coeficientes de seguridad)

13.4.2.1.- Variables consideradas

Las variables consideradas para el análisis sísmico son las recogidas en los cuadros 13.16. a 13.19.

Cuadro 13.16: Presa. Variables consideradas en el modelo numérico de sólido deformable elástico. Nivel 1.

| Variable | Valor | Observaciones |
|-------------------------|------------------------|---------------------------|
| Densidad del hormigón | 2350 kg/m ³ | Valor medio |
| Módulo de elasticidad | 15000 GPa | Valor deducido de ensayos |
| Coefficiente de Poisson | 0.24 | Valor deducido de ensayos |

Cuadro 13.17: Cimiento. Variables consideradas en el modelo numérico de sólido deformable elástico. Nivel 1.

| Variable | Valor | Observaciones |
|-------------------------|------------------------|---------------------------|
| Densidad del cimiento | 2350 kg/m ³ | Valor medio |
| Módulo de elasticidad | 5.45 GPa | Valor medio (saturado) |
| Coefficiente de Poisson | 0.26 | Valor deducido de ensayos |

Cuadro 13.18: Contacto presa-cimiento. Variables consideradas en el modelo. Nivel 1.

| Variable | Valor | Observaciones |
|------------------------|--------------------------|---------------|
| Ángulo de fricción | 50° | Valor de pico |
| Cohesión | 4.18×10 ⁵ Pa. | Valor de pico |
| Resistencia a tracción | 9.00×10 ⁵ Pa | Valor medio |

Cuadro 13.19: Acciones consideradas en el modelo de sólido deformable elástico para Nivel 1.

| Variable | Observaciones |
|-------------------------|---|
| Peso propio de la presa | Valor medio de la densidad del hormigón 2350 kg/m ³ |
| Empuje hidráulico | 4 niveles de embalse: 268, 300, 313 y 320 (N.M.N.) |
| Acción sísmica | 6 casos de aceleración sísmica |
| Subpresión | Con pantalla de drenaje, drenes eficaces (K=0.37) y subpresión bajo pie de aguas arriba igual al nivel de embalse, si $n_1 < \text{NMN}$ e intermedia si $n_1 > \text{NMN}$ ($\alpha=0.5$). |
| Empuje de sedimentos | Con peso específico de 8567 N/m ³ , 7.75 m de altura (257.25 m.s.n.m.) y coeficiente de empuje de $K_E = 0.415$ |

13.4.2.2.- Método de cálculo del coeficiente de seguridad

Se utiliza el mismo método de degradación de los parámetros resistentes (ángulo de fricción y cohesión) empleado en el Escenario Hidrológico.

13.4.2.3.- Coeficientes de seguridad obtenidos

De manera análoga al escenario hidrológico, se ha realizado los cálculos correspondientes a los niveles y aceleraciones sísmicas del Modelo de Riesgo. Partiendo de los valores medios adoptados para los parámetros de fricción y de cohesión, mediante el proceso secuencial de degradación de parámetros ya descrito, se lleva al sistema hasta la situación de fallo, pudiendo evaluar el coeficiente de seguridad correspondiente, FS, como la relación entre los parámetros en el estado inicial y en situación de fallo. En el Cuadro 13.20 se muestran los resultados obtenidos.

Cuadro 13.20. Resultados Escenario sísmico. Modelo elástico. Nivel 1 ($\sigma_{ti} = 9 \times 10^5$ Pa)

| Coeficiente de seguridad, FS | | | | | | | |
|------------------------------|-------------------|------------------------|-------|-------|------|----------|----------|
| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Escenario sísmico, a/g | | | | | |
| n_1 | n_2 | 0.01 | 0.03 | 0.06 | 0.12 | 0.24 | 0.48 |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | | | |
| 268.00 | 266.00 | 42.66 | 25.60 | 18.29 | 9.85 | 5.57 | 2.61 |
| 300.00 | 266.00 | 4.13 | 3.88 | 3.46 | 2.84 | 2.17 | 1.22 |
| 313.00 | 266.00 | 2.61 | 2.42 | 2.25 | 1.86 | 1.35 | 0.71 (*) |
| 320.00 | 266.00 | 1.71 | 1.71 | 1.62 | 1.41 | 0.71 (*) | 0.71 (*) |

(*) En estos casos, se ha comprobado que no hay ningún punto (ϕ, c) en la región factible que equilibre la presa, puesto que ni siquiera se estabiliza para el valor máximo (70° ; 20×10^5 Pa). Si se prolonga la trayectoria de degradación hacia valores crecientes del ángulo de fricción y de la cohesión, el límite de la región factible se alcanza en el punto (70° ; 5.85×10^5 Pa). Se ha utilizado este punto para asignar un valor al FS

13.4.2.4.- Comparativa con los resultados obtenidos con el modelo de equilibrio límite

Como se puede observar en los cuadros 13.21 a 13.26, los coeficientes de seguridad obtenidos con el modelo de sólido elástico son siempre inferiores a los que se obtuvieron con el modelo más sencillo de equilibrio límite, si bien el rango de valores es bastante similar.

Únicamente para el caso $a/g = 0.24$ y nivel de embalse 320 m, se da la situación en la que el modelo de equilibrio límite predice estabilidad (FS = 1.34) mientras que el modelo de sólido elástico indica que se produce deslizamiento.

Cuadro 13.21. Comparativa de resultados Escenario sísmico ($a/g = 0.01$). Nivel 1 ($\sigma_{ti} = 9 \times 10^5$ Pa)

| Coeficiente de seguridad, FS | | | |
|------------------------------|-------------------|---------------------------------|------------------------|
| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Escenario sísmico, $a/g = 0.01$ | |
| n_1 | n_2 | Modelo Equilibrio Límite | Modelo Sólido Elástico |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | |
| 268.00 | 266.00 | 53.38 | 42.66 |
| 300.00 | 266.00 | 4.81 | 4.13 |
| 313.00 | 266.00 | 3.02 | 2.61 |
| 320.00 | 266.00 | 2.45 | 1.71 |

Cuadro 13.22. Comparativa de resultados Escenario sísmico ($a/g = 0.03$). Nivel 1 ($\sigma_{ti} = 9 \times 10^5$ Pa)

| Coeficiente de seguridad, FS | | | |
|------------------------------|-------------------|---------------------------------|------------------------|
| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Escenario sísmico, $a/g = 0.03$ | |
| n_1 | n_2 | Modelo Equilibrio Límite | Modelo Sólido Elástico |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | |
| 268.00 | 266.00 | 33.84 | 25.60 |
| 300.00 | 266.00 | 4.48 | 3.88 |
| 313.00 | 266.00 | 2.86 | 2.42 |
| 320.00 | 266.00 | 2.29 | 1.71 |

Cuadro 13.23. Comparativa de resultados Escenario sísmico ($a/g = 0.06$). Nivel 1 ($\sigma_{ti} = 9 \times 10^5$ Pa)

| Coeficiente de seguridad, FS | | | |
|------------------------------|-------------------|---------------------------------|------------------------|
| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Escenario sísmico, $a/g = 0.06$ | |
| n_1 | n_2 | Modelo Equilibrio Límite | Modelo Sólido Elástico |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | |
| 268.00 | 266.00 | 21.73 | 18.29 |
| 300.00 | 266.00 | 4.05 | 3.46 |
| 313.00 | 266.00 | 2.65 | 2.25 |
| 320.00 | 266.00 | 2.09 | 1.62 |

Cuadro 13.24. Comparativa de resultados Escenario sísmico ($a/g = 0.12$). Nivel 1 ($\sigma_{ti} = 9 \times 10^5$ Pa)

| Coeficiente de seguridad, FS | | | |
|------------------------------|-------------------|---------------------------------|------------------------|
| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Escenario sísmico, $a/g = 0.12$ | |
| n_1 | n_2 | Modelo Equilibrio Límite | Modelo Sólido Elástico |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | |
| 268.00 | 266.00 | 12.52 | 9.85 |
| 300.00 | 266.00 | 3.38 | 2.84 |
| 313.00 | 266.00 | 2.27 | 1.86 |
| 320.00 | 266.00 | 1.77 | 1.41 |

Cuadro 13.25. Comparativa de resultados Escenario sísmico ($a/g = 0.24$). Nivel 1 ($\sigma_{ti} = 9 \times 10^5$ Pa)

| Coeficiente de seguridad, FS | | | |
|------------------------------|-------------------|---------------------------------|------------------------|
| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Escenario sísmico, $a/g = 0.24$ | |
| n_1 | n_2 | Modelo Equilibrio Límite | Modelo Sólido Elástico |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | |
| 268.00 | 266.00 | 6.61 | 5.57 |
| 300.00 | 266.00 | 2.50 | 2.17 |
| 313.00 | 266.00 | 1.64 | 1.35 |
| 320.00 | 266.00 | 1.34 | 0.71 (*) |

(*) En estos casos, se ha comprobado que no hay ningún punto (ϕ, c) en la región factible que equilibre la presa, puesto que ni siquiera se estabiliza para el valor máximo (70° ; 20×10^5 Pa). Si se prolonga la trayectoria de degradación hacia valores crecientes del ángulo de fricción y de la cohesión, el límite de la región factible se alcanza en el punto (70° ; 5.85×10^5 Pa). Se ha utilizado este punto para asignar un valor al FS

Cuadro 13.26. Comparativa de resultados Escenario sísmico ($a/g = 0.48$). Nivel 1 ($\sigma_{ti} = 9 \times 10^5$ Pa)

| Coeficiente de seguridad, FS | | | |
|------------------------------|-------------------|---------------------------------|------------------------|
| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Escenario sísmico, $a/g = 0.48$ | |
| n_1 | n_2 | Modelo Equilibrio Límite | Modelo Sólido Elástico |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | |
| 268.00 | 266.00 | 3.21 | 2.61 |
| 300.00 | 266.00 | 1.42 | 1.22 |
| 313.00 | 266.00 | 0.71 (*) | 0.71 (*) |
| 320.00 | 266.00 | 0.71 (*) | 0.71 (*) |

(*) En estos casos, se ha comprobado que no hay ningún punto (ϕ, c) en la región factible que equilibre la presa, puesto que ni siquiera se estabiliza para el valor máximo (70° ; 20×10^5 Pa). Si se prolonga la trayectoria de degradación hacia valores crecientes del ángulo de fricción y de la cohesión, el límite de la región factible se alcanza en el punto (70° ; 5.85×10^5 Pa). Se ha utilizado este punto para asignar un valor al FS

13.4.3.- Análisis de Nivel 2

Al igual que para el Escenario Hidrológico, se descarta realizar este tipo de análisis, por los motivos expuestos en el epígrafe 13.3.3.

13.4.4.- Análisis de Nivel 3

13.4.4.1.- Fundamentos y metodología

El proceso es totalmente análogo al descrito para el Escenario Hidrológico.

13.4.4.2.- Aplicación al caso de dos variables aleatorias independientes

En el escenario sísmico se discretiza la carrera de embalse en cuatro niveles: 268, 300, 313 y 320 m.s.n.m., y en seis aceleraciones sísmicas: 0.01g, 0.03g, 0.06g, 0.12g, 0.24g y 0.48g. Se trata, pues, de obtener 24 curvas límite. Ahora bien, tras un primer análisis con el modelo de sólido deformable, se comprueba que de las 24 curvas posibles solamente es preciso obtener 13.

En efecto, si se considera el nivel de embalse de 268 m, el análisis de una trayectoria de degradación con inicio en el punto (50°; 0 Pa) y final en el punto (0°; 0 Pa), proporciona el punto de fallo situado sobre la curva límite para valores (φ ; 0) con φ siempre inferior a 30°, para todas las hipótesis de aceleración sísmica excepto para la de 0.48g. Por lo tanto, excepto para esta última, en el resto de casos las curvas se encontrarían siempre fuera de la región factible y la probabilidad de fallo buscada es cero. Por lo tanto, el número de casos a analizar pasa de 24 a 19.

Si se repite el análisis para el nivel de embalse de 300 m, solamente para los casos de aceleración sísmica de 0.24g y 0.48g las curvas límite cortan a la región factible. En el resto de casos, la probabilidad de fallo buscada es nula. Por lo tanto, los casos a analizar se reducen de 19 a 15.

Por otro lado, para los niveles de embalse de 313 y 320 m, y para la aceleración sísmica de 0.48g, el modelo siempre predice deslizamiento, por lo que no es posible obtener puntos sobre las curvas límite y la probabilidad de fallo buscada es uno. Los casos a analizar se reducen pues a 13.

En el Cuadro 13.27 se muestran de forma compacta los casos a analizar y sus probabilidades.

En los cuadros 13.28 13.33 se recogen los puntos límite obtenidos con el modelo de sólido elástico para los 13 casos en los que la probabilidad es desconocida.

Cuadro 13.27. Casos a analizar mediante curvas límite en Escenario sísmico

| Aceleración sísmica | Niveles de embalse (m.s.n.m.) | | | |
|---------------------|-------------------------------|---------------|---------------|---------------|
| | 268 | 300 | 313 | 320 |
| 0.01g | $P_f = 0$ | $P_f = 0$ | $0 < P_f < 1$ | $0 < P_f < 1$ |
| 0.03g | $P_f = 0$ | $P_f = 0$ | $0 < P_f < 1$ | $0 < P_f < 1$ |
| 0.06g | $P_f = 0$ | $P_f = 0$ | $0 < P_f < 1$ | $0 < P_f < 1$ |
| 0.12g | $P_f = 0$ | $P_f = 0$ | $0 < P_f < 1$ | $0 < P_f < 1$ |
| 0.24g | $P_f = 0$ | $0 < P_f < 1$ | $0 < P_f < 1$ | $0 < P_f < 1$ |
| 0.48g | $0 < P_f < 1$ | $0 < P_f < 1$ | $P_f = 1$ | $P_f = 1$ |

Cuadro 13.28. Modelo de sólido elástico. Puntos sobre curvas límite. $a/g = 0.01$

| | Nivel 313.00 m.s.n.m. | | Nivel 320.00 m.s.n.m. | |
|-----------|-----------------------|--------------------|-----------------------|--------------------|
| | Φ_{lim} | C_{lim} | Φ_{lim} | C_{lim} |
| | (°) | (Pa) | (°) | (Pa) |
| Trayect 1 | 4.92 | 3.28×10^5 | 7.27 | 4.84×10^5 |
| Trayect 2 | 7.42 | 2.97×10^5 | 10.55 | 4.22×10^5 |
| Trayect 3 | 9.57 | 2.73×10^5 | 16.13 | 4.61×10^5 |
| Trayect 4 | 15.86 | 2.27×10^5 | 21.33 | 3.05×10^5 |
| Trayect 5 | 31.40 | 0.00 | 37.73 | 0.00 |

Cuadro 13.29. Modelo de sólido elástico. Puntos sobre curvas límite. $a/g = 0.03$

| | Nivel 313.00 m.s.n.m. | | Nivel 320.00 m.s.n.m. | |
|-----------|-----------------------|--------------------|-----------------------|--------------------|
| | Φ_{lim} | C_{lim} | Φ_{lim} | C_{lim} |
| | (°) | (Pa) | (°) | (Pa) |
| Trayect 1 | 5.39 | 3.59×10^5 | 9.14 | 4.84×10^5 |
| Trayect 2 | 8.20 | 3.28×10^5 | 12.11 | 4.22×10^5 |
| Trayect 3 | 10.12 | 2.89×10^5 | 16.13 | 4.61×10^5 |
| Trayect 4 | 15.86 | 2.27×10^5 | 26.80 | 3.05×10^5 |
| Trayect 5 | 33.30 | 0.00 | 38.83 | 0.00 |

Cuadro 13.30. Modelo de sólido elástico. Puntos sobre curvas límite. $a/g = 0.06$

| | Nivel 313.00 m.s.n.m. | | Nivel 320.00 m.s.n.m. | |
|-----------|-----------------------|--------------------|-----------------------|--------------------|
| | Φ_{lim} | C_{lim} | Φ_{lim} | C_{lim} |
| | (°) | (Pa) | (°) | (Pa) |
| Trayect 1 | 5.86 | 3.91×10^5 | 9.14 | 6.09×10^5 |
| Trayect 2 | 8.98 | 3.59×10^5 | 12.89 | 5.16×10^5 |
| Trayect 3 | 11.21 | 3.20×10^5 | 16.68 | 4.77×10^5 |
| Trayect 4 | 16.95 | 2.42×10^5 | 26.80 | 3.83×10^5 |
| Trayect 5 | 35.55 | 0.00 | 41.02 | 0.00 |

Cuadro 13.31. Modelo de sólido elástico. Puntos sobre curvas límite. $a/g = 0.12$

| | Nivel 313.00 m.s.n.m. | | Nivel 320.00 m.s.n.m. | |
|-----------|-----------------------|--------------------|-----------------------|--------------------|
| | Φ_{lim} | C_{lim} | Φ_{lim} | C_{lim} |
| | (°) | (Pa) | (°) | (Pa) |
| Trayect 1 | 6.80 | 4.53×10^5 | 11.02 | 7.34×10^5 |
| Trayect 2 | 10.55 | 4.22×10^5 | 15.23 | 6.09×10^5 |
| Trayect 3 | 13.40 | 3.83×10^5 | 18.32 | 5.23×10^5 |
| Trayect 4 | 21.33 | 3.05×10^5 | 28.98 | 4.14×10^5 |
| Trayect 5 | 39.92 | 0.00 | 45.39 | 0.00 |

Cuadro 13.32. Modelo de sólido elástico. Puntos sobre curvas límite. $a/g = 0.24$

| | Nivel 300.00 m.s.n.m. | | Nivel 313.00 m.s.n.m. | | Nivel 320.00 m.s.n.m. | |
|-----------|-----------------------|--------------------|-----------------------|--------------------|-----------------------|--------------------|
| | Φ_{lim} | C_{lim} | Φ_{lim} | C_{lim} | Φ_{lim} | C_{lim} |
| | (°) | (Pa) | (°) | (Pa) | (°) | (Pa) |
| Trayect 1 | 5.86 | 3.91×10^5 | 11.48 | 7.66×10^5 | 19.92 | 1.33×10^6 |
| Trayect 2 | 8.98 | 3.59×10^5 | 16.80 | 6.72×10^5 | 27.73 | 1.11×10^6 |
| Trayect 3 | 11.76 | 3.36×10^5 | 21.60 | 6.17×10^5 | 32.54 | 9.30×10^5 |
| Trayect 4 | 18.05 | 2.58×10^5 | 31.17 | 4.45×10^5 | 48.67 | 6.95×10^5 |
| Trayect 5 | 37.73 | 0.00 | 48.67 | 0.00 | 53.05 | 0.00 |

 Cuadro 13.33. Modelo de sólido elástico. Puntos sobre curvas límite. $a/g = 0.48$

| | Nivel 268.00 m.s.n.m. | | Nivel 300.00 m.s.n.m. | |
|-----------|-----------------------|--------------------|-----------------------|--------------------|
| | Φ_{lim} | C_{lim} | Φ_{lim} | C_{lim} |
| | (°) | (Pa) | (°) | (Pa) |
| Trayect 1 | 4.45 | 2.97×10^5 | 13.83 | 9.22×10^5 |
| Trayect 2 | 6.64 | 2.66×10^5 | 20.70 | 8.28×10^5 |
| Trayect 3 | 10.12 | 2.89×10^5 | 25.43 | 7.27×10^5 |
| Trayect 4 | 15.86 | 2.27×10^5 | 35.55 | 5.08×10^5 |
| Trayect 5 | 31.17 | 0.00 | 53.05 | 0.00 |

En los cuadros 13.34 a 13.39 se recogen los resultados del ajuste realizado para los 13 casos analizados.

 Cuadro 13.34. Ajuste de curvas límite del modelo de sólido deformable. $a/g = 0.01$

| Nivel de embalse (m.s.n.m.) | Parámetros del modelo | | | |
|--------------------------------|-----------------------|------------------------|---------|-----------------------|
| | a_0 | a_1 | R^2 | σ_ϵ |
| | (Pa) | (Pa) | | (Pa) |
| 313.00 | 3.83119×10^5 | -6.17931×10^5 | 0.99647 | 0.12699×10^5 |
| 320.00 | 6.02653×10^5 | -7.59020×10^5 | 0.94756 | 0.52679×10^5 |

 Cuadro 13.35. Ajuste de curvas límite del modelo de sólido deformable. $a/g = 0.03$

| Nivel de embalse (m.s.n.m.) | Parámetros del modelo | | | |
|--------------------------------|-----------------------|------------------------|---------|-----------------------|
| | a_0 | a_1 | R^2 | σ_ϵ |
| | (Pa) | (Pa) | | (Pa) |
| 313.00 | 4.12219×10^5 | -6.31919×10^5 | 0.99615 | 0.08892×10^5 |
| 320.00 | 7.22378×10^5 | -8.48174×10^5 | 0.93704 | 0.67008×10^5 |

Cuadro 13.36. Ajuste de curvas límite del modelo de sólido deformable. $a/g = 0.06$

| Nivel de embalse | Parámetros del modelo | | | |
|------------------|-----------------------|------------------------|---------|-----------------------|
| (m.s.n.m.) | a_0 | a_1 | R^2 | σ_ε |
| | (Pa) | (Pa) | | (Pa) |
| 313.00 | 4.50914×10^5 | -6.37603×10^5 | 0.99630 | 0.11024×10^5 |
| 320.00 | 7.33651×10^5 | -8.15412×10^5 | 0.97537 | 0.42819×10^5 |

Cuadro 13.37. Ajuste de curvas límite del modelo de sólido deformable. $a/g = 0.12$

| Nivel de embalse | Parámetros del modelo | | | |
|------------------|-----------------------|------------------------|---------|-----------------------|
| (m.s.n.m.) | a_0 | a_1 | R^2 | σ_ε |
| | (Pa) | (Pa) | | (Pa) |
| 313.00 | 5.37964×10^5 | -6.36334×10^5 | 0.99723 | 0.11145×10^5 |
| 320.00 | 8.54146×10^5 | -8.41496×10^5 | 0.97629 | 0.43203×10^5 |

Cuadro 13.38. Ajuste de curvas límite del modelo de sólido deformable. $a/g = 0.24$

| Nivel de embalse | Parámetros del modelo | | | |
|------------------|-----------------------|------------------------|---------|-----------------------|
| (m.s.n.m.) | a_0 | a_1 | R^2 | σ_ε |
| | (Pa) | (Pa) | | (Pa) |
| 300.00 | 4.52404×10^5 | -5.85286×10^5 | 0.99954 | 0.03911×10^5 |
| 313.00 | 9.31220×10^5 | -8.15808×10^5 | 0.99916 | 0.10157×10^5 |
| 320.00 | 1.73940×10^6 | -1.16008×10^6 | 0.88545 | 1.99665×10^5 |

Cuadro 13.39. Ajuste de curvas límite del modelo de sólido deformable. $a/g = 0.48$

| Nivel de embalse | Parámetros del modelo | | | |
|------------------|-----------------------|------------------------|---------|-----------------------|
| (m.s.n.m.) | a_0 | a_1 | R^2 | σ_ε |
| | (Pa) | (Pa) | | (Pa) |
| 268.00 | 3.59237×10^5 | -5.68383×10^5 | 0.94894 | 0.32266×10^5 |
| 300.00 | 1.13718×10^6 | -8.59144×10^5 | 0.99905 | 0.13086×10^5 |

13.4.4.3.- Probabilidades condicionales obtenidas

Al igual que en el Escenario Hidrológico, realizando, para cada nivel de embalse, y para cada hipótesis sísmica, solamente 5 cálculos con el modelo numérico de sólido deformable, se está en condiciones de estimar la probabilidad de fallo por el método de Monte Carlo. Para ello se generan aleatoriamente N vectores aleatorios de orden n ($n=2$ en este caso), y se evalúa si el punto definido por el par de valores aleatorios $(\phi, c)_i$; $i=1, \dots, N$; se encuentra en la región de fallo definida por la curva límite obtenida.

En los cuadros 13.40 a 13.45 se recogen los resultados obtenidos.

Cuadro 13.40. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario sísmico $a/g = 0.01$. Modelo de sólido elástico. Método de Monte Carlo – Curvas límite con 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Número de experimentos | Número de fallos | Probabilidad condicional de fallo | Desviación típica de P_f |
|--------------------|-------------------|------------------------|------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| n_1 | n_2 | N | N_{fallos} | $P_f = \frac{N_{fallos}}{N}$ | σ_{P_f} |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 313.00 | 266.00 | 10,000,000 | 5 | 5.00×10^{-7} | 2.24×10^{-7} |
| 320.00 | 266.00 | 100,000 | 313 | 3.13×10^{-3} | 1.77×10^{-4} |

Cuadro 13.41. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario sísmico $a/g = 0.03$. Modelo de sólido elástico. Método de Monte Carlo – Curvas límite con 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Número de experimentos | Número de fallos | Probabilidad condicional de fallo | Desviación típica de P_f |
|--------------------|-------------------|------------------------|------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| n_1 | n_2 | N | N_{fallos} | $P_f = \frac{N_{fallos}}{N}$ | σ_{P_f} |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 313.00 | 266.00 | 100,000 | 4 | 4.00×10^{-5} | 2.00×10^{-5} |
| 320.00 | 266.00 | 100,000 | 964 | 9.64×10^{-3} | 3.09×10^{-4} |

Cuadro 13.42. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario sísmico $a/g = 0.06$. Modelo de sólido elástico. Método de Monte Carlo – Curvas límite con 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Número de experimentos | Número de fallos | Probabilidad condicional de fallo | Desviación típica de P_f |
|--------------------|-------------------|------------------------|------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| n_1 | n_2 | N | N_{fallos} | $P_f = \frac{N_{fallos}}{N}$ | σ_{P_f} |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 313.00 | 266.00 | 100,000 | 48 | 4.80×10^{-4} | 6.93×10^{-5} |
| 320.00 | 266.00 | 100,000 | 1,649 | 1.65×10^{-2} | 4.03×10^{-4} |

Cuadro 13.43. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario sísmico $a/g = 0.12$. Modelo de sólido elástico. Método de Monte Carlo – Curvas límite con 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Número de experimentos | Número de fallos | Probabilidad condicional de fallo | Desviación típica de P_f |
|--------------------|-------------------|------------------------|------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| n_1 | n_2 | N | N_{fallos} | $P_f = \frac{N_{fallos}}{N}$ | σ_{P_f} |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 313.00 | 266.00 | 100,000 | 437 | 4.37×10^{-3} | 2.09×10^{-5} |
| 320.00 | 266.00 | 100,000 | 4,850 | 4.85×10^{-2} | 6.79×10^{-4} |

Cuadro 13.44. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario sísmico $a/g = 0.24$.
Modelo de sólido elástico. Método de Monte Carlo – Curvas límite con 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Número de experimentos | Número de fallos | Probabilidad condicional de fallo | Desviación típica de P_f |
|--------------------|-------------------|------------------------|------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| n_1 | n_2 | N | N_{fallos} | $P_f = \frac{N_{fallos}}{N}$ | $\sigma_{\hat{P}_f}$ |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 300.00 | 266.00 | 100,000 | 92 | 9.20×10^{-4} | 9.59×10^{-5} |
| 313.00 | 266.00 | 100,000 | 10,050 | 1.01×10^{-1} | 9.51×10^{-4} |
| 320.00 | 266.00 | 100,000 | 45,679 | 4.57×10^{-1} | 1.58×10^{-3} |

Cuadro 13.45. Probabilidades condicionales de fallo. Escenario sísmico $a/g = 0.48$.
Modelo de sólido elástico. Método de Monte Carlo – Curvas límite con 2 variables aleatorias

| Nivel aguas arriba | Nivel aguas abajo | Número de experimentos | Número de fallos | Probabilidad condicional de fallo | Desviación típica de P_f |
|--------------------|-------------------|------------------------|------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| n_1 | n_2 | N | N_{fallos} | $P_f = \frac{N_{fallos}}{N}$ | $\sigma_{\hat{P}_f}$ |
| (m.s.n.m.) | (m.s.n.m.) | | | | |
| 268.00 | 266.00 | 10,000,000 | 1 | 1.00×10^{-7} | 1.00×10^{-7} |
| 300.00 | 266.00 | 100,000 | 22,862 | 2.29×10^{-1} | 1.33×10^{-3} |

13.4.4.4.- Análisis de los resultados obtenidos

Las curvas ‘Nivel-Probabilidad de fallo’ resultantes para los distintos valores de las aceleraciones sísmicas se muestran en la Figura 13.41. Se observa que las diferencias son más acusadas cuando menor es la intensidad del sismo considerado. Conforme crece el valor de la aceleración sísmica, las probabilidades obtenidas se incrementan notablemente.

En las figuras 13.42 a 13.47 se muestran la comparativa entre las curvas ‘Nivel-Probabilidad de fallo’ obtenidas con el Modelo Base y con el Modelo Avanzado. Al igual que ocurría en el Escenario Hidrológico, las probabilidades obtenidas en el Escenario Sísmico mediante técnicas de Nivel 3, sobre la base de un modelo numérico de sólido elástico, son, en general superiores a las obtenidas empleando la misma técnica sobre un modelo más sencillo de equilibrio límite.

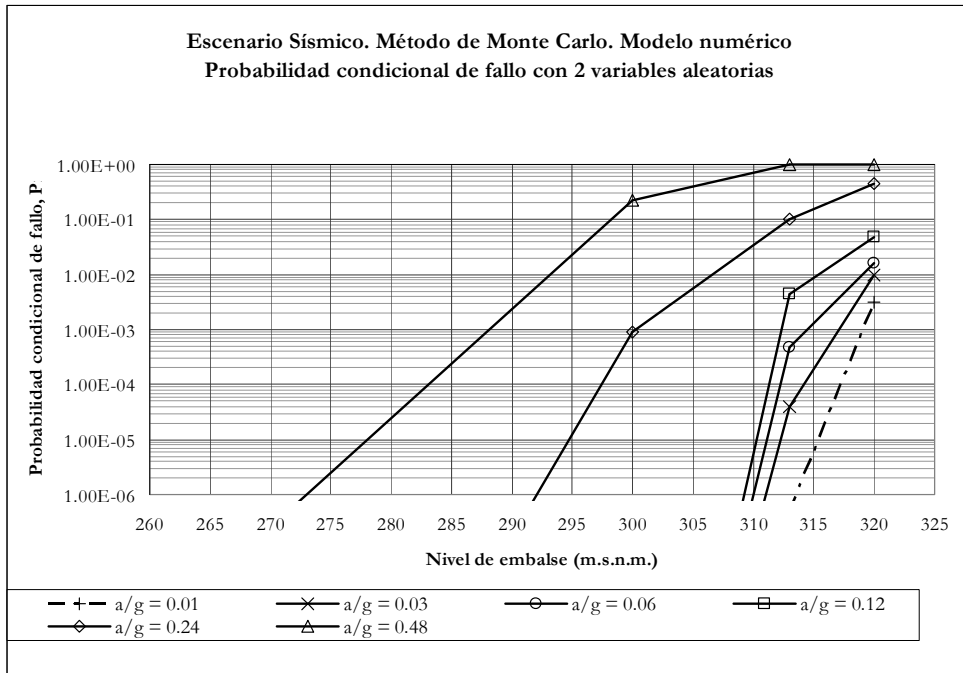


Figura 13.41: Escenario Sísmico. Método de Monte Carlo. Probabilidad de fallo con 2 variables aleatorias con curvas límite. Resultados con modelo de sólido elástico.

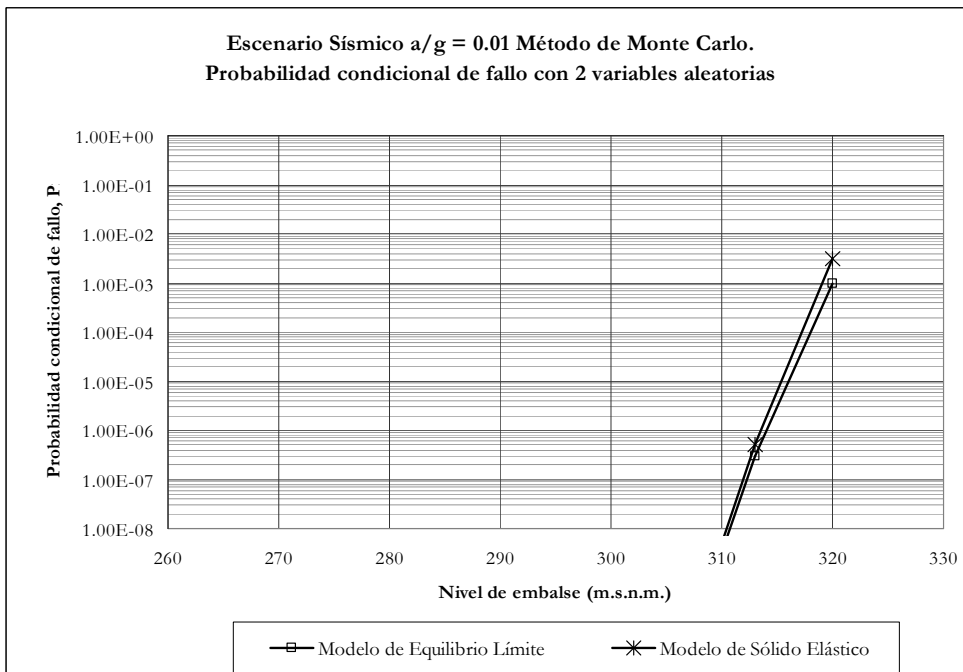


Figura 13.42: Escenario Sísmico $a/g = 0.01$. Método de Monte Carlo. Comparación de las probabilidades de fallo obtenidas con el modelo de sólido elástico y con el modelo de equilibrio límite.

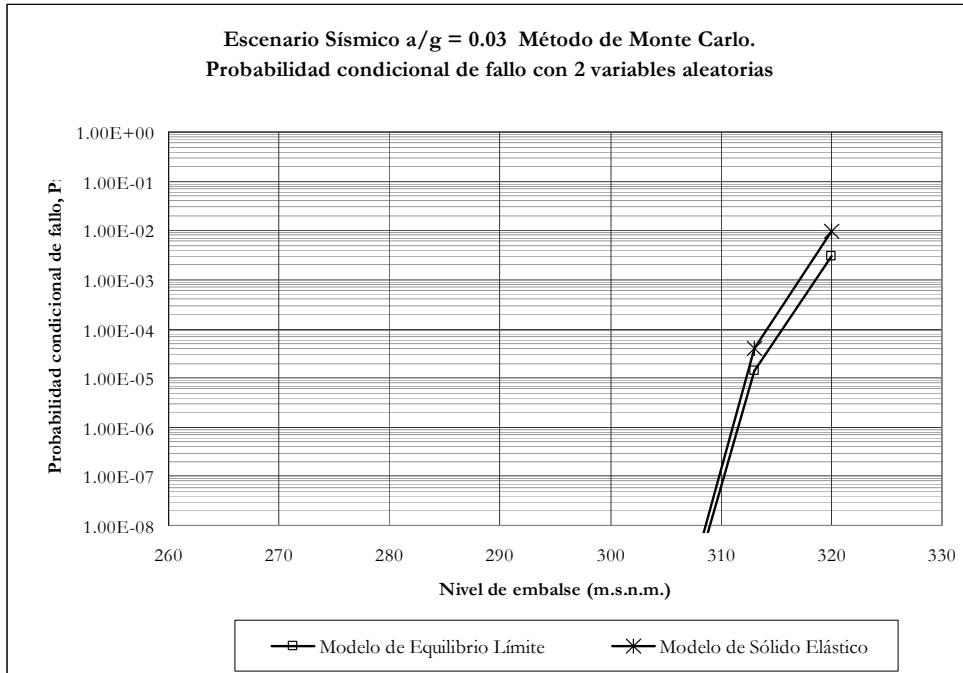


Figura 13.43: Escenario Sísmico $a/g = 0.03$. Método de Monte Carlo. Comparación de las probabilidades de fallo obtenidas con el modelo de sólido elástico y con el modelo de equilibrio límite.

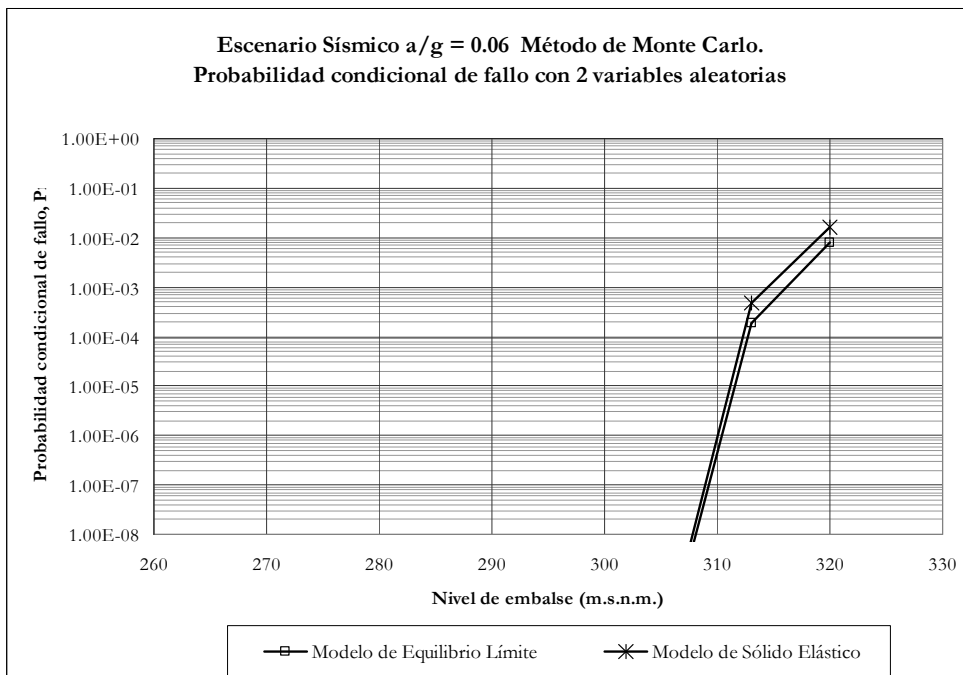


Figura 13.44: Escenario Sísmico $a/g = 0.06$. Método de Monte Carlo. Comparación de las probabilidades de fallo obtenidas con el modelo de sólido elástico y con el modelo de equilibrio límite.

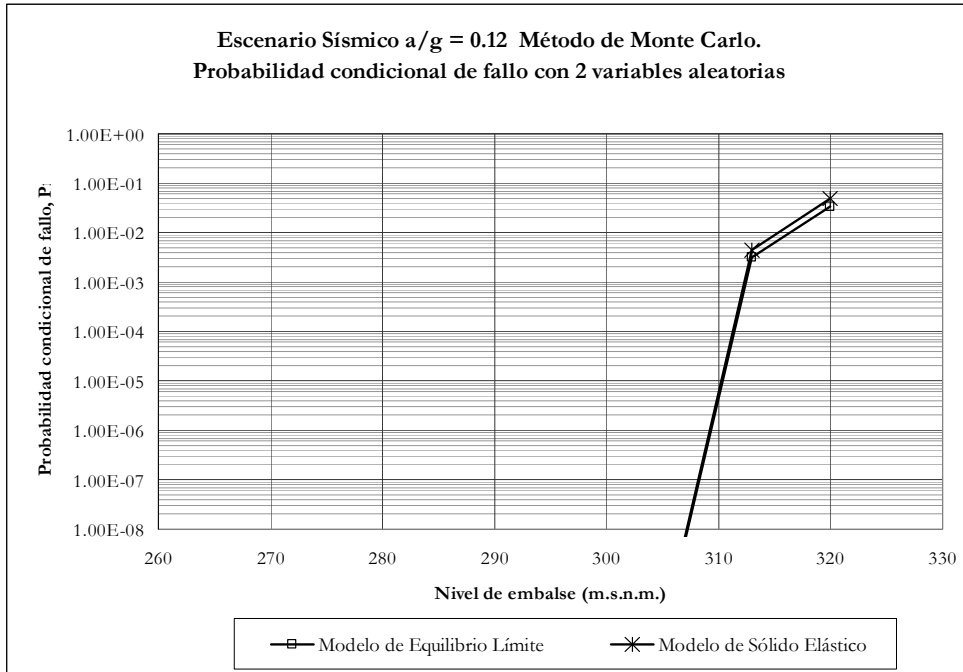


Figura 13.45: Escenario Sísmico $a/g = 0.12$. Método de Monte Carlo. Comparación de las probabilidades de fallo obtenidas con el modelo de sólido elástico y con el modelo de equilibrio límite.

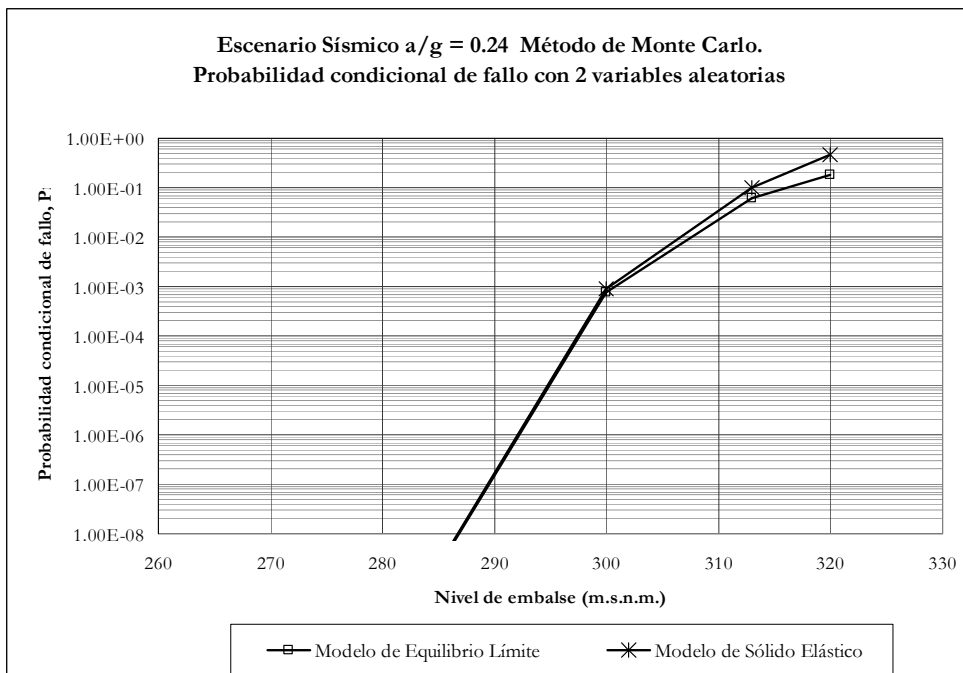


Figura 13.46: Escenario Sísmico $a/g = 0.24$. Método de Monte Carlo. Comparación de las probabilidades de fallo obtenidas con el modelo de sólido elástico y con el modelo de equilibrio límite.

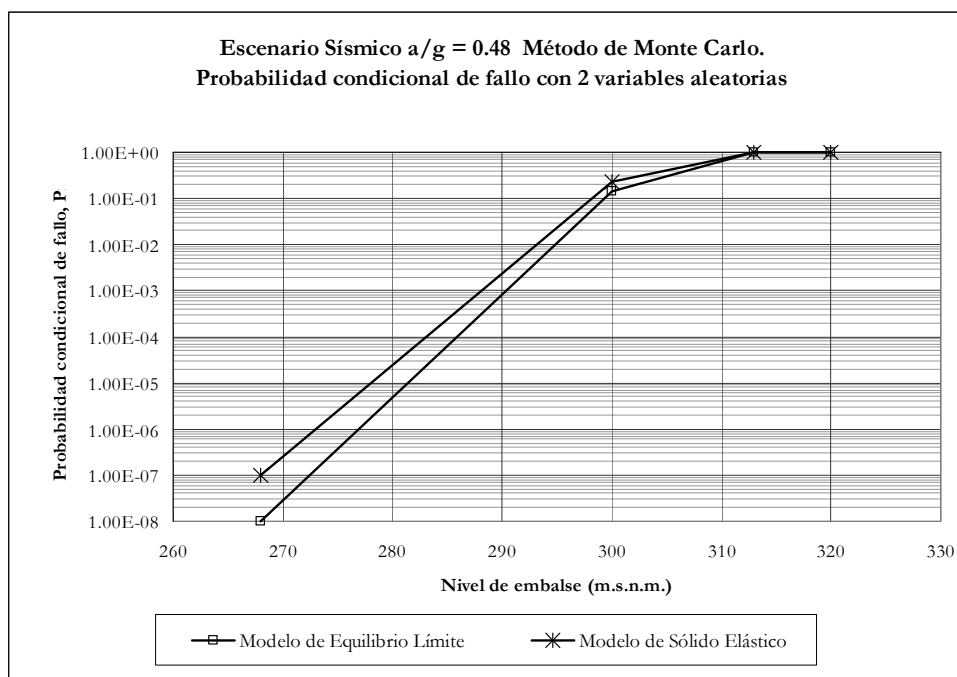


Figura 13.47: Escenario Sísmico $a/g = 0.48$. Método de Monte Carlo. Comparación de las probabilidades de fallo obtenidas con el modelo de sólido elástico y con el modelo de equilibrio límite.

13.5.- Influencia de la correlación entre variables aleatorias en Escenario Hidrológico

13.5.1.- Hipótesis de correlación y nivel de análisis

En todos los apartados anteriores se ha supuesto que las variables aleatorias siempre son estadísticamente independientes entre sí. Al igual que se hizo para el modelo de equilibrio límite, se estudia a continuación la influencia que la posible dependencia estadística o correlación entre las variables aleatorias puede ejercer sobre la probabilidad condicional de fallo. Para comprobar la sensibilidad de las probabilidades condicionales de fallo al posible grado de dependencia entre el ángulo de fricción y la cohesión, se va a proceder al cálculo de aquellas en diferentes hipótesis de correlación.

Hay que recordar que una correlación positiva entre las variables indica que valores altos del ángulo de fricción tenderán a ir acompañados de valores altos de la cohesión. La correlación negativa indica que valores altos del ángulo de fricción tenderán a ir acompañados de valores bajos de la cohesión. Cuanto más positiva o negativa es la correlación, más pronunciada es la tendencia. Al igual que para el modelo de equilibrio límite, se realiza un análisis de Nivel 3, mediante el Método de Monte Carlo, empleando la metodología de la curvas límite ya expuesta. La generación de las muestras se realiza mediante la herramienta de simulación estadística @RISK (Palisade, 2007), de modo que los valores son muestreados desde las distribuciones origen de forma consistente con el nivel de correlación previamente definido.

En este caso se ha calculado únicamente las probabilidades correspondientes para el Escenario Hidrológico. La metodología para el cálculo en Escenario Sísmico sería totalmente análoga. En el Cuadro 13.47 se recogen los valores de la probabilidad de fallo obtenidos para las distintas hipótesis de correlación entre las variables. En la Figura 13.48 se dibujan las correspondientes curvas ‘Nivel-Probabilidad de fallo’.

Cuadro 13.46: Probabilidades condicionales de fallo. Escenario Hidrológico
Método de Monte Carlo 2 variables aleatorias con correlación

| Nivel aguas arriba | Probabilidad condicional de fallo $P_f = N_{fallos} / N$ | | | | | | |
|---------------------|--|------------------------|------------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| n_1 (m.s.n.m.) | $\rho = -0.75$ | $\rho = -0.50$ | $\rho = -0.25$ | $\rho = 0$ | $\rho = +0.25$ | $\rho = +0.50$ | $\rho = +0.75$ |
| 268.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 300.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 313.00 | $<1.00 \times 10^{-7}$ | $<1.00 \times 10^{-7}$ | $<1.00 \times 10^{-7}$ | $<1.00 \times 10^{-7}$ | 1.00×10^{-6} | 3.00×10^{-6} | 5.00×10^{-6} |
| 320.00 | 1.00×10^{-7} | 1.10×10^{-5} | 2.62×10^{-4} | 1.19×10^{-3} | 3.54×10^{-3} | 7.76×10^{-3} | 1.37×10^{-2} |
| 322.50 | 6.58×10^{-2} | 1.34×10^{-1} | 1.83×10^{-1} | 2.25×10^{-1} | 2.55×10^{-1} | 2.81×10^{-1} | 3.07×10^{-1} |
| 326.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 331.70 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

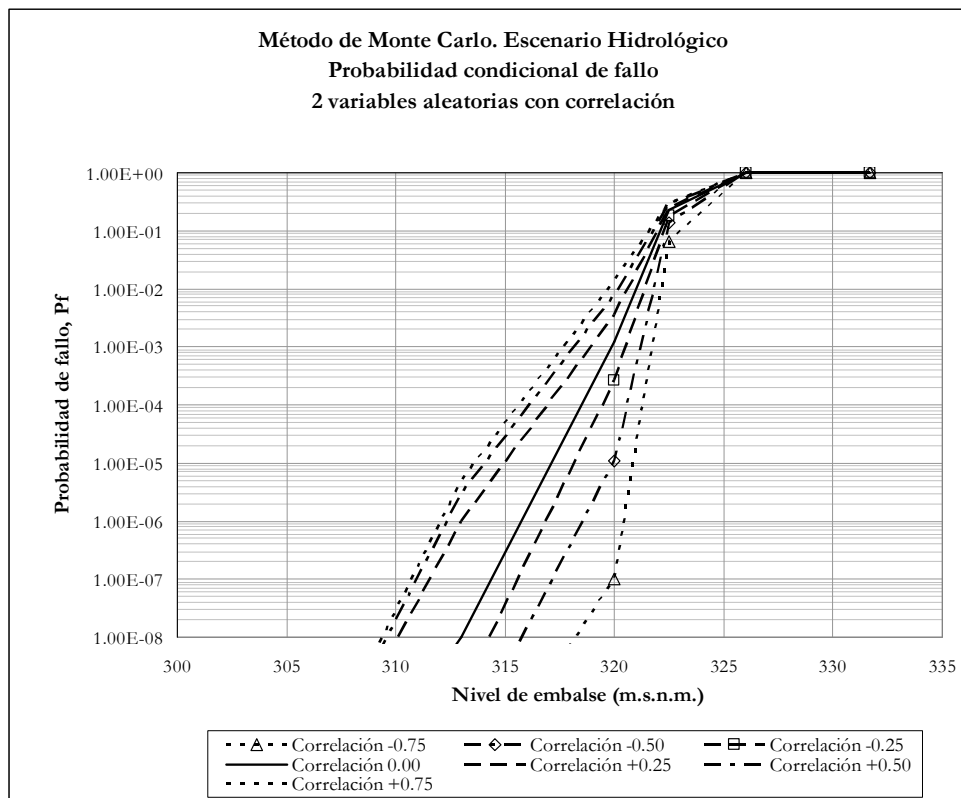


Figura 13.48: Escenario Hidrológico. Probabilidades condicionales con correlación

Como se puede observar, posibles correlaciones negativas disminuyen la probabilidad de fallo mientras que las correlaciones positivas la incrementan. Para los niveles de embalse en los que se obtiene una probabilidad condicional de fallo distinta de cero o uno, el efecto de la correlación es tal, que la probabilidad de fallo varía incluso varios órdenes de magnitud.

13.6.- Sensibilidad de los resultados al criterio de fallo adoptado

Un aspecto clave del proceso de análisis con el modelo numérico es la definición del criterio de fallo. Es necesario comprobar la cómo puede influir esta definición sobre los resultados de probabilidad, a la vista del comportamiento exhibido por el modelo. Para cada uno de los tres niveles de embalse resueltos con el modelo numérico en escenario hidrológico (313, 320 y 322.5 m), se ha evaluado el criterio fallo, en términos del desplazamiento horizontal del pie de aguas abajo de la presa. Se adopta para todas las variables que intervienen sus valores medios, y en particular, para las dos variables aleatorias que controlan el proceso: ángulo de fricción, ϕ , y cohesión, c , en el plano de contacto entre presa y cimiento. A continuación, se evalúa el comportamiento de la presa en distintos supuestos de degradación lineal y conjunta del ambos parámetros. Cuando se alcanza un nivel de degradación en los parámetros tal que las fuerzas resistentes de fricción y cohesión en el contacto no pueden equilibrar a las fuerzas deslizantes sobre dicho plano, el modelo FLAC reproduce el inicio del movimiento de la presa como cuerpo sometido a la ley del movimiento, de modo que los desplazamientos crecen indefinidamente conforme se siguen realizando pasos de cálculo, sin que sea ya posible alcanzar el equilibrio. Esto se ha comprobado extendiendo los pasos de cálculo hasta obtener niveles de desplazamiento de hasta 100 mm sin que se alcance la situación de equilibrio. De este modo, se ha obtenido el nivel último de degradación de parámetros para el cual se alcanza el equilibrio de la presa, y se han calculado los desplazamientos correspondientes a este estado último de equilibrio.

Como se puede observar en las figuras 13.49 y 13.50, donde se representa la curva de desplazamiento horizontal en el pie de la presa frente al porcentaje de degradación de parámetros, partiendo de los valores iniciales correspondientes a los valores medios del ángulo de fricción y de la cohesión, al degradar progresivamente los parámetros, los desplazamientos crecen de una forma aproximadamente lineal, con incrementos de desplazamientos crecientes cerca del punto último de equilibrio, desde donde se inicia el movimiento indefinido.

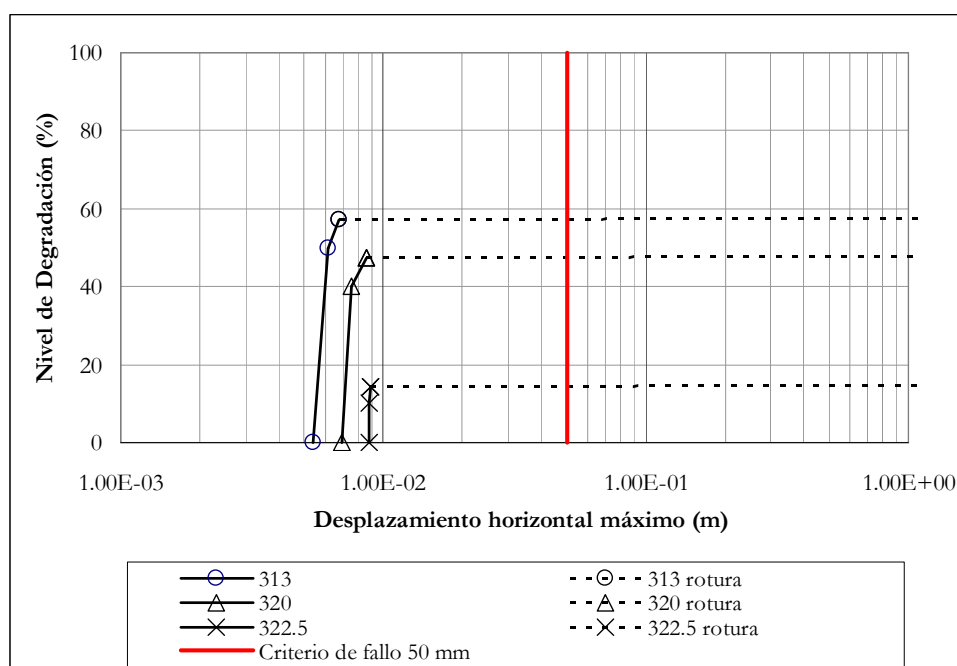


Figura 13.49: Desplazamientos horizontales máximos. Escenario Hidrológico

El desplazamiento horizontal máximo obtenido con situación de equilibrio en escenario hidrológico corresponde al nivel 322.50 m, con un valor de 8.92 mm, para un nivel de degradación de parámetros del 14%. Para el nivel de 320 m el desplazamiento máximo último es de 8.58 mm con degradación del 47%, mientras que para el nivel 313 m el desplazamiento máximo último es de 6.77 mm con degradación del 57%. El mismo ejercicio se ha realizado para el caso sísmico, considerando dos casos. El primero corresponde al nivel máximo con el que ha sido posible calcular a sismo, que ha sido el nivel 320 m para una aceleración de 0.24g. El segundo corresponde al máximo sismo considerado, para el que ha sido posible calcular hasta un cierto nivel de embalse, que resulta se el de aceleración de 0.48g para un nivel de 300 m. En el primer caso (320 m; 0.24g), el desplazamiento horizontal máximo del pie de la presa en situación última de equilibrio ha sido de 23.15 mm, con degradación de parámetros del 2%. Cualquier incremento de la degradación de parámetros subsiguiente conduce a desplazamientos indefinidos sin alcanzar el equilibrio. En el segundo caso (300 m; 0.48g) el desplazamiento máximo ha sido de 26.25 mm, con degradación del 13%.

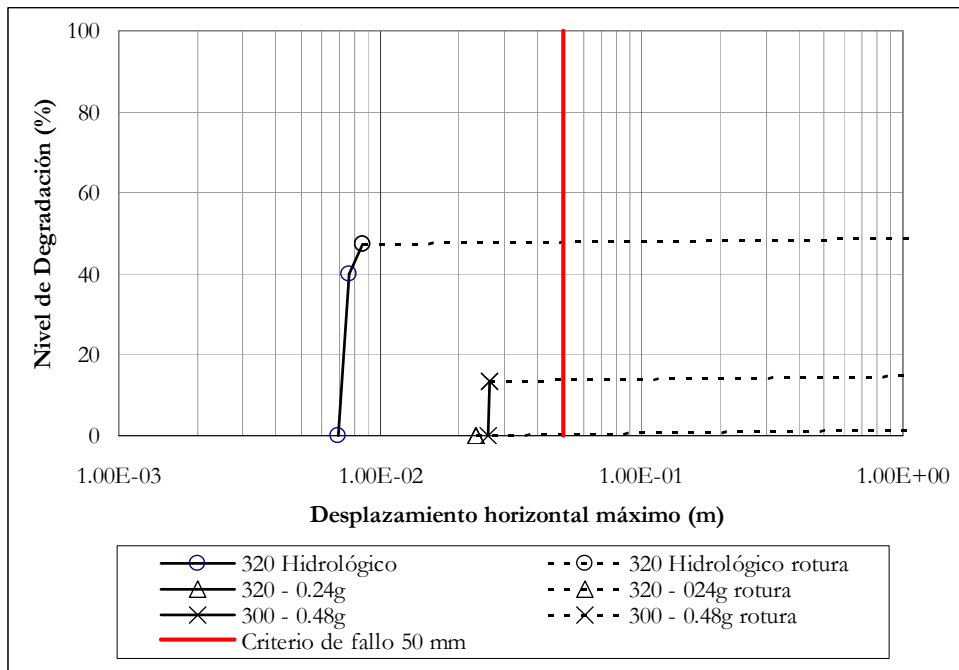


Figura 13.50: Desplazamientos horizontales máximos. Escenario Sísmico

De este modo se comprueba que el criterio de fallo no proporciona “falsos fallos” para ninguno de los dos escenarios. También se comprueba que en escenario hidrológico, el modelo no predice situaciones de estabilidad para valores anormales del desplazamiento, conduciendo siempre que hay desequilibrio a desplazamientos indefinidos, y siempre que hay equilibrio a desplazamientos dentro de los esperados. Para el escenario sísmico, los desplazamientos finales en equilibrio son hasta 4 veces mayores, quedando siempre por debajo del límite adoptado como criterio de rotura. Puesto que se ha calculado a sismo con el método pseudo-estático (cargas permanentes en el tiempo) y no con un método dinámico (cargas variables en el tiempo), este nivel de desplazamientos, considerados compatibles con la seguridad de la presa, está sin duda sujeto a discusión. A la vista de los datos citados por autores como Bureau [24], se ha considerado que es un orden de magnitud compatible, sobre todo teniendo en cuenta que el modelo alcanza una situación de equilibrio estático.

Capítulo 14

Repercusión sobre los resultados globales del Modelo de Riesgo

En los capítulos anteriores se ha aplicado la metodología propuesta para la estimación de las probabilidades de fallo, partiendo del Modelo General de Riesgo y definiendo los modelos deterministas de análisis para el modo de fallo seleccionado (**Fase I**, Capítulo 10). A continuación se han examinado las variables que intervienen en el problema del modo de fallo por deslizamiento en el contacto presa-cimiento (**Fase II**, Capítulo 11). Se han calculado las probabilidades condicionales de fallo mediante análisis de fiabilidad sobre la base de un Modelo Base de comportamiento de equilibrio límite (**Fase III**, Capítulo 12) y sobre un Modelo Avanzado de comportamiento de sólido deformable (**Fase IV**, Capítulo 13). En el presente capítulo se aborda la última fase de la metodología, **Fase V**, en la que se comprueba la sensibilidad de los resultados globales del Modelo de Riesgo de la presa en función de los distintos valores obtenidos para la probabilidad condicional a deslizamiento en el contacto presa-cimiento.

14.1.- Fases del Análisis de Riesgo

El Modelo General de Riesgo de la presa en estudio se ha presentado parcialmente en el Capítulo 10 y se corresponde completamente con el desarrollado por M.G. de Membrillera en su tesis doctoral “Contribución a la aplicación del análisis y declaración de riesgos en presas españolas” (véase Membrillera [92]). El análisis de riesgo se puede realizar mediante un modelo completo de riesgo. Se recuerda que el análisis de riesgo comprende las siguientes fases:

- Recopilación de información y contexto
- Escenarios de sollicitación
- Análisis de los modos de fallo
- Respuesta del sistema: probabilidades condicionales
- Estimación de consecuencias

Las tres primeras fases han sido recogidas en el Capítulo 10. La cuarta fase, “Respuesta del sistema: probabilidades condicionales” constituye el núcleo de la presente tesis y ha sido desarrollada en los Capítulos 11, 12 y 13.

Para completar la descripción del Modelo de Riesgo se expone a continuación la última fase del análisis de riesgo, correspondiente a la estimación de consecuencias. Posteriormente se presentan los resultados globales obtenidos con el modelo de riesgo.

De acuerdo con lo recogido en el Capítulo 10, se recuerda aquí que el Modelo General de Riesgo del sistema presa-embalse se ha modelado mediante un árbol de eventos, desglosado en dos sub-árboles independientes para los eventos de naturaleza hidrológica y sísmica.

14.2.- Estimación de daños y consecuencias

14.2.1.- Metodología general

La estimación de daños trata de identificar las posibles pérdidas potenciales ocasionadas por la rotura de una presa, y estimar su magnitud mediante una descripción probabilística, si ello es posible, y teniendo en cuenta la evolución temporal en las características del área potencialmente inundable. La metodología adoptada por Membrillera [92] para la estimación de consecuencias en el Modelo de Riesgo es la recogida en la tesis doctoral de D. Eduardo Triana [129]. Esta metodología, como se ilustra en la Figura 14.1, recoge de forma explícita las consecuencias en términos de:

- Pérdida potencial de vidas humanas (riesgo en términos de vidas)
- Daños por inundación , coste de reconstrucción de la presa y coste sobre el sistema de recursos hídricos (riesgo en términos de €)

La estimación de consecuencias se realiza en términos incrementales, como la diferencia entre las consecuencias producidas en cada escenario de solicitaciones, con y sin rotura de la presa.

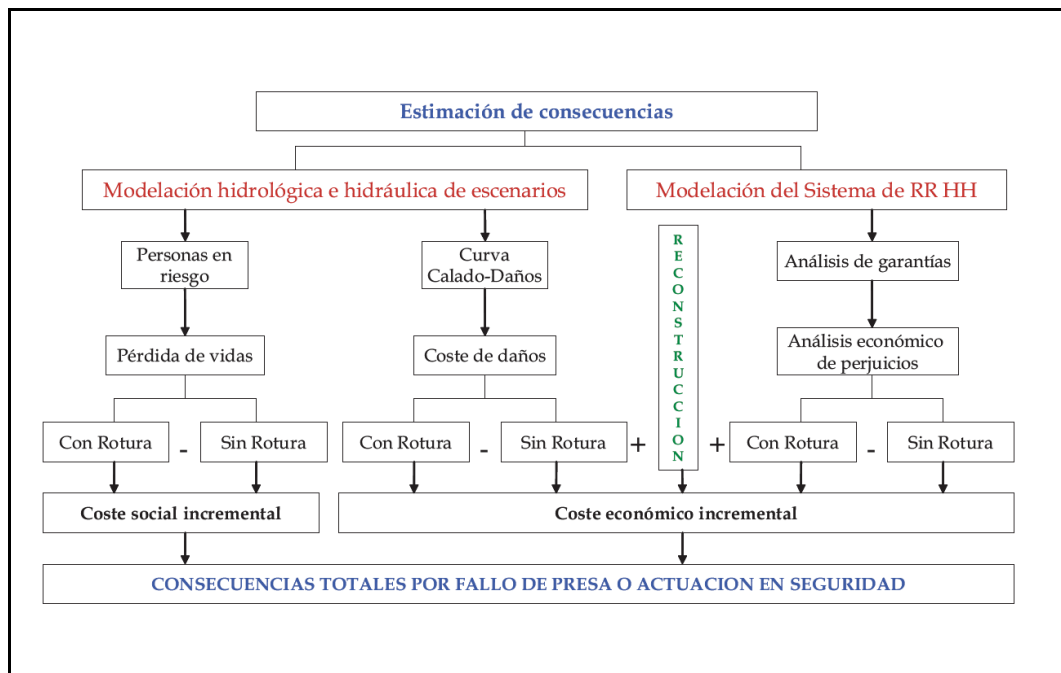


Figura 14.1: Estructura general empleada en la estimación de consecuencias (Fuente: Triana [129]).

14.2.2.- Consecuencias en términos de vidas humanas

Partiendo de la metodología propuesta por el U.S. Bureau of Reclamation [26] en 1999, la estimación de consecuencias en términos de vidas humanas se realiza con la siguiente metodología, sobre la base de un Sistema de Información Geográfica (SIG):

1. Adoptar un modelo de rotura para la presa
2. Determinar los escenarios de rotura que debe evaluarse
3. Estimar las características de la avenida generada por la rotura de la presa, en cada escenario
4. Partiendo de una información detallada sobre la distribución de población y las infraestructuras existentes, determinar el área inundada para cada uno de los escenarios de rotura
5. Adoptar un modelo de evacuación y escape de la población afectada por la avenida, y que tenga en cuenta los siguientes tiempos: *detección de rotura inminente* por parte del explotador de la presa, *notificación de la rotura inminente* a Protección Civil (PC), *rotura de la presa*, *emisión de avisos* por parte de PC, *escape de la población* existente en el área afectada por la avenida, *evacuación de la población* y, finalmente, *avance de la onda de avenida*
6. Determinar cuándo se iniciarán los mecanismos de aviso en relación al tiempo que tardará la onda de avenida en llegar a los lugares donde existe población en riesgo
7. Determinar, para cada escenario, el número de personas expuestas a la avenida provocada por la rotura según el momento del día, semana y estación
8. Definir las funciones de mortandad dependientes de las características hidráulicas de la avenida, las edificaciones y la población que no ha escapado o sido evacuada (como la propuesta por el PATRICOVA en la Figura 14.2)
9. Elaborar un módulo que combine toda la información anterior para estimar la pérdida potencial de vidas humanas, en términos incrementales respecto al caso base
10. Finalmente, utilizar otro módulo que permita llevar a cabo un análisis de incertidumbre

14.2.3.- Consecuencias en términos de daños económicos

La estimación de consecuencias incrementales sobre los daños económicos se realiza con la siguiente metodología:

1. Obtener información detallada sobre los usos del suelo, propiedades y distribución de población
2. Establecer un modelo de rotura de la presa
3. Confeccionar un modelo hidráulico que proporcione la evolución temporal y espacial de calados y de velocidades en la avenida provocada por la rotura de la presa
4. Determinar las funciones de daño dependientes de las variables que definen el flujo, los usos del suelo y las propiedades

5. Elaborar un módulo que combine toda la información anterior para estimar los daños económicos incrementales
6. Finalmente, elaborara otro módulo que permita la realización de un análisis de incertidumbre

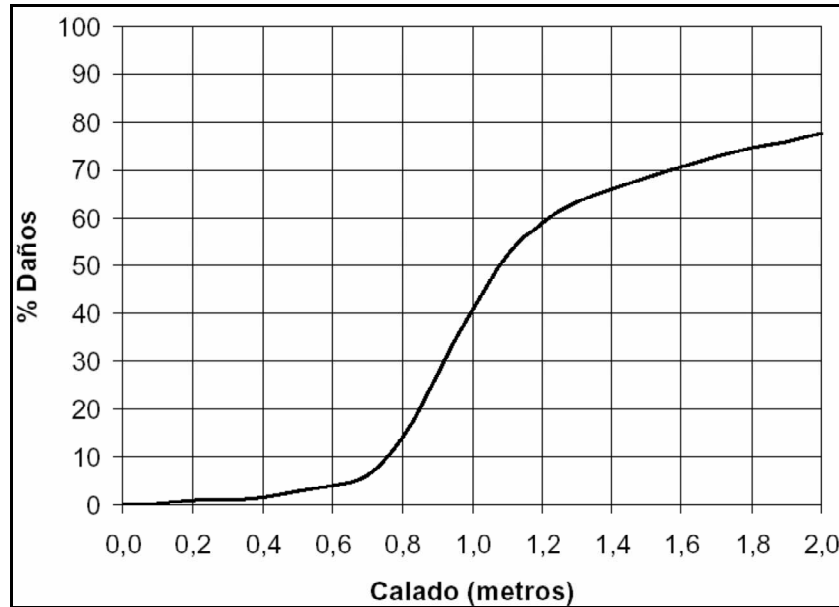


Figura 14.2: Curva general de daños manejada en la estimación de consecuencias (Fuente: PATRICOVA).

14.2.4.- Consecuencias sobre el sistema de recursos hídricos

El eventual fallo de una presa produce, además de la potencial pérdida de vidas humanas y daños materiales, un perjuicio económico como consecuencia de la escasez del recurso durante el plazo de reconstrucción de la presa o el desarrollo de un proyecto alternativo.

Para determinar este perjuicio económico se utiliza una metodología específica (véase Triana [129, 130, 131]), que utiliza los conceptos del valor del agua y representa cada uno de los usos del sistema con una función de demanda que puede ser obtenida por diversos métodos. La metodología, propiamente dicha, consiste en un análisis económico del sistema de recursos hídricos englobando el “Caso Base” y el escenario objeto de estudio (Figura 14.3). El análisis simultáneo del “Caso Base”, en el que no hay rotura ni actuación en materia de seguridad, y el escenario modificado, con rotura o actuación de seguridad, permite valorar los efectos incrementales necesarios en la estimación de consecuencias dentro del ámbito del análisis de riesgos.

El perjuicio económico de la insatisfacción de demandas por causa del fallo de la presa se define como la diferencia entre el beneficio económico percibido por cada uno de los usuarios del sistema con el aprovechamiento del recurso hídrico, sin y con el fallo de la presa.

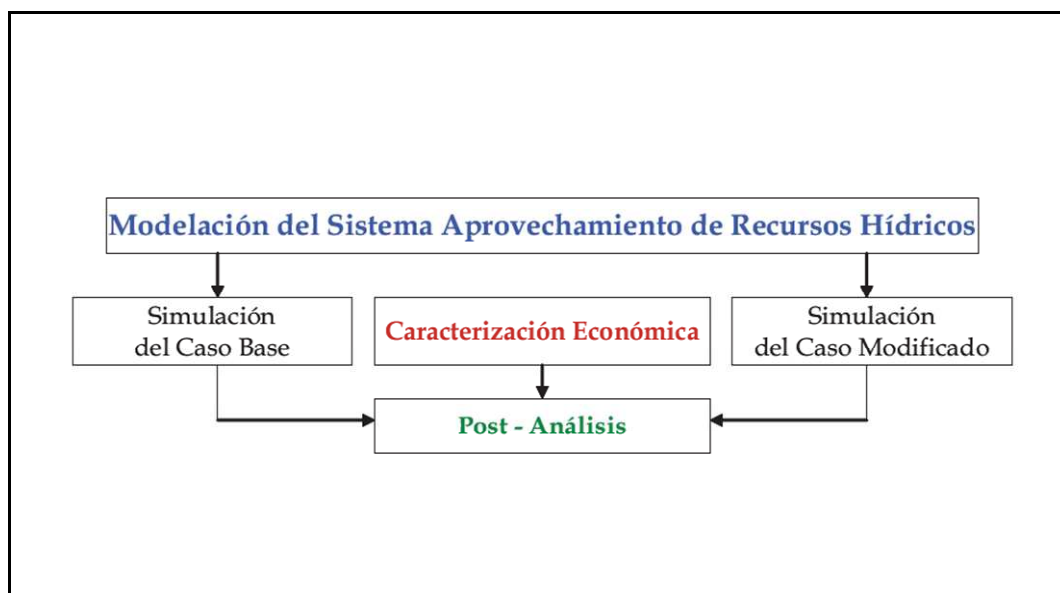


Figura 14.3: Metodología para la estimación del perjuicio económico sobre el sistema de recursos hídricos (Fuente: Triana [129]).

La modelación del sistema de aprovechamiento de recursos hídricos incluye la asignación de recursos disponibles para cada uno de los usuarios del sistema, incorporando un balance de masas donde las entradas al sistema, *aportaciones*, sumadas al total del almacenamiento inicial deberán ser iguales a las salidas del sistema, *asignaciones*, sumadas a las pérdidas y al almacenamiento final del recurso bajo las restricciones impuestas por las normas que rijan el sistema de aprovechamiento.

El efecto económico, EE , sobre el sistema de recursos hídricos formado por n demandas, evaluado a lo largo de un periodo de m años, puede obtenerse mediante la ecuación (14.1).

$$EE = \sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^n \int_{Q_{cb_{ij}}}^{Q_{cm_{ij}}} f_{e_{ij}}(q) dq \quad (14.1)$$

donde:

- $f_{e_{ij}}$: curva que caracteriza la demanda i en el periodo j en función del recurso, q
- $Q_{cm_{ij}}$: recurso asignado a la demanda i en el periodo j en caso de rotura de la presa
- $Q_{cb_{ij}}$: recurso asignado a la demanda i en el periodo j en el caso base

Con la metodología expuesta es posible obtener el valor del efecto económico, partiendo de una hipótesis de aportaciones, reglas de asignación de recursos y curvas de demanda. Se realiza la hipótesis de que las reglas de asignación de recursos y las curvas de demanda son conocidas, mientras que las aportaciones están sujetas a una variabilidad estocástica. Por tanto, utilizando los métodos de simulaciones estocásticas y de generación de series temporales sintéticas, se genera un gran número de simulaciones del comportamiento del sistema de modo que el resultado obtenido para el efecto económico tiene naturaleza probabilística. Es decir, que un resultado tendrá una determinada probabilidad de ocurrencia.

14.2.5.- Consecuencias en términos del coste de reconstrucción

Cuando se produce la rotura de una presa, hay que incluir entre los costes el coste de reconstrucción de la misma. El método utilizado en el Modelo de Riesgo para abordar esta cuestión es el de actualización de los costes del proyecto original, lo que se realiza mediante (14.2).

$$V_f = V_o \cdot (1+i)^n \quad (14.2)$$

donde:

V_f : valor actualizado del coste

V_o : valor inicial

i : tasa de actualización

n : número de años transcurridos desde la construcción

14.3.- Herramienta de cálculo para el análisis de riesgos

Partiendo de los trabajos recogidos en la tesis doctoral de M.G. de Membrillera (véase Membrillera [92]), el grupo de investigación iPresas está desarrollando un software de cálculo para análisis de riesgos (véase Serrano et al [118]). Este software está basado en los conceptos principales de “árbol de eventos” y “diagramas de influencia”. El empleo de estos últimos aporta dos ventajas esenciales: simplifica la representación de sistemas complejos y muestra de forma inequívoca las relaciones entre distintos eventos.

Un diagrama de influencia está formado dos tipos de entidades: *nodos* y *conectores* entre nodos. Los nodos representan variables y los conectores representan las relaciones entre las mismas. En los nodos se incluye la definición de escenario (hidrológico, sísmico), modos de fallo, escenarios de rotura (estación del año, día-noche), evaluación de consecuencias (vidas, pérdidas económicas).

El Modelo de Riesgo de la presa en estudio ha sido implementado en el software iPresas. De este modo, es posible obtener, entre otros, los siguientes resultados, uno en términos de *probabilidad* y otros dos en términos de *riesgo*:

- **Probabilidad anual** de fallo de la presa (integrando todos los modos de fallo)
- **Riesgo** en términos de pérdida de **vidas/año**
- **Riesgo** en términos de coste económico, en **euros/año**

En los nodos correspondientes a los modos de fallo se incorpora la información acerca de su probabilidad condicional de ocurrencia. En particular, en el caso del modo de fallo por deslizamiento en el contacto presa-cimiento, se define el vector de la probabilidad condicional de rotura en función del nivel del embalse (escenario hidrológico) y la matriz de probabilidad condicional de rotura en función del nivel de embalse y de la aceleración sísmica (escenario sísmico).

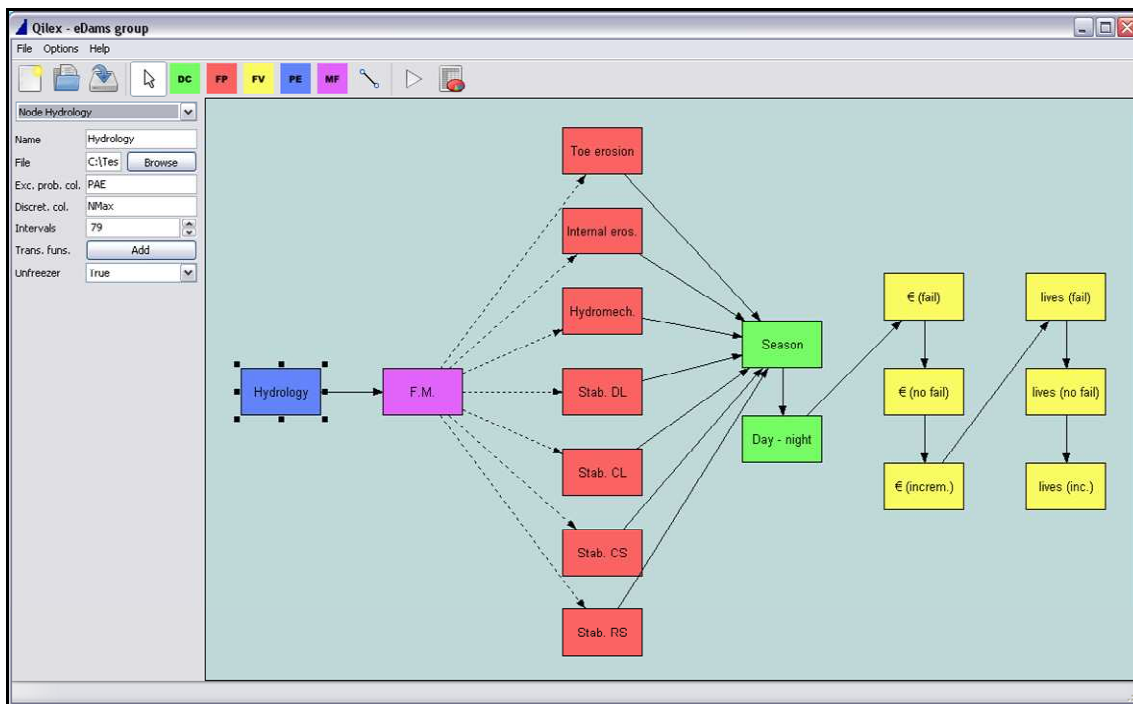


Figura 14.4: Software iPresas. Diagrama de Influencia para el Escenario Hidrológico (Fuente: Serrano et al [118]).

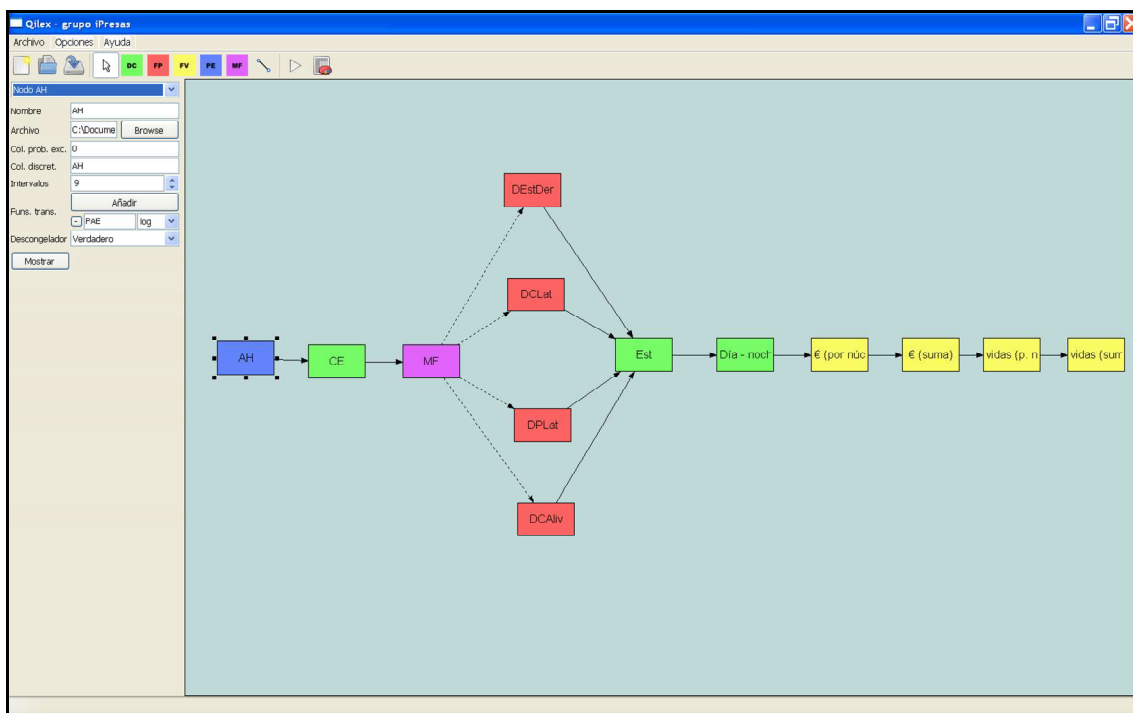


Figura 14.5: Software iPresas. Diagrama de Influencia para el Escenario Sísmico (Fuente: Serrano et al [118]).

Esta información se incorpora al modelo mediante la lectura de un archivo ‘*.txt’, con la estructura recogida en las figuras 14.6 y 14.7. Modificando este archivo en función de cada caso analizado, y realizando los cálculos para el Modelo de Riesgo, se puede evaluar cómo se comportan los resultados de probabilidad total de fallo así como los resultados en términos de Riesgo, en función de la probabilidad condicional utilizada para el modo de fallo en cuestión.

```
#c Secc. Aliviadero-Deslizamiento Contacto presa-cimiento (compuertas cerradas). CB.

#x NMax
268.00      300.00      313.00      320.00      322.50      326.00

#y rot
5.12905647E-12  4.29050502E-08  4.41698057E-06  5.49587945E-04  1.07971707E-03  9.79612395E-03
```

Figura 14.6: Software iPresas. Escenario hidrológico. Modelo de archivo con el vector de probabilidad condicional de fallo en función del nivel de embalse (fuente: Serrano et al [118]).

```
#c Secc. Aliviadero-Deslizamiento Contacto presa-cimiento (compuertas cerradas). CB.

#x AH
0.01
0.03
0.06
0.12
0.24
0.48

#y CE
268          300          313          320

#z rot
3.024125E-11  7.949710E-08  8.890849E-06  1.050389E-03
3.550373E-10  8.888817E-08  1.683131E-05  1.814475E-03
6.903261E-10  7.526830E-08  5.712526E-05  1.079137E-02
3.783886E-10  4.727208E-07  1.028566E-03  1.034425E-01
2.865278E-09  2.155002E-05  1.329398E-01  5.160436E-01
4.182683E-06  1.979664E-01  9.189178E-01  1.000000E+00
```

Figura 14.7: Software iPresas. Escenario sísmico. Modelo de archivo con la matriz de probabilidad condicional de fallo en función del nivel de embalse y de la aceleración sísmica (Fuente: Serrano et al [118]).

14.4.- Probabilidades condicionales de fallo utilizadas

De acuerdo con los resultados obtenidos en los capítulos 12 y 13, se recoge a continuación en las figuras 14.8 a 14.16 un resumen de las distintas probabilidades condicionales de fallo obtenidas.

| ESCENARIO HIDROLÓGICO | | | | | | | | | | |
|---|-------------------|-----------------------|-----------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|--|--|
| $\rho = 0$ (sin correlación entre φ y c) | | | | | | | | | | |
| Modelo | Nivel de análisis | Método empleado | Nivel de embalse (m.s.n.m.) | | | | | | | |
| | | | 268 | 300 | 313 | 320 | 322.5 | 326 | | |
| Equilibrio Limite | 2 | Taylor | 1.12768097E-03 | 7.72508656E-03 | 2.10141631E-02 | 3.58465629E-02 | 4.26304833E-02 | 5.51976985E-02 | | |
| | | Point Estimate Method | 7.43623079E-04 | 5.57862019E-03 | 1.59117959E-02 | 2.78755059E-02 | 3.31017156E-02 | 4.28952622E-02 | | |
| | | Hasofer & Lind | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 5.40000000E-03 | 2.07834892E-02 | 2.89276139E-02 | 4.19947416E-02 | | |
| Sólido deformable elástico | 3 | Monte Carlo | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-08 | 4.90000000E-04 | 2.13000000E-03 | 7.78000000E-03 | | |
| | | Monte Carlo | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-08 | 1.19000000E-03 | 2.25040000E-01 | 1.00000000E+00 | | |

Figura 14.8: Probabilidades condicionales de fallo a deslizamiento en el contacto presa-cimiento. Escenario hidrológico, sin correlación.

| ESCENARIO HIDROLÓGICO | | | | | | | | | | | |
|-------------------------------|-------------------|-----------------|-------------|------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Con correlación $\rho \neq 0$ | | | | | | | | | | | |
| Modelo | Nivel de análisis | Método empleado | Correlación | Nivel de embalse | | | | | | | |
| | | | | 268 | 300 | 313 | 320 | 322.5 | 326 | | |
| Equilibrio Límite | 3 | Monte Carlo | -0.75 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-11 | 1.00000000E-08 | 1.00000000E-08 | 1.00000000E-08 | 1.00000000E-05 | |
| | | | -0.50 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-10 | 1.00000000E-05 | 1.00000000E-05 | 1.00000000E-05 | 8.00000000E-05 | 3.80000000E-04 |
| | | | -0.25 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-09 | 6.00000000E-05 | 6.00000000E-05 | 6.00000000E-05 | 3.60000000E-04 | 2.41000000E-03 |
| | | | +0.25 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 3.00000000E-07 | 1.84000000E-03 | 1.84000000E-03 | 1.84000000E-03 | 5.19000000E-03 | 1.57700000E-02 |
| | | | +0.50 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 5.00000000E-06 | 4.07000000E-03 | 4.07000000E-03 | 4.07000000E-03 | 1.02300000E-02 | 2.46900000E-02 |
| | | | +0.75 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-05 | 8.53000000E-03 | 8.53000000E-03 | 8.53000000E-03 | 1.83700000E-02 | 3.90700000E-02 |
| Sólido deformable elástico | 3 | Monte Carlo | -0.75 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-11 | 1.00000000E-07 | 1.00000000E-11 | 1.00000000E-02 | 1.00000000E+00 | |
| | | | -0.50 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-10 | 1.10000000E-05 | 1.10000000E-05 | 1.10000000E-05 | 1.34000000E-01 | 1.00000000E+00 |
| | | | -0.25 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-09 | 2.62000000E-04 | 2.62000000E-04 | 2.62000000E-04 | 1.83000000E-01 | 1.00000000E+00 |
| | | | +0.25 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-06 | 3.54000000E-03 | 3.54000000E-03 | 3.54000000E-03 | 2.55000000E-01 | 1.00000000E+00 |
| | | | +0.50 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 3.00000000E-06 | 7.60000000E-03 | 7.60000000E-03 | 7.60000000E-03 | 2.81000000E-01 | 1.00000000E+00 |
| | | | +0.75 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 5.00000000E-06 | 1.37000000E-02 | 1.37000000E-02 | 1.37000000E-02 | 3.07000000E-01 | 1.00000000E+00 |

Figura 14.9: Probabilidades condicionales de fallo a deslizamiento en el contacto presa-cimiento. Escenario hidrológico, con correlación.

| ESCENARIO SÍSMICO | | | | | | | |
|--|-------------------|----------------|------|-----------------------------|----------------|----------------|----------------|
| $\rho = 0$ (sin correlación entre ϕ y c) | | | | | | | |
| Modelo | Nivel de Análisis | Método | a/g | Nivel de embalse (m.s.n.m.) | | | |
| | | | | 268 | 300 | 313 | 320 |
| Equilibrio Límite | 2 | Taylor | 0.01 | 1.20333910E-03 | 8.29879879E-03 | 2.25758140E-02 | 3.84623181E-02 |
| | | | 0.03 | 1.36999527E-03 | 9.56795974E-03 | 2.60155389E-02 | 4.44578274E-02 |
| | | | 0.06 | 1.66345184E-03 | 1.18150282E-02 | 3.20542077E-02 | 5.57500353E-02 |
| | | | 0.12 | 2.44730610E-03 | 1.78426904E-02 | 4.81054063E-02 | 8.85129647E-02 |
| | | | 0.24 | 5.23702063E-03 | 3.89507461E-02 | 1.14756713E-01 | 2.10697297E-01 |
| | | | 0.48 | 2.22856136E-02 | 1.83172297E-01 | 1.00000000E+00 | 1.00000000E+00 |
| | | P.E.M. | 0.01 | 7.96113968E-04 | 6.01513357E-03 | 1.71605562E-02 | 2.99705029E-02 |
| | | | 0.03 | 9.12331319E-04 | 6.98649197E-03 | 1.99284033E-02 | 3.46650443E-02 |
| | | | 0.06 | 1.11872938E-03 | 8.72326381E-03 | 2.48384851E-02 | 4.36437690E-02 |
| | | | 0.12 | 1.67881250E-03 | 1.34668056E-02 | 3.79583560E-02 | 7.03887701E-02 |
| | | | 0.24 | 3.73843827E-03 | 3.07004714E-02 | 9.29497898E-02 | 1.75868164E-01 |
| | | | 0.48 | 1.72218922E-02 | 1.53758376E-01 | 1.00000000E+00 | 1.00000000E+00 |
| | | Hasofer & Lind | 0.01 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 6.62700353E-03 | 2.40056973E-02 |
| | | | 0.03 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 9.72586123E-03 | 3.11957737E-02 |
| | | | 0.06 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.62080667E-02 | 4.33499730E-02 |
| | | | 0.12 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 3.59602531E-02 | 7.33974226E-02 |
| | | | 0.24 | 0.00000000E+00 | 2.45406338E-02 | 9.99241704E-02 | 1.96827254E-01 |
| | | | 0.48 | 5.66300918E-03 | 1.71145381E-01 | 1.00000000E+00 | 1.00000000E+00 |
| | 3 | Monte Carlo | 0.01 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 3.00000000E-07 | 9.50000000E-04 |
| | | | 0.03 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.43000000E-05 | 2.93000000E-03 |
| | | | 0.06 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.90000000E-04 | 7.99000000E-03 |
| | | | 0.12 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 3.25000000E-03 | 3.33900000E-02 |
| | | | 0.24 | 0.00000000E+00 | 7.50000000E-04 | 6.00600000E-02 | 1.82760000E-01 |
| | | | 0.48 | 1.00000000E-10 | 1.44080000E-01 | 1.00000000E+00 | 1.00000000E+00 |
| Sólido deformable elástico | 3 | Monte Carlo | 0.01 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 5.00000000E-07 | 3.13000000E-03 |
| | | | 0.03 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 4.00000000E-05 | 9.64000000E-03 |
| | | | 0.06 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 4.80000000E-04 | 1.64900000E-02 |
| | | | 0.12 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 4.37000000E-03 | 4.85000000E-02 |
| | | | 0.24 | 0.00000000E+00 | 9.20000000E-04 | 1.00500000E-01 | 4.56790000E-01 |
| | | | 0.48 | 1.00000000E-07 | 2.28620000E-01 | 1.00000000E+00 | 1.00000000E+00 |

Figura 14.10: Probabilidades condicionales de fallo a deslizamiento en el contacto presa-cimiento. Escenario sísmico, sin correlación.

| ESCENARIO SÍSMICO | | | | | | | | | | |
|--|-------------------|-----------------|------|------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Con correlación $\rho = -0.75$ | | | | | | | | | | |
| Modelo | Nivel de análisis | Método empleado | a/g | Nivel de embalse | | | | | | |
| | | | | 268 | 300 | 313 | 320 | 320 | 320 | |
| Equilibrio Límite | 3 | Monte Carlo | 0.01 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-10 | 1.00000000E-09 | 1.00000000E-08 | 1.00000000E-07 | 1.00000000E-04 |
| | | | 0.03 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-09 | 1.00000000E-08 | 1.00000000E-07 | 1.70000000E-04 | 3.69400000E-02 |
| | | | 0.06 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-08 | 1.00000000E-07 | 1.00000000E-06 | 1.00000000E+00 | 1.00000000E+00 |
| | | | 0.12 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-07 | 1.00000000E-06 | 1.00000000E-05 | 1.00000000E-04 | 1.00000000E-03 |
| | | | 0.24 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-07 | 1.00000000E-06 | 1.00000000E-05 | 1.00000000E-04 | 1.00000000E-03 | 1.00000000E-02 |
| | | | 0.48 | 1.00000000E-13 | 1.82900000E-02 | 1.00000000E+00 | 1.00000000E+00 | 1.00000000E+00 | 1.00000000E+00 | 1.00000000E+00 |
| Sólido deformable elástico | 3 | Monte Carlo | 0.01 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-09 | 1.00000000E-07 | 1.00000000E-06 | 1.00000000E-05 | 7.51000000E-04 |
| | | | 0.03 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-08 | 1.00000000E-07 | 1.00000000E-06 | 1.00000000E-05 | 7.51000000E-04 |
| | | | 0.06 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-07 | 1.00000000E-06 | 1.00000000E-05 | 1.00000000E-04 | 1.00000000E-03 |
| | | | 0.12 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-06 | 1.00000000E-05 | 1.00000000E-04 | 1.00000000E-03 | 1.00000000E-02 |
| | | | 0.24 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-06 | 1.00000000E-05 | 1.00000000E-04 | 1.00000000E-03 | 1.00000000E-02 | 1.00000000E-01 |
| | | | 0.48 | 1.00000000E-10 | 7.33930000E-02 | 1.00000000E+00 | 1.00000000E+00 | 1.00000000E+00 | 1.00000000E+00 | 1.00000000E+00 |

Figura 14.11: Probabilidades condicionales de fallo a deslizamiento en el contacto presa-cimiento. Escenario sísmico, con correlación $\rho = -0.75$.

| ESCENARIO SÍSMICO | | | | | | | | | | |
|--|-------------------|-----------------|------|------------------|----------------|----------------|----------------|--|--|--|
| Con correlación $\rho = -0.50$ | | | | | | | | | | |
| Modelo | Nivel de análisis | Método empleado | a/g | Nivel de embalse | | | | | | |
| | | | | 268 | 300 | 313 | 320 | | | |
| Equilibrio Límite | 3 | Monte Carlo | 0.01 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-10 | 1.00000000E-05 | | | |
| | | | 0.03 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-09 | 8.00000000E-05 | | | |
| | | | 0.06 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-08 | 3.80000000E-04 | | | |
| | | | 0.12 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 7.00000000E-05 | 4.96000000E-03 | | | |
| | | | 0.24 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-05 | 1.32100000E-02 | 9.42500000E-02 | | | |
| | | | 0.48 | 1.00000000E-12 | 6.47200000E-02 | 1.00000000E+00 | 1.00000000E+00 | | | |
| Sólido deformable elástico | 3 | Monte Carlo | 0.01 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-08 | 6.60000000E-05 | | | |
| | | | 0.03 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-07 | 5.65000000E-04 | | | |
| | | | 0.06 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 4.00000000E-07 | 1.43600000E-03 | | | |
| | | | 0.12 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.28000000E-04 | 7.51000000E-04 | | | |
| | | | 0.24 | 0.00000000E+00 | 6.00000000E-06 | 3.59630000E-02 | 4.19997000E-01 | | | |
| | | | 0.48 | 1.00000000E-09 | 1.42444000E-01 | 1.00000000E+00 | 1.00000000E+00 | | | |

Figura 14.12: Probabilidades condicionales de fallo a deslizamiento en el contacto presa-cimiento. Escenario sísmico, con correlación $\rho = -0.50$.

| ESCENARIO SÍSMICO | | | | | | | |
|--------------------------------|-------------------|-----------------|------|------------------|----------------|----------------|----------------|
| Con correlación $\rho = -0.25$ | | | | | | | |
| Modelo | Nivel de análisis | Método empleado | a/g | Nivel de embalse | | | |
| | | | | 268 | 300 | 313 | 320 |
| Equilibrio Límite | 3 | Monte Carlo | 0.01 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-09 | 6.00000000E-05 |
| | | | 0.03 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-08 | 5.60000000E-04 |
| | | | 0.06 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 2.00000000E-05 | 2.38000000E-03 |
| | | | 0.12 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 6.70000000E-04 | 1.61900000E-02 |
| | | | 0.24 | 0.00000000E+00 | 1.60000000E-04 | 3.61500000E-02 | 1.42230000E-01 |
| | | | 0.48 | 1.00000000E-11 | 1.07000000E-01 | 1.00000000E+00 | 1.00000000E+00 |
| Sólido deformable elástico | 3 | Monte Carlo | 0.01 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-06 | 7.65000000E-04 |
| | | | 0.03 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 3.00000000E-06 | 3.58600000E-03 |
| | | | 0.06 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 8.00000000E-06 | 6.74100000E-03 |
| | | | 0.12 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.21100000E-03 | 2.74410000E-02 |
| | | | 0.24 | 0.00000000E+00 | 1.38000000E-04 | 6.90820000E-02 | 4.39072000E-01 |
| | | | 0.48 | 1.00000000E-08 | 1.90252000E-01 | 1.00000000E+00 | 1.00000000E+00 |

Figura 14.13: Probabilidades condicionales de fallo a deslizamiento en el contacto presa-cimiento. Escenario sísmico, con correlación $\rho = -0.25$.

| ESCENARIO SÍSMICO | | | | | | | |
|---|--------------------------|------------------------|-------------|-------------------------|----------------|----------------|----------------|
| Con correlación $\rho = + 0.25$ | | | | | | | |
| Modelo | Nivel de análisis | Método empleado | a/g | Nivel de embalse | | | |
| | | | | 268 | 300 | 313 | 320 |
| Equilibrio Limite | 3 | Monte Carlo | 0.01 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00000000E-05 | 3.11000000E-03 |
| | | | 0.03 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.10000000E-04 | 6.18000000E-03 |
| | | | 0.06 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 8.40000000E-04 | 1.54800000E-02 |
| | | | 0.12 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 7.83000000E-03 | 5.36300000E-02 |
| | | | 0.24 | 0.00000000E+00 | 2.45000000E-03 | 8.61500000E-02 | 2.16220000E-01 |
| | | | 0.48 | 1.00000000E-10 | 1.76320000E-01 | 1.00000000E+00 | 1.00000000E+00 |
| Solido deformable elástico | 3 | Monte Carlo | 0.01 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 6.10000000E-05 | 7.34200000E-03 |
| | | | 0.03 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 4.68000000E-04 | 1.90250000E-02 |
| | | | 0.06 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 7.23000000E-04 | 2.86810000E-02 |
| | | | 0.12 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.00960000E-02 | 7.04960000E-02 |
| | | | 0.24 | 0.00000000E+00 | 2.75300000E-03 | 1.30189000E-01 | 4.72321000E-01 |
| | | | 0.48 | 5.00000000E-06 | 2.60714000E-01 | 1.00000000E+00 | 1.00000000E+00 |

Figura 14.14: Probabilidades condicionales de fallo a deslizamiento en el contacto presa-cimiento. Escenario sísmico, con correlación $\rho = +0.25$.

| ESCENARIO SÍSMICO | | | | | | | |
|---------------------------------|-------------------|-----------------|------|------------------|----------------|----------------|----------------|
| Con correlación $\rho = + 0.50$ | | | | | | | |
| Modelo | Nivel de análisis | Método empleado | a/g | Nivel de embalse | | | |
| | | | | 268 | 300 | 313 | 320 |
| Equilibrio Límite | 3 | Monte Carlo | 0.01 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 2.00000000E-05 | 6.30000000E-03 |
| | | | 0.03 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 3.50000000E-04 | 1.17700000E-02 |
| | | | 0.06 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 2.54000000E-03 | 2.50700000E-02 |
| | | | 0.12 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.49200000E-02 | 7.24300000E-02 |
| | | | 0.24 | 0.00000000E+00 | 6.06000000E-03 | 1.11100000E-01 | 2.46050000E-01 |
| | | | 0.48 | 1.00000000E-09 | 2.07130000E-01 | 1.00000000E+00 | 1.00000000E+00 |
| Sólido deformable elástico | 3 | Monte Carlo | 0.01 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 2.62000000E-04 | 1.35940000E-02 |
| | | | 0.03 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.34000000E-03 | 3.04310000E-02 |
| | | | 0.06 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.93400000E-03 | 4.31920000E-02 |
| | | | 0.12 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 1.79510000E-02 | 9.27350000E-02 |
| | | | 0.24 | 0.00000000E+00 | 6.01500000E-03 | 1.57826000E-01 | 4.86778000E-01 |
| | | | 0.48 | 3.90000000E-05 | 2.88570000E-01 | 1.00000000E+00 | 1.00000000E+00 |

Figura 14.15: Probabilidades condicionales de fallo a deslizamiento en el contacto presa-cimiento. Escenario sísmico, con correlación $\rho = +0.50$.

| ESCENARIO SÍSMICO | | | | | | | |
|---|--------------------------|------------------------|-------------|-------------------------|----------------|----------------|-----------------------|
| Con correlación $\rho = + 0.75$ | | | | | | | |
| Modelo | Nivel de análisis | Método empleado | a/g | Nivel de embalse | | | |
| | | | | 268 | 300 | 313 | |
| Equilibrio Límite | 3 | Monte Carlo | 0.01 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 5.00000000E-05 | 320 1.16500000E-02 |
| | | | 0.03 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 9.50000000E-04 | 2.06500000E-02 |
| | | | 0.06 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 4.53000000E-03 | 3.80900000E-02 |
| | | | 0.12 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 2.42100000E-02 | 9.27200000E-02 |
| | | | 0.24 | 0.00000000E+00 | 1.05900000E-02 | 1.35060000E-01 | 2.71410000E-01 |
| | | | 0.48 | 1.00000000E-08 | 2.36890000E-01 | 1.00000000E+00 | 1.00000000E+00 |
| Sólido deformable elástico | 3 | Monte Carlo | 0.01 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 7.80000000E-04 | 2.23600000E-02 |
| | | | 0.03 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 3.11000000E-03 | 4.31700000E-02 |
| | | | 0.06 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 4.21000000E-03 | 5.83400000E-02 |
| | | | 0.12 | 0.00000000E+00 | 0.00000000E+00 | 2.84000000E-02 | 1.13350000E-01 |
| | | | 0.24 | 0.00000000E+00 | 1.11000000E-02 | 1.83130000E-01 | 5.00960000E-01 |
| | | | 0.48 | 7.00000000E-05 | 3.13280000E-01 | 1.00000000E+00 | 1.00000000E+00 |

Figura 14.16: Probabilidades condicionales de fallo a deslizamiento en el contacto presa-cimiento. Escenario sísmico, con correlación $\rho = +0.75$.

14.5.- Resultados obtenidos con el Modelo General de Riesgo

Partiendo de los vectores y matrices de probabilidad anteriores, se realizan los cálculos para el Modelo General de Riesgo, obteniendo los valores de la probabilidad total de rotura, así como la estimación del riesgo en términos de pérdida de vidas humanas y en términos económicos. Para asegurar la estabilidad del proceso de cálculo los valores de probabilidad nulos se sustituyen por un valor de probabilidad arbitrario, suficientemente bajo, de 1.00×10^{-15} . Los resultados obtenidos se recogen en los Cuadros 14.1 a 14.7.

Cuadro 14.1: Escenario hidrológico. Sin correlación entre variables.

| ESCENARIO HIDROLÓGICO | | | | | |
|---|--------------------------|---------------------------|---|---------------------------|-----------------------|
| $\rho = 0$ (sin correlación entre ϕ y c) | | | | | |
| Modelo | Nivel de Análisis | Método | Resultados del Modelo Global de Riesgo | | |
| | | | Probabilidad Total de Fallo | Riesgo (vidas/año) | Riesgo (€/año) |
| Base | 2 | Taylor | 2.35×10^{-02} | 3.51 | 4,503,436.00 |
| | | P.E.M. | 1.81×10^{-02} | 2.71 | 3,471,692.00 |
| | | Hasofer & Lind | 9.26×10^{-03} | 1.47 | 1,847,087.00 |
| Equilibrio Límite | 3 | Monte Carlo | 4.12×10^{-04} | 0.07 | 83,309.43 |
| Avanzado | 3 | Monte Carlo | 8.05×10^{-03} | 1.28 | 1,603,164.00 |
| Sólido elástico | 3 | Monte Carlo | 8.05×10^{-03} | 1.28 | 1,603,164.00 |

Cuadro 14.2: Escenario hidrológico. Con correlación entre variables $\rho = -0.75$.

| ESCENARIO HIDROLÓGICO | | | | | |
|---|--------------------------|--------------------|---|---------------------------|-----------------------|
| $\rho = -0.75$ (con correlación entre ϕ y c) | | | | | |
| Modelo | Nivel de Análisis | Método | Resultados del Modelo Global de Riesgo | | |
| | | | Probabilidad Total de Fallo | Riesgo (vidas/año) | Riesgo (€/año) |
| Base | 3 | Monte Carlo | 2.76×10^{-04} | 0.04 | 56,007.68 |
| Equilibrio Límite | 3 | Monte Carlo | 2.76×10^{-04} | 0.04 | 56,007.68 |
| Avanzado | 3 | Monte Carlo | 2.46×10^{-03} | 0.41 | 505,837.50 |
| Sólido elástico | 3 | Monte Carlo | 2.46×10^{-03} | 0.41 | 505,837.50 |

Cuadro 14.3: Escenario hidrológico. Con correlación entre variables $\rho = - 0.50$.

| ESCENARIO HIDROLÓGICO | | | | | |
|---|--------------------------|--------------------|---|---------------------------|-----------------------|
| $\rho = - 0.50$ (con correlación entre ϕ y c) | | | | | |
| Modelo | Nivel de Análisis | Método | Resultados del Modelo Global de Riesgo | | |
| | | | Probabilidad Total de Fallo | Riesgo (vidas/año) | Riesgo (€/año) |
| Base Equilibrio Límite | 3 | Monte Carlo | 2.79×10^{-4} | 0.05 | 56,666.28 |
| Avanzado Sólido elástico | 3 | Monte Carlo | 4.71×10^{-3} | 0.76 | 946,377.30 |

Cuadro 14.4: Escenario hidrológico. Con correlación entre variables $\rho = - 0.25$.

| ESCENARIO HIDROLÓGICO | | | | | |
|---|--------------------------|--------------------|---|---------------------------|-----------------------|
| $\rho = - 0.25$ (con correlación entre ϕ y c) | | | | | |
| Modelo | Nivel de Análisis | Método | Resultados del Modelo Global de Riesgo | | |
| | | | Probabilidad Total de Fallo | Riesgo (vidas/año) | Riesgo (€/año) |
| Base Equilibrio Límite | 3 | Monte Carlo | 2.94×10^{-4} | 0.05 | 59,579.57 |
| Avanzado ASólido elástico | 3 | Monte Carlo | 6.41×10^{-3} | 1.02 | 1,280,190.00 |

Cuadro 14.5: Escenario hidrológico. Con correlación entre variables $\rho = + 0.25$.

| ESCENARIO HIDROLÓGICO | | | | | |
|---|--------------------------|--------------------|---|---------------------------|-----------------------|
| $\rho = + 0.25$ (con correlación entre ϕ y c) | | | | | |
| Modelo | Nivel de Análisis | Método | Resultados del Modelo Global de Riesgo | | |
| | | | Probabilidad Total de Fallo | Riesgo (vidas/año) | Riesgo (€/año) |
| Base Equilibrio Límite | 3 | Monte Carlo | 1.04×10^{-03} | 0.17 | 207,734.40 |
| Avanzado Sólido elástico | 3 | Monte Carlo | 1.02×10^{-02} | 1.61 | 2,017,860.00 |

Cuadro 14.6: Escenario hidrológico. Con correlación entre variables $\rho = + 0.50$.

| ESCENARIO HIDROLÓGICO | | | | | |
|---|--------------------------|--------------------|---|---------------------------|-----------------------|
| $\rho = + 0.50$ (con correlación entre ϕ y c) | | | | | |
| Modelo | Nivel de Análisis | Método | Resultados del Modelo Global de Riesgo | | |
| | | | Probabilidad Total de Fallo | Riesgo (vidas/año) | Riesgo (€/año) |
| Base Equilibrio Límite | 3 | Monte Carlo | 2.08×10^{-03} | 0.33 | 415,489.10 |
| Avanzado Sólido elástico | 3 | Monte Carlo | 1.29×10^{-02} | 2.04 | 2,560,655.00 |

Cuadro 14.7: Escenario hidrológico. Con correlación entre variables $\rho = + 0.75$.

| ESCENARIO HIDROLÓGICO | | | | | |
|---|--------------------------|--------------------|---|---------------------------|-----------------------|
| $\rho = + 0.75$ (con correlación entre ϕ y c) | | | | | |
| Modelo | Nivel de Análisis | Método | Resultados del Modelo Global de Riesgo | | |
| | | | Probabilidad Total de Fallo | Riesgo (vidas/año) | Riesgo (€/año) |
| Base Equilibrio Límite | 3 | Monte Carlo | 4.10×10^{-02} | 0.65 | 818,382.90 |
| Avanzado Sólido elástico | 3 | Monte Carlo | 1.65×10^{-02} | 2.60 | 3,275,132.00 |

Como se observa en las figuras 14.17. a 14.19, la variación que experimentan los resultados del modelo global al cambiar las probabilidades del modo de fallo por deslizamiento en el contacto entre presa y cimiento es significativa a todos los niveles analizados, tanto en términos de probabilidad como de riesgo.

Los resultados obtenidos con el modelo de equilibrio límite varían significativamente en función de que se emplee un método de análisis de fiabilidad de Nivel 2 o de Nivel 3. Dentro de los métodos de Nivel 2 también hay variaciones importantes en función de la técnica empleada. La aproximación basada en el método de Taylor proporciona siempre los valores más altos de probabilidad total de rotura y de riesgo, mientras que el método de Hasofer & Lind proporciona los valores más bajos, quedando el Point Estimate Method en una situación intermedia. Si se aplica al modelo de equilibrio límite un análisis más preciso, basado en el método de Monte Carlo, se obtiene resultados inferiores en dos órdenes de magnitud.

Los resultados obtenidos con el modelo de sólido elástico más un análisis de fiabilidad de Nivel 3, con la aproximación original presentada en la presente tesis, basada en el método de Monte Carlo, proporciona resultados similares a los obtenidos anteriormente con el método de Hasofer & Lind. Es decir, que un mismo método de análisis de fiabilidad, aplicado sobre un modelo de sólido elástico, proporciona resultados de probabilidad total de fallo y de riesgo dos órdenes de magnitud superiores a los obtenidos con el método tradicional de equilibrio límite.

Como se puede observar en las figuras 14.21 y 14.22, el modelo también es sensible a la existencia de correlación entre las variables de cohesión y ángulo de rozamiento en el contacto presa-cimiento, de modo que la posible existencia de correlaciones positivas incrementa significativamente la probabilidad total de fallo y el riesgo.

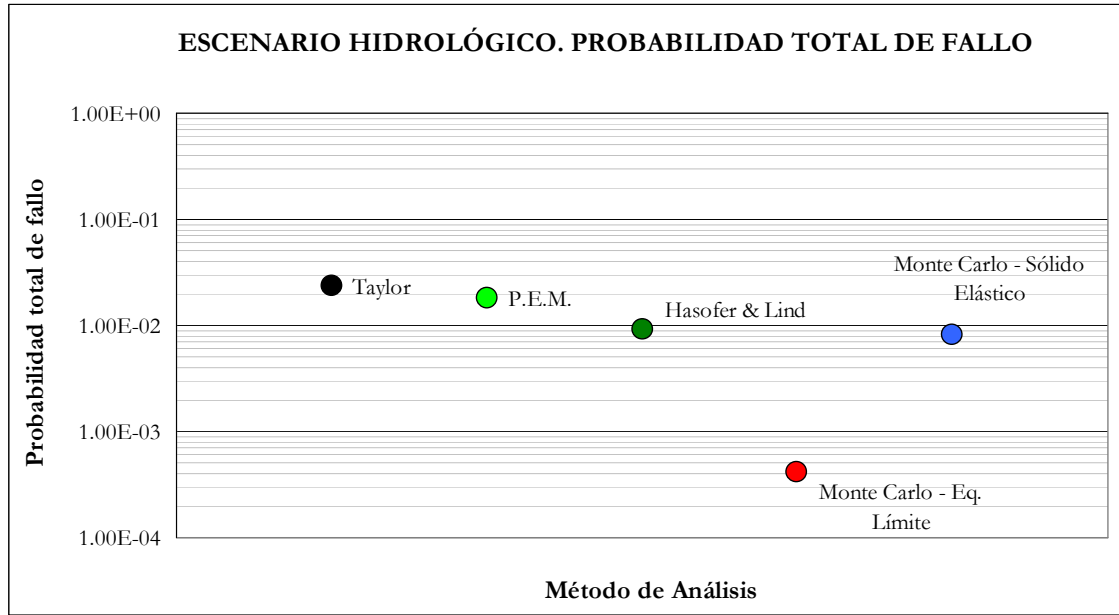


Figura 14.17: Probabilidad anual total de fallo. Escenario hidrológico. Sin correlación entre variables.

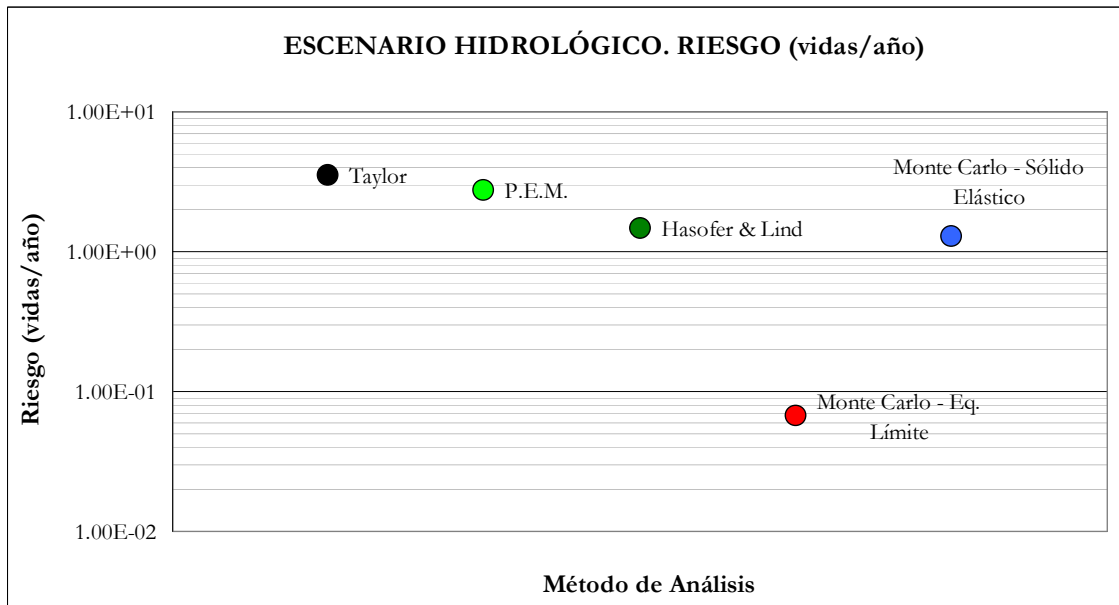


Figura 14.18: Riesgo en términos de vidas/año. Escenario hidrológico. Sin correlación entre variables.

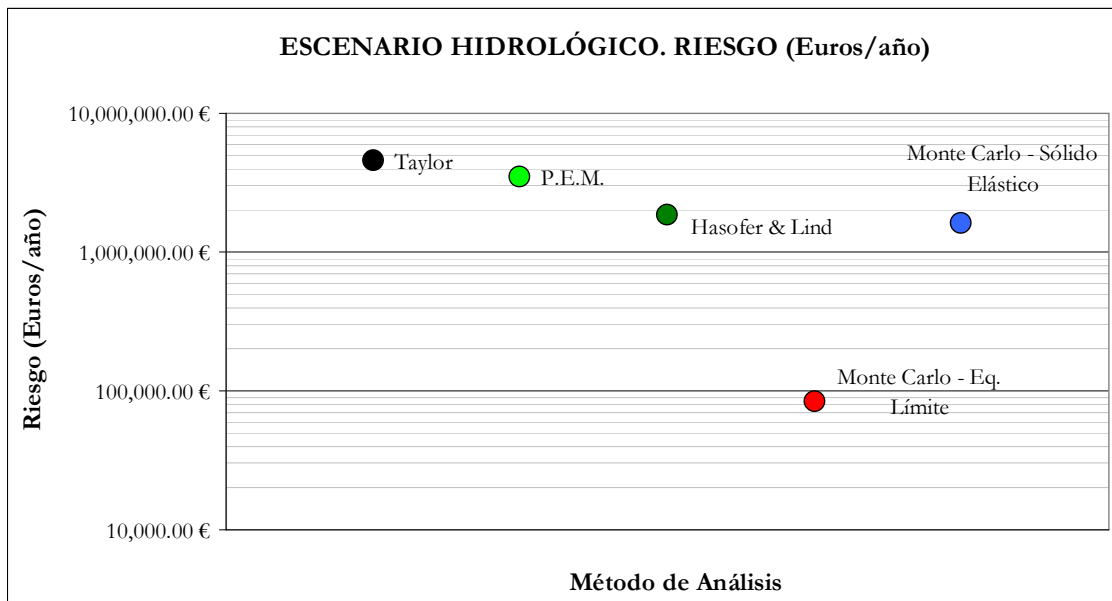


Figura 14.19: Riesgo en términos de pérdidas económicas/año. Escenario hidrológico. Sin correlación entre variables.

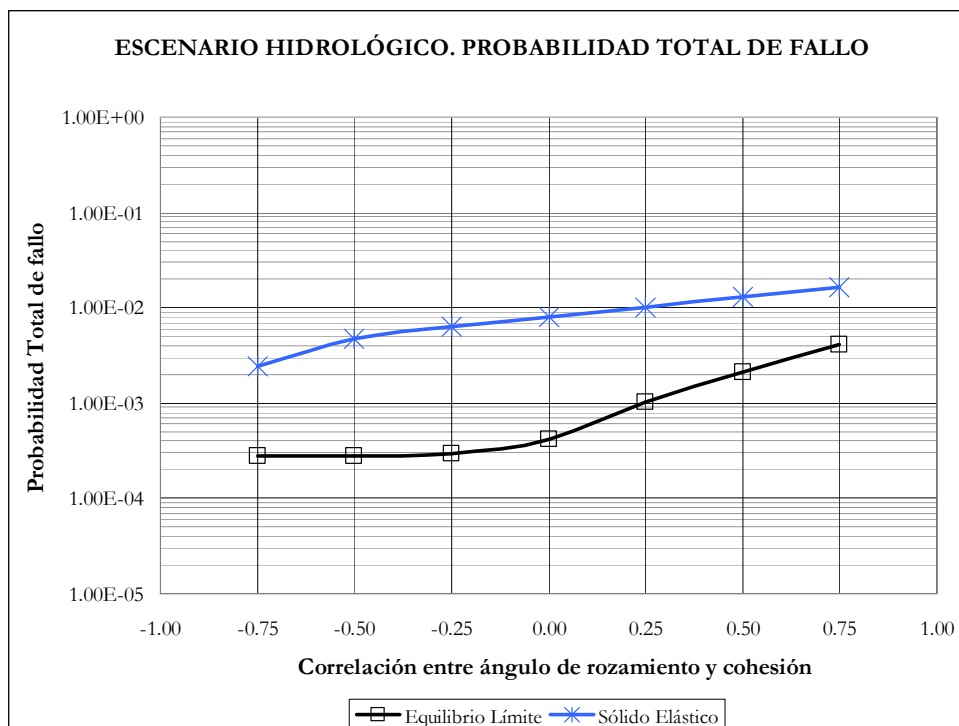


Figura 14.20: Probabilidad anual total de rotura en función del nivel de correlación entre cohesión y ángulo de rozamiento. Escenario hidrológico

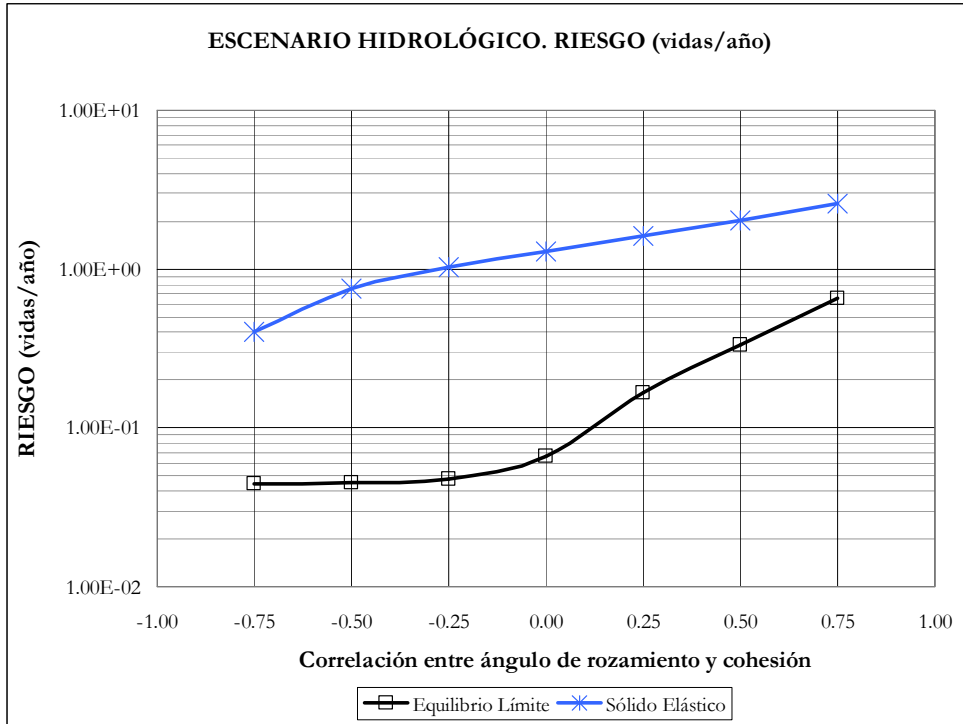


Figura 14.21: Riesgo en vidas humanas/año en función del nivel de correlación entre cohesión y ángulo de rozamiento. Escenario hidrológico

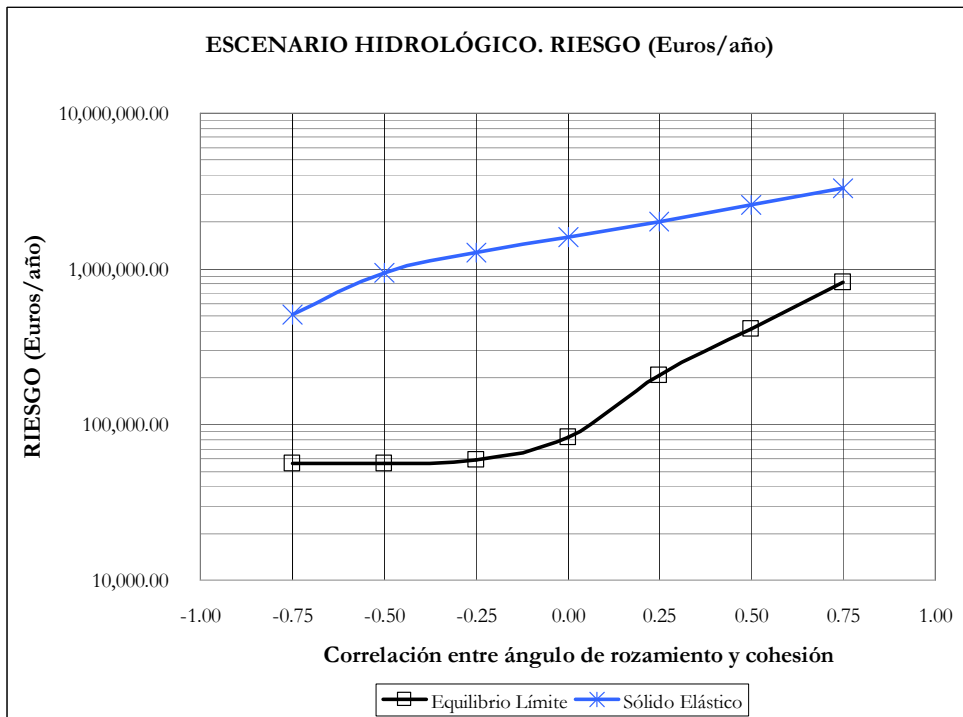


Figura 14.22: Riesgo en pérdidas económicas/año en función del nivel de correlación entre cohesión y ángulo de rozamiento. Escenario hidrológico

En los cuadros 14.8 a 14.14 se recogen los resultados obtenidos en escenario sísmico.

Cuadro 14.8: Escenario sísmico. Sin correlación entre variables.

| ESCENARIO SÍSMICO | | | | | |
|---|--------------------------|---------------------------|---|---------------------------|-----------------------|
| $\rho = 0$ (sin correlación entre ϕ y c) | | | | | |
| Modelo | Nivel de Análisis | Método | Resultados del Modelo Global de Riesgo | | |
| | | | Probabilidad Total de Fallo | Riesgo (vidas/año) | Riesgo (€/año) |
| Base Equilibrio Límite | 2 | Taylor | 2.55×10 ⁻⁰³ | 0.90 | 1,042,890.00 |
| | | P.E.M. | 1.99×10 ⁻⁰³ | 0.71 | 822,996.80 |
| | | Hasofer & Lind | 1.48×10 ⁻⁰³ | 0.65 | 726,773.90 |
| | 3 | Monte Carlo | 2.57×10 ⁻⁰⁴ | 0.12 | 129,259.00 |
| Avanzado Sólido elástico | 3 | Monte Carlo | 5.25×10 ⁻⁰⁴ | 0.24 | 265,312.50 |

Cuadro 14.9: Escenario sísmico. Con correlación entre variables $\rho = - 0.75$.

| ESCENARIO SÍSMICO | | | | | |
|--|--------------------------|--------------------|---|---------------------------|-----------------------|
| $\rho = - 0.75$ (con correlación entre ϕ y c) | | | | | |
| Modelo | Nivel de Análisis | Método | Resultados del Modelo Global de Riesgo | | |
| | | | Probabilidad Total de Fallo | Riesgo (vidas/año) | Riesgo (€/año) |
| Base Equilibrio Límite | 3 | Monte Carlo | 1.59×10 ⁻⁰⁴ | 0.07 | 80,292.89 |
| Avanzado Sólido elástico | 3 | Monte Carlo | 1.61×10 ⁻⁰⁴ | 0.07 | 81,450.68 |

Cuadro 14.10: Escenario sísmico. Con correlación entre variables $\rho = -0.50$.

| ESCENARIO SÍSMICO | | | | | |
|---|--------------------------|--------------------|---|---------------------------|-----------------------|
| $\rho = -0.50$ (con correlación entre ϕ y c) | | | | | |
| Modelo | Nivel de Análisis | Método | Resultados del Modelo Global de Riesgo | | |
| | | | Probabilidad Total de Fallo | Riesgo (vidas/año) | Riesgo (€/año) |
| Base Equilibrio Límite | 3 | Monte Carlo | 1.63×10 ⁻⁰⁴ | 0.07 | 82,127.24 |
| Avanzado Sólido elástico | 3 | Monte Carlo | 1.76×10 ⁻⁰⁴ | 0.08 | 88,595.57 |

Cuadro 14.11: Escenario sísmico. Con correlación entre variables $\rho = -0.25$.

| ESCENARIO SÍSMICO | | | | | |
|---|--------------------------|--------------------|---|---------------------------|-----------------------|
| $\rho = -0.25$ (con correlación entre ϕ y c) | | | | | |
| Modelo | Nivel de Análisis | Método | Resultados del Modelo Global de Riesgo | | |
| | | | Probabilidad Total de Fallo | Riesgo (vidas/año) | Riesgo (€/año) |
| Base Equilibrio Límite | 3 | Monte Carlo | 1.79×10 ⁻⁰⁴ | 0.08 | 90,230.99 |
| Avanzado Sólido elástico | 3 | Monte Carlo | 2.69×10 ⁻⁰⁴ | 0.12 | 135,417.20 |

Cuadro 14.12: Escenario sísmico. Con correlación entre variables $\rho = + 0.25$.

| ESCENARIO SÍSMICO | | | | | |
|---|--------------------------|--------------------|---|---------------------------|-----------------------|
| $\rho = + 0.25$ (con correlación entre ϕ y c) | | | | | |
| Modelo | Nivel de Análisis | Método | Resultados del Modelo Global de Riesgo | | |
| | | | Probabilidad Total de Fallo | Riesgo (vidas/año) | Riesgo (€/año) |
| Base Equilibrio Límite | 3 | Monte Carlo | 4.18×10 ⁻⁰⁴ | 0.19 | 209,899.00 |
| Avanzado Sólido elástico | 3 | Monte Carlo | 9.10×10 ⁻⁰⁴ | 0.41 | 458,083.70 |

Cuadro 14.13: Escenario sísmico. Con correlación entre variables $\rho = + 0.50$.

| ESCENARIO SÍSMICO | | | | | |
|---|--------------------------|--------------------|---|---------------------------|-----------------------|
| $\rho = + 0.50$ (con correlación entre ϕ y c) | | | | | |
| Modelo | Nivel de Análisis | Método | Resultados del Modelo Global de Riesgo | | |
| | | | Probabilidad Total de Fallo | Riesgo (vidas/año) | Riesgo (€/año) |
| Base Equilibrio Límite | 3 | Monte Carlo | 6.72×10 ⁻⁰⁴ | 0.30 | 337,185.20 |
| Avanzado Sólido elástico | 3 | Monte Carlo | 1.38×10 ⁻⁰³ | 0.62 | 690,886.10 |

Cuadro 14.14: Escenario sísmico. Con correlación entre variables $\rho = + 0.75$.

| ESCENARIO SÍSMICO | | | | | |
|---|--------------------------|--------------------|---|---------------------------|-----------------------|
| $\rho = + 0.75$ (con correlación entre ϕ y c) | | | | | |
| Modelo | Nivel de Análisis | Método | Resultados del Modelo Global de Riesgo | | |
| | | | Probabilidad Total de Fallo | Riesgo (vidas/año) | Riesgo (€/año) |
| Base Equilibrio Límite | 3 | Monte Carlo | 1.06×10^{-03} | 0.47 | 529,277.20 |
| Avanzado Sólido elástico | 3 | Monte Carlo | 1.89×10^{-03} | 0.84 | 948,206.40 |

Como se observa en las figuras 14.23. a 14.25, la variación que experimentan los resultados del modelo global en escenario sísmico al cambiar las probabilidades del modo de fallo por deslizamiento en el contacto entre presa y cimiento es menos relevante, puesto que las probabilidades totales están condicionadas por la baja probabilidad de ocurrencia de los diferentes eventos sísmicos. Aún así, se puede observar que el patrón de comportamiento del modelo de riesgo es similar al observado en el escenario hidrológico. En este caso los resultados obtenidos con métodos de análisis de fiabilidad de nivel 2 quedan claramente por encima de los obtenidos con el método de Monte Carlo, que arrojan valores más similares entre sí, tanto para el modelo de equilibrio límite como para el modelo de sólido elástico.

Como se puede observar en las figuras 14.27 y 14.28, en escenario sísmico el modelo es menos sensible a la posible correlación entre las variables de cohesión y ángulo de rozamiento en el contacto presa-cimiento que en escenario hidrológico.

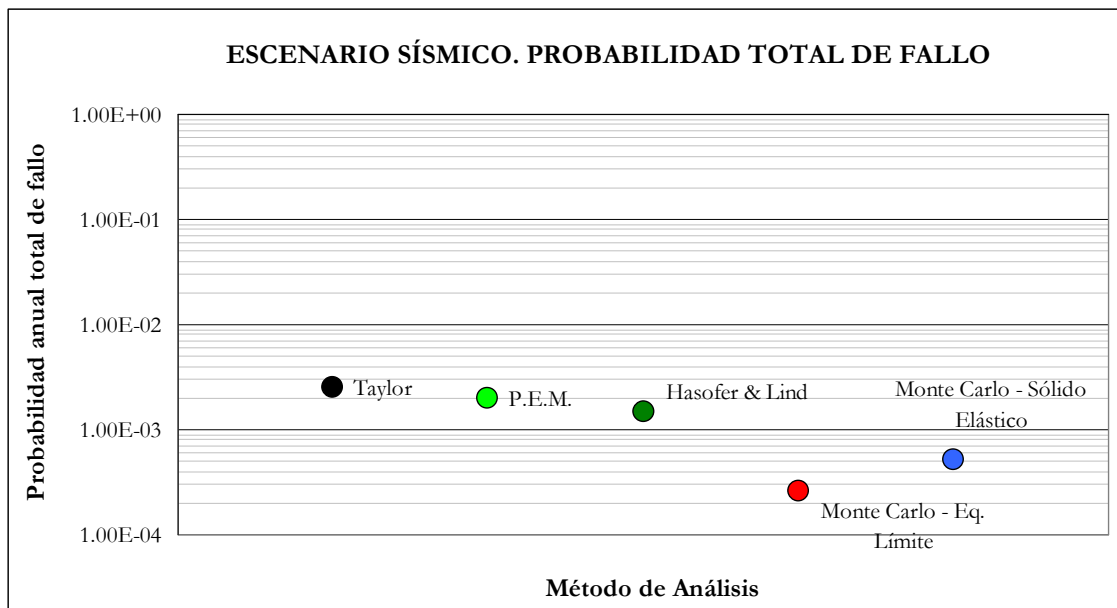


Figura 14.23: Probabilidad anual total de fallo. Escenario sísmico. Sin correlación entre variables.

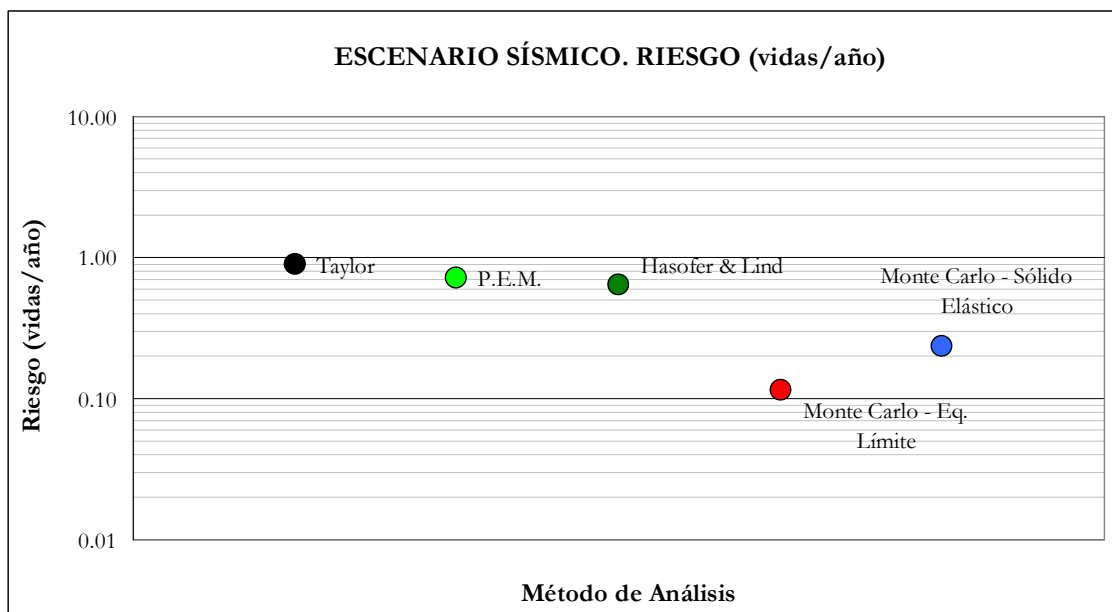


Figura 14.24: Riesgo en términos de vidas/año. Escenario sísmico. Sin correlación entre variables.

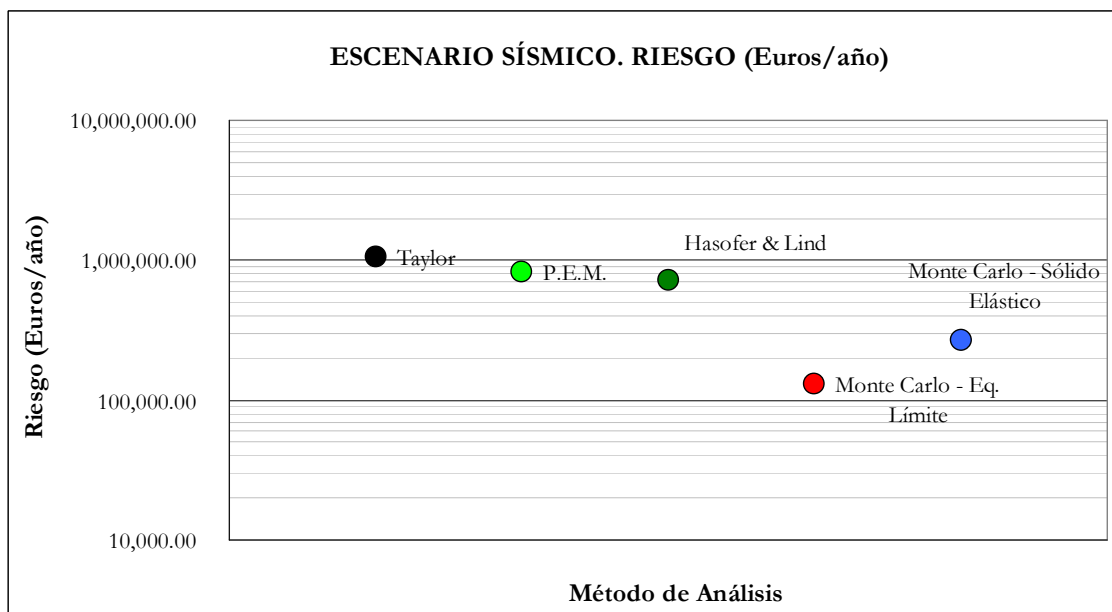


Figura 14.25: Riesgo en términos de pérdidas económicas/año. Escenario sísmico. Sin correlación entre variables.

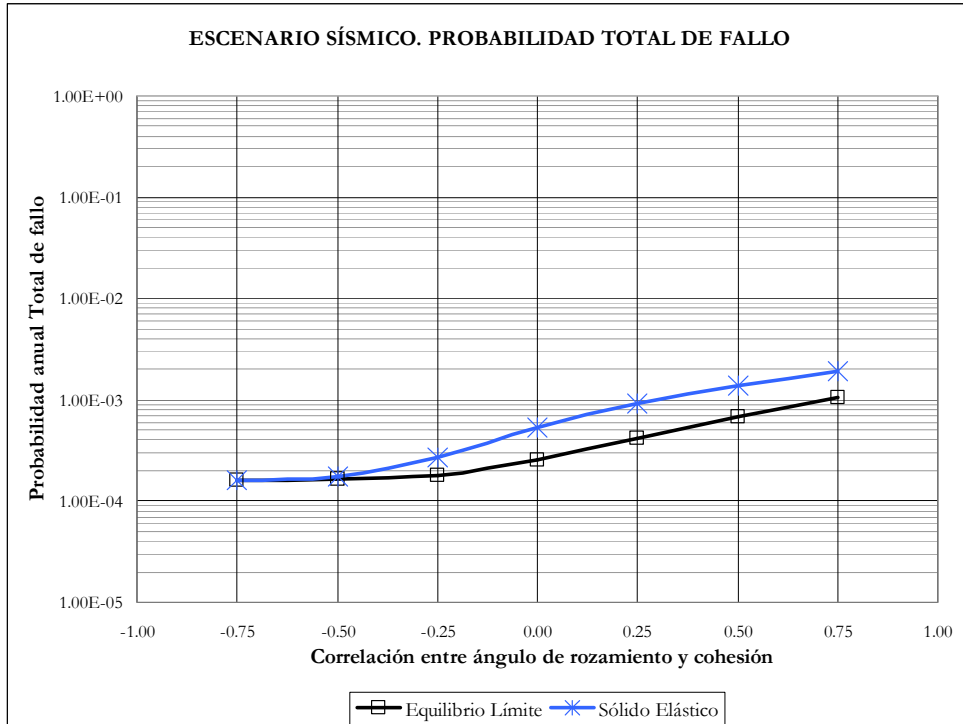


Figura 14.26: Probabilidad anual total de rotura en función del nivel de correlación entre cohesión y ángulo de rozamiento. Escenario sísmico

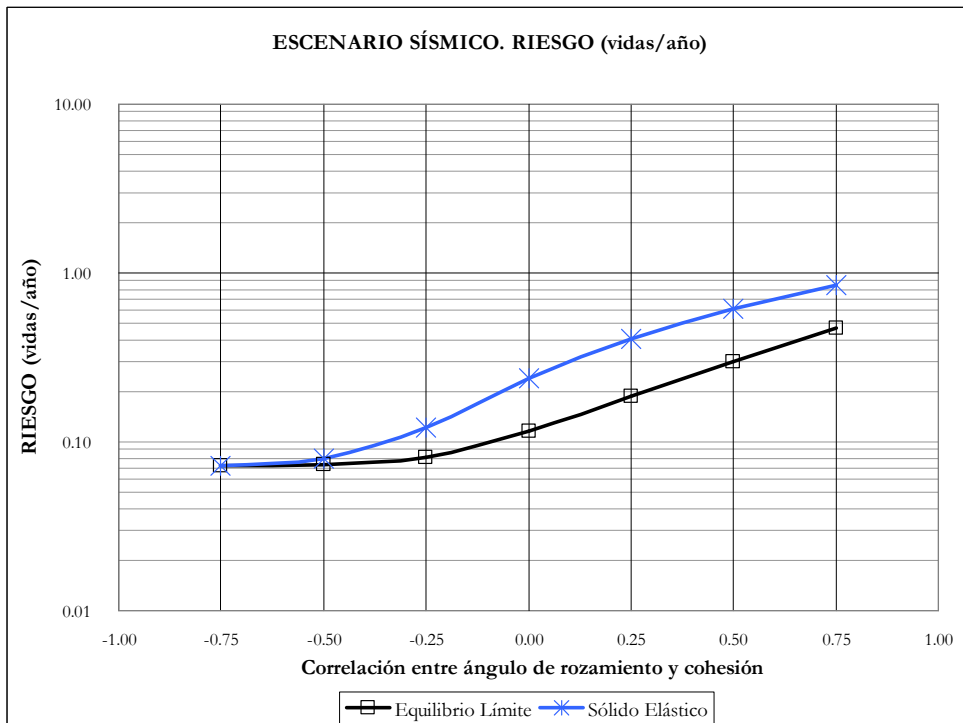


Figura 14.27: Riesgo en pérdida de vidas humanas/año, en función del nivel de correlación entre cohesión y ángulo de rozamiento. Escenario sísmico

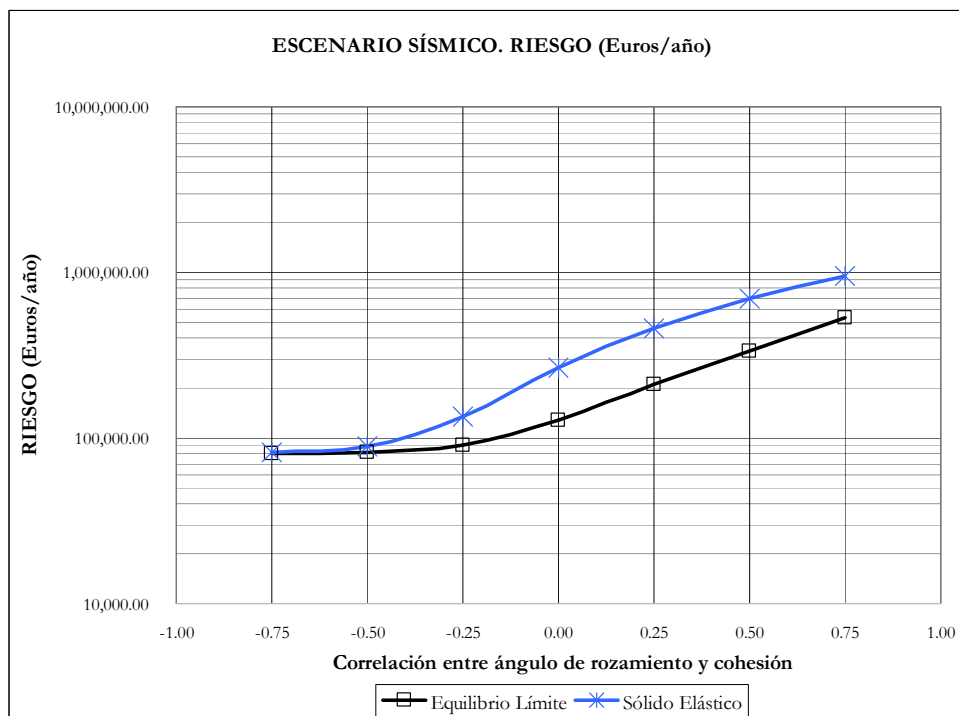


Figura 14.28: Riesgo en pérdidas económicas/año en función del nivel de correlación entre cohesión y ángulo de rozamiento. Escenario sísmico

14.6.- Repercusión sobre la toma de decisiones

Para comprobar la repercusión que sobre la toma de decisiones pueden tener los distintos valores de riesgo obtenidos, se ha utilizado la gráfica f-N para evaluar los riesgos resultantes.

En dicha gráfica se han dibujado los valores de riesgo obtenidos para los escenarios hidrológico y sísmico, tanto con el Modelo Base como con el Modelo Avanzado.

En el caso del Modelo Base se incluyen los valores de riesgo a partir de las probabilidades estimadas mediante análisis de fiabilidad de Nivel 2 (Taylor, Estimación Puntual y Hasofer-Lind) y mediante análisis de fiabilidad de Nivel 3 (método de Monte Carlo).

En el caso del Modelo Avanzado se incluye el valor de riesgo obtenido a partir de las probabilidades de fallo estimadas mediante análisis de fiabilidad de Nivel 3 (método de Monte Carlo aplicado sobre las curvas límite calculadas).

La conclusión principal que se extrae de la Figura 14.29 es que, si bien en este caso, al estar todas las probabilidades obtenidas por encima de la línea de riesgo igual a 0.01 (zona C), la decisión sobre la necesidad de actuar sobre la presa siempre será la misma, la dispersión de los valores obtenidos por los distintos métodos es lo suficientemente amplia como para que sea razonable pensar que, en otro caso, es posible que el empleo de algunos métodos de análisis conduzcan a probabilidades anuales de rotura en zona C, mientras que otros métodos arrojen valores en zona B e incluso en zona A, es decir, por debajo de la línea de riesgo correspondiente a 0.001 para pérdida de vidas igual o superior a 10.

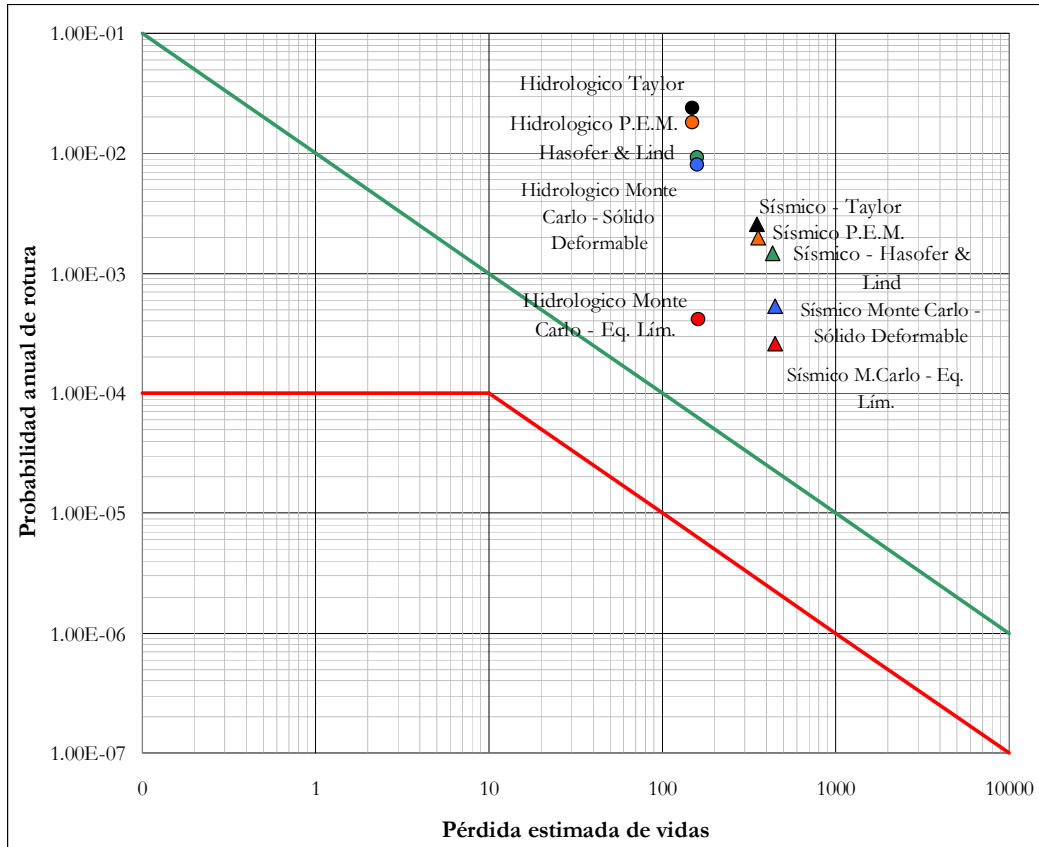


Figura 14.29: Evaluación del Riesgo en la gráfica f-N. Influencia del método de análisis empleado en el modo de fallo por deslizamiento en el contacto presa-cimiento sobre la probabilidad anual de rotura de la presa.

De este modo, se concluye que el empleo de los diferentes métodos siempre es aconsejable para analizar si la decisión de actuar o no sobre la presa puede verse influenciada, obteniendo así una imagen más completa del problema.

Parte V
Conclusiones

Capítulo 15

Conclusiones y futuras líneas de investigación

15.1.- Resumen de aportaciones

En esta sección se presenta un resumen de las contribuciones más relevantes de esta tesis doctoral, agrupadas en cuatro apartados: metodología, métodos numéricos, métodos de fiabilidad y, finalmente, contribuciones particulares del caso de estudio.

15.1.1.- En relación con la metodología

- En la presente tesis se ha propuesto una sistematización del espacio de análisis de problemas relacionados con presas de hormigón de gravedad, recogiendo en el eje X los modelos de comportamiento de la presa en función de su complejidad creciente y en el eje Y los modelos de análisis probabilístico según su exactitud creciente (Nivel 1, Nivel 2 y Nivel 3).
- Se ha desarrollado una metodología propia para la estimación de la probabilidad condicional de fallo en el contexto del Análisis de Riesgos. La metodología comprende 5 fases. En la **Fase I**, partiendo del Modelo General de Riesgo y del modo de fallo seleccionado, se define un modelo de comportamiento base y al menos un modelo de comportamiento avanzado (selección en el eje X). En la **Fase II** se examinan todas las variables intervinientes, discriminando entre variables determinadas y variables aleatorias. A continuación, en la **Fase III**, se realiza el empleo secuencial de métodos de análisis de fiabilidad sobre el modelo base (recorrido en el eje Y), utilizando, además de métodos de Nivel 1, métodos de Nivel 2 para selección de las variables principales y estimación de los rangos factibles de las mismas (método del desarrollo en serie de Taylor, método de Estimación Puntual, método de Hasofer-Lind), pasando posteriormente a utilizar métodos de Nivel 3 para obtener los valores más precisos de las probabilidades condicionales de fallo (en esta tesis, simulaciones de Monte Carlo). En la **Fase IV** se realiza el empleo secuencial de métodos de análisis de fiabilidad sobre el modelo avanzado utilizando métodos de Nivel 1 y métodos de Nivel 3. Finalmente, en la **Fase V** se comprueba la repercusión de las probabilidades obtenidas sobre los resultados del Modelo General de Riesgo de la presa.

- La metodología que se ha propuesto combina de forma integral diferentes métodos de análisis determinista y probabilístico disponibles en la actualidad. Las ventajas principales que de ello se derivan son:
 - a. Siempre se obtiene el coeficiente de seguridad (Nivel 1), para contrastar los resultados del resto de métodos probabilísticos de Nivel 2 y 3.
 - b. La metodología incluye la discriminación justificada de todas las variables que intervienen en el problema entre variables determinadas y variables aleatorias. Se realiza una asignación sistemática, razonada y documentada de funciones de distribución de probabilidad a las variables seleccionadas como aleatorias.
 - c. Se realiza un análisis de la contribución de cada una de las variables aleatorias a la varianza de la función de estado que define el deslizamiento, mediante el método de Taylor (Nivel 2).
 - d. Se incorpora el sesgo de las distribuciones a los resultados preliminares al incluir el método de Estimación Puntual (Nivel 2).
 - e. Se determina de forma eficiente la región factible donde la probabilidad de fallo es no nula, mediante el método de Hasofer-Lind (Nivel 2).
 - f. Toda la información asociada a las funciones de distribución de probabilidad de las variables aleatorias se incorpora, mediante el uso de herramientas estadísticas adecuadas, al cálculo de la probabilidad de fallo con el método de simulación de Monte Carlo.

- Se ha realizado una aplicación completa de la metodología propuesta a una presa española de titularidad estatal, partiendo del Modelo General de Riesgo y para el modo de fallo seleccionado, correspondiente al deslizamiento en el contacto presa-cimiento. Todas las fases que contempla la metodología han sido desarrolladas exhaustivamente, obteniendo diversas estimaciones de la probabilidad condicional de fallo buscada y la repercusión sobre los resultados del Modelo General de Riesgo y sobre la toma de decisiones.

15.1.2.- En relación con los métodos numéricos

- Se ha demostrado la capacidad del código de modelación numérica utilizado, *FLAC* (Itasca Consulting Group, Inc.) como herramienta de análisis del comportamiento de presas de hormigón de gravedad, siendo una ventaja decisiva de la herramienta la ausencia de problemas numéricos de convergencia de la solución en situaciones de cálculo correspondientes a inestabilidad de la estructura.

- Se han desarrollado rutinas originales de cálculo implementadas en el lenguaje de programación *FISH* (propio de la herramienta *FLAC*) para el análisis de este tipo de estructuras, incluyendo:
 - a. Se ha confeccionado un algoritmo de apertura y propagación de una grieta en el contacto presa-cimiento, incluyendo la actualización progresiva de la subpresión, con la importante ventaja de evitar los costosos ajustes manuales de introducción de escalones de carga, que son necesarios con otras herramientas de cálculo.

- b. Se ha elaborado un algoritmo de bisección para búsqueda automática de valores de parámetros situados sobre la superficie límite que separa la región segura de la región de fallo, mediante trayectorias de degradación de parámetros.
 - c. Se ha confeccionado un algoritmo de cálculo completo que permite la introducción secuencial de cargas y que integra, además, a los dos anteriores, permitiendo la programación de múltiples cálculos en el entorno del análisis de riesgos sin ajustes manuales intermedios.
- Se ha comprobado que para el análisis de presas de gravedad, el modelo numérico elaborado que implementa una interfaz del tipo Mohr-Coulomb, proporciona resultados que no varían sustancialmente respecto de los obtenidos con modelos más complejos basados en la mecánica de fractura. Una ventaja de este hecho es que los parámetros de los modelos de la mecánica de fractura son de difícil determinación y están sujetos a gran incertidumbre.
 - Se ha realizado un análisis que demuestra la influencia del tamaño de malla del modelo numérico en *FLAC* sobre las tensiones en la base y en consecuencia sobre el alcance de la zona fisurada de la base de la presa.

15.1.3.- En relación con los métodos de fiabilidad

- Se ha demostrado la aplicabilidad y limitaciones de los métodos de análisis probabilístico de Nivel 2 (métodos de los momentos de segundo orden) para el cálculo de probabilidades de fallo en presas de gravedad. Aplicabilidad en tanto que se trata de métodos directos, sencillos de implementar, rápidos de ejecutar y útiles para establecer órdenes de magnitud preliminares. Limitaciones por lo que a la precisión de los resultados se refiere, sobre todo en el rango de los niveles extremos, tanto inferiores como superiores.
- Se ha desarrollado una técnica que permite incorporar las herramientas numéricas de modelación del comportamiento de presas, con toda su potencia y capacidad de cálculo, al proceso de estimación de probabilidades condicionales de fallo mediante métodos de fiabilidad de Nivel 3, superando la limitación derivada de los elevados tiempos de cálculo requeridos. Para ello se ha recurrido al concepto clave de *Superficie Límite* (o *Curva Límite* en el caso 2D), definida como la región que separa la zona de fallo de la zona segura. Su determinación aproximada se realiza mediante técnicas estadísticas, a partir de una serie de puntos situados sobre la curva que son obtenidos mediante el modelo numérico.
- La técnica que se propone, basada en el concepto de *Superficie Límite*, permite obtener la probabilidad de fallo mediante técnicas de fiabilidad de Nivel 3, aunque no se pueda formular explícitamente una función de estado, siendo suficiente con que el modelo pueda identificar correctamente cuando se está en situación de fallo.
- El empleo del concepto de *Superficie Límite* junto con métodos de análisis de fiabilidad de Nivel 3 permite obtener la probabilidad de fallo, soslayando el problema de la no unicidad de la definición del coeficiente de seguridad, que puede ser distinto en función de tipo de modelo determinista de análisis utilizado.

15.1.4.- En relación con el caso de estudio

- Se ha demostrado, de acuerdo con los resultados obtenidos con el modelo numérico elaborado para la presa de estudio, que la rigidez relativa entre presa y cimiento, y para un rango de rigideces relativas muy amplio, juega un papel poco relevante en la estimación de la apertura y alcance de una grieta en la base de la presa.
- Se ha demostrado que la resistencia a la tracción en el contacto entre presa y cimiento tiene una escasa influencia sobre la apertura y alcance de una grieta, de acuerdo con los resultados obtenidos con el modelo numérico elaborado para la presa de estudio, frente a la mayor influencia que este parámetro desempeña en el comportamiento según el Modelo Base de equilibrio límite.
- Se ha propuesto la utilización de una nueva variable aleatoria denominada *coeficiente de incremento de la subpresión*, para transferir al modelo de comportamiento de la presa la incertidumbre sobre el valor de la subpresión bajo el pie de aguas arriba en los casos en los que el nivel de embalse se encuentra por encima del Nivel Máximo Normal (N.M.N.).
- Se ha evaluado el alcance la influencia que la correlación entre las variables de ángulo de rozamiento y cohesión presenta sobre las probabilidades de fallo estimadas. Esta correlación determina la forma de la concentración de puntos en el espacio bidimensional y su posición relativa respecto de la *Curva Límite*, de modo que correlaciones positivas suponen mayores probabilidades de fallo.
- Se ha demostrado la notable influencia que el modo de fallo de deslizamiento en el contacto presa-cimiento tiene sobre los resultados globales del Modelo de Riesgo, y se ha evaluado la sensibilidad que los resultados finales del mismo exhiben frente a las variaciones en las probabilidades condicionales por deslizamiento. Siendo cada Modelo de Riesgo único, la generalización de este resultado, aunque verosímil, ha de ser comprobada en cada caso.

15.2.- Conclusiones

Las conclusiones a las que se puede llegar tras la revisión pormenorizada del material expuesto a lo largo de la presente tesis doctoral son las siguientes, agrupadas en los ámbitos de estado del arte, metodológico, numérico, probabilístico y particular relativo al caso de estudio.

15.2.1.- En relación con el estado del arte

- La evaluación de la seguridad de presas se ha apoyado históricamente en procedimientos de cálculo robustos basados, en general, en la determinación de coeficientes de seguridad.
- El desarrollo de métodos avanzados de cálculo de presas viene experimentando una continua y creciente evolución apoyada en el desarrollo de potentes herramientas de cálculo numérico. Estas herramientas permiten, con mayor o menor grado de fiabilidad, el análisis de fenómenos de complejidad diversa.

- Las técnicas de análisis de la fiabilidad estructural han experimentado igualmente una importante evolución. Estas técnicas, que permiten la estimación de la probabilidad de fallo de estructuras y sistemas complejos, no han tenido una aplicación relevante en el campo de la seguridad de presas.
- El desarrollo de metodologías de gestión de la seguridad basadas en riesgo, como complemento al enfoque tradicional, permite dar respuesta a cuestiones relacionadas con la incertidumbre, la racionalización de inversiones y la toma de decisiones, para las que los métodos tradicionales resultan insuficientes. Estas metodologías han despertado en las últimas décadas un creciente interés en el seno de la comunidad presística mundial.
- Las metodologías basadas en riesgo requieren de la estimación de probabilidades de fallo de la estructura. Uno de los elementos clave en la robustez de dichas metodologías es, precisamente, la forma de estimar estas probabilidades. Actualmente se dispone de tres métodos de obtención de probabilidades de fallo: referencias históricas, emisión de probabilidades y análisis probabilístico.

15.2.2.- En relación con la metodología propuesta

- La sistematización del espacio bidimensional de análisis de problemas relacionados con presas de gravedad (eje X: métodos deterministas; eje Y: análisis de fiabilidad) permite dibujar el campo de expansión de las técnicas de obtención de la probabilidad condicional de fallo. La ventaja de partir de este esquema es que se sienta las bases para la propagación de la investigación con métodos de complejidad creciente.
- La metodología que se ha presentado para la estimación de la probabilidad de fallo en presas de hormigón, permite utilizar de forma consistente buena parte del abanico de métodos, modelos y herramientas de análisis determinístico y probabilístico existentes puestos a disposición del ingeniero, aprovechando las fortalezas de cada uno de ellos. Esta metodología, además, es aplicable de forma inmediata y con toda generalidad a todos los modos de fallo que puedan ser formulados en términos de un modelo matemático o numérico, independientemente de su complejidad.
- La aplicación de la metodología propuesta exige un estudio exhaustivo de las variables que intervienen en el problema, y su caracterización como variables fijas o variables aleatorias. Una de las ventajas de la metodología es que el ingeniero que trabaja con modelos de comportamiento más o menos complejos, siempre dispone de una medida, si quiera aproximada, de la incertidumbre de las variables del modelo.
- Por otro lado, hay que remarcar la dificultad que plantea la asignación de funciones de distribución de probabilidad a variables para las que, en el mejor de los casos, se dispone de un número muy reducido de datos y que debe englobar, no sólo la incertidumbre derivada de la variabilidad natural de las variables, sino también parte de la epistémica de las mismas.

- La mejora en el conocimiento preciso de las variables que participan en el análisis es fundamental para reducir uno de los problemas principales de la metodología, que es la dimensionalidad. En efecto, la propia viabilidad de la aplicación práctica de estas técnicas exige manejar, en última instancia, un número limitado de variables aleatorias, con un conocimiento lo más preciso posible de sus correlaciones.
- La última fase de la metodología propuesta, de evaluación de la repercusión de los resultados obtenidos de probabilidad sobre los valores de riesgo proporcionados por el Modelo General de Riesgo, resulta de la mayor relevancia. La obtención de diferentes estimaciones del riesgo permite realizar la toma de decisiones con una información adicional muy valiosa.
- Es conveniente determinar *a priori*, aunque sea de forma muy aproximada, la influencia que un determinado modo de fallo tiene sobre los resultados del Modelo General de Riesgo, de modo que el esfuerzo dirigido a mejorar una estimación de la probabilidad condicional asociada a ese modo de fallo mediante la metodología expuesta se vea justificada, frente a otros métodos de determinación de la probabilidad de fallo menos costosos en tiempo y recursos económicos.

15.2.3.- En relación con los métodos numéricos

- En cuanto a la herramienta de modelación numérica utilizada, la flexibilidad que ofrece su lenguaje de programación para generar los modelos y escribir los algoritmos de cálculos particularizados secuenciales asociados, se convierte en una cualidad muy deseable en el contexto del Análisis de Riesgos, donde es necesario realizar un gran número de cálculos.
- Es muy conveniente emplear herramientas que minimicen la aparición de problemas de convergencia en la realización de los cálculos, para evitar el riesgo de identificar situaciones de fallo de la estructura con inestabilidades de origen numérico.
- A la hora de elaborar modelos numéricos en el contexto del análisis de riesgos se debe comenzar siempre por modelos sencillos, con menos parámetros, para luego ir avanzando progresivamente a lo largo del eje X en la línea de la complejidad creciente.
- Es necesario comprobar si mejores definiciones geométricas de la presa y cimiento en términos de densidad de malla aportan resultados más precisos de comportamiento de la estructura. Además, hay que verificar si se producen fenómenos de concentración de tensiones debido a la geometría del mallado, que pueden falsear el alcance del fenómeno de la apertura y propagación de una fisura bajo la presa.
- Los modelos que permiten incorporar el análisis de los efectos sísmicos de forma simplificada pueden ser utilizados en la estimación de probabilidades de fallo.

- La definición del criterio de fallo al emplear un modelo numérico no siempre es inmediata y debe estar sujeta a un análisis crítico. Es aconsejable realizar siempre pruebas con un modelo numérico sencillo, antes de acometer los cálculos completos en el ámbito del análisis de riesgos. También es preciso comprobar la sensibilidad de los resultados obtenidos al criterio de fallo adoptado. Esta definición es fundamental por cuanto constituye el puente de comparación entre distintos modelos, y posibilita la aplicación de técnicas de fiabilidad a los modelos numéricos.

15.2.4.- Conclusiones en cuanto a métodos de fiabilidad

- La utilización eficiente de las técnicas de fiabilidad se enfrenta, en general, al problema de la dimensionalidad. Un elevado número de variables aleatorias puede hacer que el análisis se incremente en términos de plazo y consumo de recursos. Se hace muy necesario por tanto, tal y como contempla la metodología que se ha propuesto, identificar las variables aleatorias fundamentales en un problema dado.
- El uso de la técnica de obtención aproximada de la *Superficie Límite* ha resultado ser eficiente en un problema bidimensional en el espacio de las variables aleatorias y ha permitido la obtención de la probabilidad de fallo en base al empleo de un modelo numérico. De nuevo la creciente dimensionalidad del problema puede hacer muy complicada la aplicación eficiente del método e incluso la correcta interpretación de resultados.
- Los métodos de fiabilidad de Nivel 2, debido a la limitada información que utilizan acerca de las variables aleatorias, parecen sobreestimar sistemáticamente la probabilidades de fallo a deslizamiento, proporcionando incluso valores de probabilidad superiores a cero en regiones donde esta probabilidad es nula.

15.2.5.- Conclusiones en cuanto al caso de estudio

- Con relación al fenómeno de apertura y propagación de una grieta, hay que indicar lo siguiente:
 - a. El modelo de equilibrio límite presenta un comportamiento no lineal fuertemente dependiente de este valor.
 - b. El modelo numérico de sólido deformable, debido al fenómeno de concentración de tensiones los extremos de la base, presenta menor dependencia de la resistencia a la tracción, salvo para valores muy elevados de la misma.
 - c. El modelo numérico de la presa en estudio presenta un comportamiento poco sensible a la rigidez relativa entre presa y cimiento en lo que a apertura de grieta se refiere.
- El modelo de interfaz empleado para el contacto presa-cimiento, conceptualmente sencillo, permite reproducir con éxito el comportamiento obtenido con modelos más complejos, basados en la mecánica de fractura

- Las variables más relevantes son el ángulo de fricción y la cohesión en la interfaz. Otras variables, como la resistencia a tracción en el contacto y el coeficiente de eficiencia de los drenes, aun explicando parte de la varianza, resultan menos determinantes.
- Por otro lado, la posible existencia correlación entre las variables de ángulo de fricción y cohesión en el contacto puede modificar de forma muy importante los valores de la probabilidad de fallo obtenidos, por lo que el conocimiento de esta correlación se revela como un elemento esencial a tener en cuenta.
- Aplicados sobre el modelo base de equilibrio límite elaborado para la presa en estudio, los métodos de fiabilidad de Nivel 2 de Taylor y de Estimación Puntual, conducen a la estimación de probabilidades de fallo a deslizamiento por exceso para los niveles bajos de embalse. El método de fiabilidad de Nivel 2 de Hasofer-Lind proporciona en cambio una estimación más exacta de la probabilidad de fallo para los niveles bajos de embalse. Los métodos de fiabilidad de Nivel 3 proporcionan una estimación de la probabilidad de fallo más exacta y siempre inferior a obtenida con los anteriores.
- Aplicados sobre un modelo numérico de sólido deformable elaborado para la presa en estudio, los métodos de fiabilidad de Nivel 3 proporcionan una estimación de la probabilidad que resulta ser siempre superior a la estimada mediante Nivel 3 sobre el modelo base de equilibrio límite. Para los niveles superiores de embalse, el modelo numérico proporciona probabilidades de fallo cercanas o iguales a la unidad, muy superiores a las estimadas con el modelo base para los mismos niveles. Esto se debe a que para niveles de embalse crecientes, la región de fallo definida por el modelo numérico crece continuamente con respecto a la definida con el modelo base.
- Para el caso de estudio, los valores de riesgo obtenidos con el Modelo General de Riesgo varían significativamente en función de las diferentes estimaciones de la probabilidad utilizadas. Se considera que el conocimiento del campo de variabilidad del riesgo es un dato valioso de cara a la toma de decisiones.

15.3.- Futuras líneas de investigación

Partiendo de los resultados alcanzados y teniendo en cuenta la problemática que la estimación de probabilidades de fallo plantea en el contexto del Análisis de Riesgos, es evidente que hay un camino abierto a la expansión del conocimiento en este campo. Algunas de las líneas que puede sugerirse son:

1. Dentro del espacio general de análisis (eje X: Modelos de comportamiento – eje Y: Modelos de análisis probabilístico), es inmediato el avance en el eje X, planteando modelos de complejidad creciente (modelos 3D, modelos de plasticidad, modelos de mecánica de fractura, acoplamiento hidro-mecánico de fenómenos, etc.) como base para realizar subsiguientes análisis a lo largo del eje Y (modelos probabilísticos).

2. Es imprescindible, para que este camino sea fructífero, una mejora en la estimación de las funciones de distribución de las variables aleatorias que participan en el análisis. Para ello es necesaria la publicación y difusión de forma coherente del mayor número de datos disponibles sobre ensayos geotécnicos, pruebas de laboratorio de materiales, ensayos “in situ” llevados a cabo, etc., acompañados siempre de la correspondiente información geológico-geotécnica. Estos datos deben poder estar al servicio de la comunidad científica y técnica en el ámbito de las presas, para que puedan servir de base para planificar las correspondientes campañas de reconocimiento.
3. Debe avanzarse en la caracterización probabilística de las variables, en tres direcciones al menos. Por un lado, en la distribución de probabilidad espacial (regiones del espacio distintas pueden presentar valores distintos consistentes con una determinada función de densidad de probabilidad), por otro, en la distribución de probabilidad temporal (las funciones de distribución no son estacionarias sino que varían a lo largo de la vida de la estructura), y, finalmente, en la determinación de las correlaciones entre variables, que, como se ha visto, puede desempeñar un papel muy importante en las probabilidades estimadas.
4. Un aspecto muy importante que enlaza con las tres líneas anteriores es la de la discusión sobre la incertidumbre asociada al método. Modelos deterministas más complejos han de reducir la incertidumbre epistémica derivada de los modelos. Al mismo tiempo, los modelos más complejos tienden a precisar de un elevado número de parámetros, por lo que la incertidumbre epistémica asociada a los mismos aumenta, aunque hay que recordar que esta incertidumbre siempre puede reducirse mediante las investigaciones adecuadas. Los métodos de análisis de fiabilidad más precisos aprovechan mejor la información disponible para obtener estimaciones de la probabilidad de fallo más exactas, pero no reducen estas incertidumbres fundamentales. El estudio de estas incertidumbres y su acotación constituye un campo de exploración de gran interés.
5. La subpresión juega un papel esencial en el fenómeno de la estabilidad al deslizamiento. Es preciso avanzar en los métodos de cálculo de la misma, y su acople con los modelos mecánicos de comportamiento. De nuevo, el conocimiento de los datos de auscultación de subpresiones del parque de presas aportaría información muy valiosa al respecto.
6. Debe ahondarse en el conocimiento de la relación entre la resistencia a la tracción en el contacto presa-cimiento y el fenómeno de efecto de escala (“size-effect”), para reducir las fuertes incertidumbres existentes en la actualidad al respecto. La estrategia clásica de utilizar una resistencia a la tracción muy baja o nula, si bien ha demostrado su robustez y fiabilidad hasta la fecha y ha demostrado ser lícita desde el punto de vista del análisis clásico, no puede ser asumida en el contexto del Análisis de Riesgos
7. Debe avanzarse en el empleo de modelos dinámicos para los Escenarios Sísmicos. La complejidad de estos modelos y, sobretudo, la dificultad que plantea la reducción de la incertidumbre asociada a la determinación de los múltiples parámetros involucrados, especialmente el coeficiente de amortiguamiento, supone un desafío para la ingeniería de presas. Otro reto que se plantea en esta línea es la definición de criterios de fallo consistentes.

8. El empleo de modelos numéricos complejos en el contexto del análisis probabilístico de Nivel 3 se enfrenta a serios problemas como la dimensionalidad (hiper-superficies límites de respuesta, lo que dificulta su conocimiento intuitivo), la no linealidad de estas hiper-superficies (lo que dificulta el ajuste estadístico más allá de una región concreta del dominio de las variables), y la eficiencia (necesidad de reducir los tiempos de cálculo). Estos problemas suponen un reto para la aplicación de la metodología con este tipo de modelos.

9. A la vista de los resultados obtenidos en términos de riesgo, parece que los modelos de fiabilidad más sencillos proporcionan resultados del lado de la seguridad (mayores probabilidades de fallo). Si este resultado pudiera generalizarse, estaríamos una aportación valiosa de cara a la aplicación práctica de la metodología, puesto que los análisis podrían comenzar por los métodos más sencillos, y si los valores de riesgo resultantes fueran lo suficientemente pequeños, no sería necesario recurrir a métodos más complejos y costosos. Por el contrario, si los valores obtenidos mostraran un nivel de riesgo alto, estaría justificado recurrir a métodos más complejos para confirmar estos valores.

Parte VI
Apéndices

Apéndice 1

Modelo de Equilibrio Límite

A1.1.- Introducción

Se adjunta en el presente Apéndice n°1 la estructura del esquema de cálculo organizado para determinar el coeficiente de seguridad al deslizamiento de la presa de estudio con el modelo de equilibrio límite. Este esquema se ha programado en una hoja de cálculo comercial.

A1.2.- Modelo de equilibrio límite

| PARAMETROS COMUNES DE CALCULO DE LA PRESA | |
|--|------------------------|
| Datos geométricos | |
| Area de la sección de cálculo de la presa = | 2540.4 m ² |
| Densidad del hormigón = | 2350 kg/m ³ |
| Aceleración de la gravedad, g = | 9.81 m/s ² |
| Densidad del agua = | 1000 kg/m ³ |
| Cota del labio del aliviadero = | 313.00 msnm |
| Cota de coronación de la presa = | 322.50 msnm |
| Cota del pie de la presa aguas arriba = | 240.00 msnm |
| Cota del pie de la presa aguas abajo = | 240.00 msnm |
| Cota de galería inferior = | 269.50 msnm |
| Distancia galería - eje de la presa = | 6.50 m |
| Cota vértice superior triángulo de la presa = | 320.00 msnm |
| Talud paramento aguas arriba = | 0.05 |
| Talud paramento aguas abajo = | 0.75 |
| Pie aguas arriba - coordenada X = | 0.00 m |
| Pie aguas arriba - coordenada Y = | 0.00 m |
| Pie aguas abajo - coordenada X = | 64.00 m |
| Pie aguas abajo - coordenada Y = | 0.00 m |
| Anchura total de la base de la presa = | 64.00 m |
| Angulo de la base con la horizontal = | 0.000 ° |
| Proyección horizontal de la base = | 64.00 |
| CDG - coordenada X = | 22.798 m |
| CDG - coordenada Y = | 26.291 m |
| Distancia plano de drenes - eje de la presa = | 6.50 m |
| Eje de presa - coordenada X = | 4.00 m |
| Plano de drenes - coordenada X = | 10.50 m |
| Coefficiente de subpresión sobre NMN = | 0.50 |
| Coefficiente de ineficiencia de los drenes = | 0.37 |

Figura A1.1: Parámetros geométricos para el cálculo de estabilidad de la presa de estudio

| Niveles de embalse | |
|---|---------------------------|
| Nivel NMN = | 320.00 m.s.n.m. |
| Nivel NAP = | 320.30 m.s.n.m. |
| Nivel NAE = | 321.16 m.s.n.m. |
| Datos de los sedimentos | |
| Peso específico sumergido de los sedimentos | 8567 N/m ³ |
| Cota de los sedimentos | 257.25 m.s.n.m. |
| Coefficiente de empuje de los sedimentos | 0.415 |
| Datos sísmicos | |
| Aceleración sísmica básica horizontal, ab/g = | 0.06 |
| Coefficiente reductor por desplazamiento admisible, r = | 1.5 |
| Coefficiente presión adimensional Westergaard, Po = | 0.875 |
| Datos del hormigón de la presa | |
| Resistencia a compresión | 130.00 kg/cm ² |
| Resistencia a compresión | 1.30E+07 N/m ² |
| Resistencia a tracción | 14.71 kg/cm ² |
| Resistencia a tracción | 1.47E+06 N/m ² |
| Datos del contacto presa - cimiento | |
| Resistencia a tracción en el contacto | 9.00 kg/cm ² |
| Resistencia a tracción en el contacto | 9.00E+05 N/m ² |
| Angulo de rozamiento | 50 ° |
| Cohesión | 4.18 kg/cm ² |

Figura A1.2: Parámetros de acciones y materiales para el cálculo de estabilidad de la presa de estudio

| ANÁLISIS DE ESTABILIDAD | | | | | | | | | | | | |
|---|------------------------|----------|--|---------------------------|---------------|---|---|---|-------------------|----------------------------|--------|-----------|
| SECCIÓN: | | | ALIVIADERO | | | | | | | | | |
| COMPUERTAS: | | | ABIERTAS | | | | | | | | | |
| EVENTO DE CARGA: | | | HIDROLÓGICO | | | | | | | | | |
| MODO DE FALLO: | | | DESPLAZAMIENTO EN EL CONTACTO PRESA-CIMIENTO | | | | | | | | | |
| PARAMETROS CONSIDERADOS COMO VARIABLES ALEATORIAS | | | | | | | | | | | | |
| Densidad hormigón (kg/m ³) | Coef. Subp. sobre NIMN | K dren | Peso esp. sum sedimentos N/m ³ | Altura de sedimentos msnm | Ke sedimentos | σ_{cc} hormigón N/m ² | σ_{cm} cimiento N/m ² | σ_{ti} interfaz N/m ² | ϕ_{pico} (°) | c_pico (N/m ²) | | |
| 2350.00 | 0.50 | 0.37 | 8567 | 257.25 | 0.415 | 1.30E+07 | 9.06E+06 | 9.00E+05 | 50.00 | 4.18E+05 | | |
| NIVELES DE EMBALSE | | | | | | | | | | | | |
| Nivel aguas arriba | | | N1 = 320.00 m.s.n.m. | | | | | | | | | |
| Nivel aguas abajo | | | N2 = 256.00 m.s.n.m. | | | | | | | | | |
| PESO PROPIO DE LA PRESA | | | | | | | | | | | | |
| Dens. Horm | g | 2350 | kg/m ³ | | | | | | | | | |
| Peso horm. area | Xg | 9.81 | m/s ² | | | | | | | | | |
| | Yg | 23053.50 | N/m ³ | | | | | | | | | |
| | | 2540.4 | m ² | | | | | | | | | |
| | | 22.798 | m | | | | | | | | | |
| | | 26.291 | m | | | | | | | | | |
| | | | | Peso propio N/m | 5.86E+07 | ec | | ec_fis | | | | |
| | | | | | | m | m | m | Longitud grieta m | 0.000 | -9.202 | -5.39E+08 |

Figura A1.3: Cálculo de estabilidad de la presa de estudio. Peso propio

| EMPUJE HIDROSTÁTICO AGUAS ARRIBA | | | | | | | | | | |
|--|--------|-------|--------|----------------|------------------|-----------|---------|-----------------|----------|-----------|
| Dens. agua 1000 kg/m ³ 9.81 m/s ² 9810 N/m ³ Cota inf. Presa a. arriba 240.00 m.s.n.m. Cota sup. Presa a. arriba 313.00 m.s.n.m. [Nivel de cálculo. N1 = 320.00 m.s.n.m.] | | | | | | | | | | |
| Empuje | Zona | Base | Altura | Area | Empuje a. arriba | Peso agua | d(E) | Longitud grieta | d(E) fis | Mc |
| | | m | m | m ² | N/m | N/m | m | m | m | N*m/m |
| Empuje | Zona T | 73.00 | 73.00 | 2.66E+03 | 2.61E+07 | | 24.333 | | | 6.36E+08 |
| Empuje | Zona R | 7.00 | 73.00 | 5.11E+02 | 5.01E+06 | | 36.500 | | | 1.83E+08 |
| Peso | Zona T | 3.65 | 73.00 | 1.33E+02 | | 1.31E+06 | -30.783 | 0.000 | -30.783 | -4.02E+07 |
| Peso | Zona R | 3.65 | 7.00 | 2.56E+01 | | 2.51E+05 | -30.175 | 0.000 | -30.175 | -7.56E+06 |
| EMPUJE HIDROSTÁTICO AGUAS ABAJO | | | | | | | | | | |
| Densidad del agua 1000 kg/m ³ 9.81 m/s ² 9810 N/m ³ Cota inf. Presa a. abajo 240.00 m.s.n.m. [Nivel de cálculo. N2 = 266.00 m.s.n.m.] | | | | | | | | | | |
| Empuje | Zona | Base | Altura | Area | Empuje a. abajo | Peso agua | d(E) | Longitud grieta | d(E) fis | Mc' |
| | | m | m | m ² | N/m | N/m | m | m | m | N*m/m |
| Empuje | Zona T | 26.00 | 26.00 | 3.38E+02 | -3.32E+06 | | 8.667 | | | -2.87E+07 |
| Peso | Zona T | 19.50 | 26.00 | 2.54E+02 | | 2.49E+06 | 25.500 | 0.000 | 25.500 | 6.34E+07 |

Figura A1.4: Cálculo de estabilidad de la presa de estudio. Empujes hidrostáticos

| SUBPRESION | | Valores auxiliares | | | | | | |
|---|------------------------|--------------------|------------------------|-------------------|-----------|-------------------------|---------------|--------------|
| Densidad del agua | 1000 kg/m ³ | H1-H2 = | 54.00 m | | | | | |
| g | 9.81 m/s ² | (L-X)/(L-T) = | 0.836 | | | | | |
| Peso agua | 9810 N/m ³ | K = 1 - E = | 0.37 | | | | | |
| Cota pie aguas arriba | 240.00 m s.n.m. | | | | | | | |
| Cota pie aguas abajo | 240.00 m s.n.m. | | | | | | | |
| Cota galería inferior = | 269.50 m s.n.m. | | | | | | | |
| Anchura total de la base de la presa, L = | 64.00 m | | | | | | | |
| Angulo de la base con la horizontal = | 0.00 ° | | | | | | | |
| Anchura de la base la presa, horiz = | 64.00 m | | | | | | | |
| Distancia pie aguas arriba - plano de drenaje, horiz = | 10.50 m | | | | | | | |
| Distancia pie aguas arriba - plano drenes, en base, X = | 10.50 m | | | | | | | |
| Distancia plano de drenaje - pie aguas abajo, horiz = | 53.50 m | | | | | | | |
| Distancia plano de drenaje - pie aguas abajo, en base = | 53.50 m | | | | | | | |
| Cota drenes en base = | 240.00 m s.n.m. | | | | | | | |
| Altura galería-cimiento, H4 = | 28.50 m | | | | | | | |
| Nivel del agua - aguas arriba, N1 | 320.00 m s.n.m. | | | | | | | |
| Nivel del agua - aguas abajo, N2 | 266.00 m s.n.m. | | | | | | | |
| Altura de agua - pie de aguas arriba = | 80.00 m | | | | | | | |
| Nivel NIMN = | 320.00 m s.n.m. | | | | | | | |
| Altura de agua por encima del NIMN = | 0.00 m | | | | | | | |
| Coefficiente de subpresión sobre NIMN = | 0.5 | | | | | | | |
| Altura de agua de cálculo - pie de aguas arriba, H1 = | 80.00 m | | | | | | | |
| Altura de agua - pie de aguas abajo, H2 = | 26.00 m | | | | | | | |
| Eficiencia de los drenes, E = 1 - K | 0.63 | | | | | | | |
| Altura de agua - plano de drenes, H3 = | 44.91 m | | | | | | | |
| Longitud de grieta en pie de aguas arriba, T = | 0.000 m | | | | | | | |
| Zonas de cálculo | Base m | Altura m | Area m ² | Subpresión N/m | d(E) m | Longitud grieta m | d(E) fis m | Mc' N*m/m |
| zona 1 : rectangular fisurada | 0.000 | 80.00 | 0.00 | 0.00E+00 | -32.000 | 0.000 | -32.000 | 0.00E+00 |
| zona 2 : rectangular no fisurada | 10.500 | 44.91 | 471.52 | -4.63E+06 | -26.750 | 0.000 | -26.750 | 1.24E+08 |
| zona 3 : triangular no fisurada | 10.500 | 35.08 | 184.24 | -1.81E+06 | -28.500 | 0.000 | -28.500 | 5.15E+07 |
| zona 4 : rectangular no fisurada | 53.50 | 26.00 | 1391.00 | -1.36E+07 | 5.250 | 0.000 | 5.250 | -7.16E+07 |
| zona 5 : triangular no fisurada: | 53.50 | 18.91 | 505.76 | -4.96E+06 | -3.667 | 0.000 | -3.667 | 1.82E+07 |

Figura A1.5: Cálculo de estabilidad de la presa de estudio. Subpresión

| EMPUJE SISMICO INERCIAL SOBRE LA PRESA | | | | | | |
|---|--|------------------|------------------|--------|-----------------|----------|
| Aceleración sísmica básica, $ab/g = 0.06$ Coeficiente para $ac/g = 0.0$ (0 para caso estático) Aceleración sísmica de cálculo, $ac/g = 0$ Coeficiente reductor por desplazamiento admisible, $r = 1.5$ Coeficiente sísmico horizontal, $K_h = 0.000$ Coeficiente sísmico vertical, $K_v = 0.000$ Sentido de la acción sísmica horizontal = 1 (+1 hacia aguas abajo, -1 hacia aguas arriba) Sentido de la acción sísmica vertical = -1 (+1 hacia abajo, -1 hacia arriba) Peso de la presa = $5.86E+07$ N/m | | | | | | |
| Fuerza | | Empuje sísmico H | Empuje sísmico V | d(E) | Longitud grieta | d(E) fis |
| Horizontal | | N/m | N/m | m | m | m |
| Vertical | | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 26.291 | 0.000 | -9.202 |
| | | | | -9.202 | | |
| | | | | | | 0.00E+00 |
| | | | | | | 0.00E+00 |

Figura A1.7: Cálculo de estabilidad de la presa de estudio. Empuje sísmico inercial sobre la presa

| EMPUJE SÍSMICO DEL EMBALSE SOBRE LA PRESA | | Fuerza | | Empuje dinámico H | Empuje dinámico V | d(E) | Longitud grieta | d(E) fis | Mc' |
|---|-----------------------|------------|----------|-------------------|-------------------|---------|-----------------|----------|----------|
| | | Horizontal | Vertical | N/m | N/m | m | m | m | N'm/m |
| Coefficiente presión adimensional Westergaard, Po = | 0.875 | | | | | | | | |
| Aceleración sísmica de cálculo, ac/rg = | 0.000 | | | | | | | | |
| Peso específico del agua | 9810 N/m ³ | | | | | | | | |
| Nivel de agua en el embalse = | 320.00 m s.n.m. | | | | | | | | |
| Cota superior de la presa = | 313.00 m s.n.m. | | | | | | | | |
| Inclinación del paramento aguas arriba = | 2.8624 ° | | | | | | | | |
| Altura de agua sobre pie aguas arriba = | 80.00 m | | | | | | | | |
| Longitud de empuje total sobre línea de paramento = | 80.100 m | | | | | | | | |
| Longitud de agua por encima de cota superior presa = | 7.000 m | | | | | | | | |
| Longitud de empuje por encima de presa línea de paramento = | 7.009 m | | | | | | | | |
| Empuje correspondiente a altura total de agua, E1 = | 0.00E+00 N/m | | | | | | | | |
| Altura del empuje total línea de paramento, d1 = | 32.040 m | | | | | | | | |
| M1 = E1 x d1 = | 0.00E+00 N'm/m | | | | | | | | |
| Empuje correspondiente a altura de agua sobre presa, E2 = | 0.00E+00 N/m | | | | | | | | |
| Altura del empuje total línea de paramento, d2 = | 75.895 m | | | | | | | | |
| M2 = E2 x d2 = | 0.00E+00 N'm/m | | | | | | | | |
| Empuje neto, E1-E2 = | 0.00E+00 N/m | | | | | | | | |
| Momento neto, M1-M2 = | 0.00E+00 N'm/m | | | | | | | | |
| Altura de empuje neto sobre línea de paramento = | 0.000 m | | | | | | | | |
| Altura de empuje neto vertical = | 0.000 m | | | | | | | | |
| Distancia horizontal a origen de empuje neto = | 0.000 m | | | | | | | | |
| | | | | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.000 | 0.000 | -32.000 | 0.00E+00 |
| | | | | | | -32.000 | | | 0.00E+00 |

Figura A1.8: Cálculo de estabilidad de la presa de estudio. Empuje sísmico del embalse sobre la presa

| ANÁLISIS DE FORMACIÓN DE GRIETA - SIN CONSIDERAR EL SISMC | | | |
|---|-------------------|----------------------------|--------------------------|
| | N | H | Mc |
| Peso propio | 5.86E+07 | 0.00E+00 | -5.39E+08 |
| Empuje hidrostático a. arriba | 0.00E+00 | 3.12E+07 | 8.19E+08 |
| Empuje hidrostático a. abajo | 0.00E+00 | -3.32E+06 | -2.87E+07 |
| Peso de agua a. arriba | 1.56E+06 | 0.00E+00 | -4.78E+07 |
| Peso de agua a. abajo | 2.49E+06 | 0.00E+00 | 6.34E+07 |
| Empuje de sedimentos | 0.00E+00 | 5.29E+05 | 3.04E+06 |
| Peso de sedimentos | 6.37E+04 | 0.00E+00 | -2.02E+06 |
| Resultante (sin subpresión) | 6.27E+07 | 2.84E+07 | 2.68E+08 |
| Excentricidad (sin subpresión) | e(N) = | 4.276 m | |
| Excentricidad límite (B/6) = | e lim = | 10.667 m | |
| Tensión media total: $N / B =$ | σ med = | 9.79E+05 N/m ² | 9.98 kg/cm ² |
| Tensión flexión pura: $6M / (B^2) =$ | σ flex = | 3.93E+05 N/m ² | 4.00 kg/cm ² |
| Tensión máxima | σ max = | 1.37E+06 N/m ² | 13.98 kg/cm ² |
| Tensión mínima | σ min = | 5.87E+05 N/m ² | 5.98 kg/cm ² |
| Subpresión | -2.50E+07 | 0.00E+00 | 1.22E+08 |
| Resultante (con subpresión) | 3.76E+07 | 2.84E+07 | 3.90E+08 |
| Excentricidad (con subpresión) | e(N-U) = | 10.358 m | |
| Longitud de grieta | T = | 0.000 m | |
| Anchura de la base sin grieta | L sin grieta = | 64.000 m | |
| Tensión media efectiva (N-U) / B = | σ ' med = | 5.88E+05 N/m ² | 5.99 kg/cm ² |
| Tensión flexión pura efectiva: $6M / B^2 =$ | σ ' flex = | 5.71E+05 N/m ² | 5.82 kg/cm ² |
| Tensión máxima efectiva | σ ' max = | 1.16E+06 N/m ² | 11.81 kg/cm ² |
| Tensión mínima efectiva | σ ' min = | 1.70E+04 N/m ² | 0.17 kg/cm ² |
| Resistencia a tracción contacto hormigón-cimentación = | | -9.00E+05 N/m ² | |
| Resistencia a compresión del hormigón = | | 1.30E+07 N/m ² | |
| Anchura de la base en compresión | L compresión | 64.000 m | |

Figura A1.9: Cálculo de estabilidad de la presa de estudio. Análisis de formación de grieta sin considerar el sismo

| CÁLCULO DE ZONA COMPRIMIDA Y TENSIONES PARA EL ESCENARIO SISMICO | | | |
|--|------------------|---------------------------|--|
| | N | H | Mc |
| Resultante (con subpresión y sísmicas) | 3.76E+07 | 2.84E+07 | 3.90E+08 |
| Excentricidad (con subpresión y sismo) | e(N-U) sis = | 10.358 m | Respecto del centro de la zona comprimida tras fisuración antes de sismo |
| Cálculos con sismo sobre base no agrietada antes del sismo | | | |
| Tensión media efectiva (N-U) / L not cracked = | σ' med = | 5.88E+05 N/m ² | 5.99 kg/cm ² |
| Tensión flexión pura efectiva: 6M/(L not cracked ²) = | σ' flex = | 5.71E+05 N/m ² | 5.82 kg/cm ² |
| Tensión máxima efectiva | σ' max = | 1.16E+06 N/m ² | 11.81 kg/cm ² |
| Tensión mínima efectiva | σ' min = | 1.70E+04 N/m ² | 0.17 kg/cm ² |
| Longitud zona comprimida con sismo | Lc* = | 64.000 m | |
| Cálculos sobre base comprimida durante la acción del sismo (sin cambiar hipótesis de subpresión) | | | |
| Tensión media efectiva (N-U) / B = | σ' med* = | 5.88E+05 | 5.88 kg/cm ² |
| Tensión máxima efectiva | σ' max* = | 1.16E+06 | 11.59 kg/cm ² |
| Tensión mínima efectiva | σ' min* = | 1.70E+04 | 0.17 kg/cm ² |

Figura A1.10: Cálculo de estabilidad de la presa de estudio. Cálculo de la zona comprimida y tensiones para el escenario sísmico

| ANÁLISIS DEL DESLIZAMIENTO EN EL CONTACTO PRESA-CIMIENTO | |
|--|---|
| Fuerzas efectivas normales a la base | |
| Peso propio = | 5.86E+07 N/m |
| Peso del agua - aguas arriba = | 1.56E+06 N/m |
| Peso del agua - aguas abajo = | 2.49E+06 N/m |
| Peso de los sedimentos = | 6.37E+04 N/m |
| Subpresión = | -2.50E+07 N/m |
| Fuerza sísmica vertical = | 0.00E+00 N/m |
| | Resultante = 3.763E+07 N/m |
| Angulo de rozamiento en el contacto presa - cimiento | $\varphi = 50.00^\circ$ $\text{tg}(\varphi) = 1.192$ |
| Cohesión en el contacto presa - cimiento | $c = 4.18E+05 \text{ N/m}^2$ |
| Longitud de la zona comprimida | $S = 64.000 \text{ m}^2/\text{m}$ |
| | Resistencia por fricción: 4.48E+07 N/m |
| | Resistencia por cohesión: 2.68E+07 N/m |
| | Resistencia total: 7.16E+07 N/m |
| Fuerzas deslizantes | |
| Empuje hidrostático aguas arriba = | 3.12E+07 N/m |
| Empuje hidrostático aguas abajo = | -3.32E+06 N/m |
| Empuje de los sedimentos = | 5.29E+05 N/m |
| Fuerza sísmica horizontal = | 0.00E+00 N/m |
| | Resultante = 2.836E+07 N/m |
| RESULTADOS | |
| $FS = R/T =$ | 2.52 |
| $g^* = FS - 1 =$ | 1.52 |
| Función de estado $g^* = (R/T) - 1 =$ | 1.52 |

Figura A1.11: Cálculo de estabilidad de la presa de estudio. Análisis del deslizamiento y cálculo del coeficiente de seguridad

A1.3.- Algoritmo de cálculo de apertura y propagación de fisura para la hoja de cálculo empleada

Sub Fisura_sti()

'Determinación de la formación de grieta

```
Dim sigma_ef_1 As Variant
Dim sigma_ef_1_lim As Variant
Dim sigma_ef_2 As Variant
Dim sigma_ef_2_lim As Variant
Dim Tc As Variant
Dim T_lim As Variant
Dim N_sin_fallo As Variant
Dim N_fallo_con_equilibrio As Variant
Dim N_fallo_sin_equilibrio As Variant
Dim i As Variant
Dim j As Variant
Dim k As Variant
Dim g As Variant
```

Application.ScreenUpdating = True

```
Sheets("Calculos_sti").Select
Cells(186, 6).Select
ActiveCell.Value = 0
Tc = 0
Cells(191, 6).Select
sigma_ef_1 = ActiveCell.Value
Cells(193, 6).Select
sigma_ef_1_lim = ActiveCell.Value
Cells(73, 6).Select
T_lim = ActiveCell.Value
Cells(190, 6).Select
sigma_ef_2 = ActiveCell.Value
Cells(194, 6).Select
sigma_ef_2_lim = ActiveCell.Value
Worksheets("Calculos_sti").Calculate
```

If sigma_ef_1 > sigma_ef_1_lim Then

```
    If sigma_ef_2 < sigma_ef_2_lim Then
        GoTo LINEA3
```

```
    Else
    End If
```

```
Else
End If
```

For i = 1 To 6400

```
    Tc = Tc + 0.01
    Worksheets("Calculos_sti").Calculate
    Cells(186, 6).Select
    ActiveCell.Value = Tc
    Cells(191, 6).Select
    sigma_ef_1 = ActiveCell.Value
    Cells(190, 6).Select
    sigma_ef_2 = ActiveCell.Value
```

```
If sigma_ef_1 > sigma_ef_1_lim Then
  GoTo LINEA3

Else
End If

If sigma_ef_2 > sigma_ef_2_lim Then
  GoTo LINEA3

Else
End If

Next i

LINEA3:
Worksheets("Calculos_sti").Calculate

If sigma_ef_2 < sigma_ef_2_lim Then
  Cells(251, 3).Select
  g = ActiveCell.Value
  Cells(252, 5).Select
  ActiveCell.Value = g

  If g > 0 Then
    Cells(15, 3).Select
    i = ActiveCell.Value
    N_sin_fallo = i + 1
    Cells(15, 3).Select
    ActiveCell.Value = N_sin_fallo

  Else

    If g < 0 Then
      Cells(16, 3).Select
      j = ActiveCell.Value
      N_fallo_con_equilibrio = j + 1
      Cells(16, 3).Select
      ActiveCell.Value = N_fallo_con_equilibrio

    Else

      End If

    End If

  Else
    Cells(17, 3).Select
    k = ActiveCell.Value
    N_fallo_sin_equilibrio = k + 1
    Cells(17, 3).Select
    ActiveCell.Value = N_fallo_sin_equilibrio
    Cells(252, 5).Select
    ActiveCell.Value = "No hay equilibrio"

  End If

End Sub
```

Apéndice 2

Métodos de Fiabilidad de Nivel 2

A2.1.- Introducción

Se adjunta en el presente Apéndice nº2 la estructura del esquema de cálculo organizado para determinar la probabilidad condicional de fallo por deslizamiento en el contacto presacimiento mediante métodos de Nivel 2, sobre la base del modelo de cálculo de equilibrio límite.

Los cálculos responden a la formulación expuesta en los capítulos 8 y 12 de la presente tesis doctoral y se adjuntan únicamente a título ilustrativo del esquema organizado sobre una hoja de cálculo comercial.

| MÉTODOS FIABILIDAD NIVEL 2. TAYLOR. 2 VAR. ALEATORIAS | | | | | |
|---|--------------------------------|-----------------------|--|-----|----------|
| | Angulo roz. Contacto φ | Cohesión Contacto c | Caso | | |
| Media μ | 50.00 | 4.18E+05 | N | 4 | m.s.n.m. |
| Desviación σ | 8.79 | 2.98E+05 | N' | 266 | m.s.n.m. |
| Combinación | | | g^* Varianzas parciales Contribución a la Varianza | | |
| 1 | 50.00 | 4.18E+05 | 1.524 | | |
| 2 | 41.21 | 4.18E+05 | 1.105 | | |
| 3 | 58.79 | 4.18E+05 | 2.133 | | |
| 4 | 50.00 | 1.20E+05 | 0.852 | | |
| 5 | 50.00 | 7.16E+05 | 2.197 | | |
| | | | Suma = | | |
| | | | 100.00 | | |
| | | | Fricción | | |
| | | | 0.2642 | | |
| | | | 36.88 | | |
| | | | Cohesión | | |
| | | | 63.12 | | |
| | | | E[g^*] = | | |
| | | | 1.5243 | | |
| | | | Var [g^*] = | | |
| | | | 0.7163 | | |
| | | | σ [g^*] = | | |
| | | | 0.8463 | | |
| | | | β = | | |
| | | | 1.8011 | | |
| | | | Asumiendo $g^* \sim$ Normalmente distribuida | | |
| | | | Pf [$g^* < 0$] = | | |
| | | | 3.58E-02 | | |

Figura A2.3: Cálculo de la probabilidad condicional de fallo por métodos de Nivel 2. Método de Taylor para 2 variables aleatorias

| MÉTODOS DE FIABILIDAD DE NIVEL 2. POINT ESTIMATE METHOD. VALORES PARA CALCULAR LA FUNCIÓN g* | | | | | | | | | | | | |
|--|--------|----------|-------------------|--------|----------------|----------|----------|----------|-------------------------|----------|---------------|--|
| Variable aleatoria | | Media | Desviación típica | Señal | di + | di - | si + | si - | Pi+ | Pi- | (Pi+) + (Pi-) | |
| Ineficiencia de drenes | K | 0.37 | 0.22 | 0.54 | 1.31 | 0.77 | 0.66 | 0.20 | 0.3697 | 0.6303 | 1.0000 | |
| Angulo de fricción | ϕ | 50.00 | 8.79 | 0.00 | 1.00 | 1.00 | 58.79 | 41.21 | 0.5000 | 0.5000 | 1.0000 | |
| Cohesión | c | +18E+05 | 2.98E+05 | 1.69 | 2.15 | 0.46 | 1.06E+06 | 2.80E+05 | 0.1773 | 0.8227 | 1.0000 | |
| Comb. N° | Signo | | | | Probabilidades | | | | Valores para evaluar g* | | | |
| | Drenes | Fricción | Cohesión | | Drenes | Fricción | Cohesión | | Drenes | Fricción | Cohesión | |
| 1 | - | - | - | 0.5000 | 0.6303 | 0.8227 | 0.2593 | 0.20 | 41.21 | 2.80E+05 | | |
| 2 | - | - | + | 0.5000 | 0.6303 | 0.1773 | 0.0559 | 0.20 | 41.21 | 1.06E+06 | | |
| 3 | - | + | - | 0.5000 | 0.6303 | 0.8227 | 0.2593 | 0.20 | 58.79 | 2.80E+05 | | |
| 4 | - | + | + | 0.5000 | 0.6303 | 0.1773 | 0.0559 | 0.20 | 58.79 | 1.06E+06 | | |
| 5 | + | - | - | 0.5000 | 0.3697 | 0.8227 | 0.1521 | 0.66 | 41.21 | 2.80E+05 | | |
| 6 | + | - | + | 0.5000 | 0.3697 | 0.1773 | 0.0328 | 0.66 | 41.21 | 1.06E+06 | | |
| 7 | + | + | - | 0.5000 | 0.3697 | 0.8227 | 0.1521 | 0.66 | 58.79 | 2.80E+05 | | |
| 8 | + | + | + | 0.5000 | 0.3697 | 0.1773 | 0.0328 | 0.66 | 58.79 | 1.06E+06 | | |
| Suma = | | | | | | | | | | | 1.0000 | |

Figura A2.4: Cálculo de la probabilidad condicional de fallo por métodos de Nivel 2. Método de Estimación Puntual para 3 variables aleatorias. Distribución puntual de probabilidad de las variables

| METODOS FIABILIDAD DE NIVEL 2. P.E.M. CASO 3 VARIABLES ALEATORIAS | | | | | | | | | | |
|---|----------|-----------|----------|----------|--------------|--------|-------------------|-----------------------|--|--|
| K dren | | φ | σ | c | Caso | | | | | |
| μ | σ | | | N/m2 | 4 | 320 | m.s.n.m. | | | |
| Media | | 50.00 | | 4.18E+05 | | 266 | m.s.n.m. | | | |
| Desviación | | 8.79 | | 2.98E+05 | | | | | | |
| Combinación | | | | | Probabilidad | g^* | Prob $\times g^*$ | Prob $\times g^{*^2}$ | | |
| 1 | 0.20 | 41.21 | | 2.80E+05 | 0.2593 | 0.861 | 0.22 | 0.19 | | |
| 2 | 0.20 | 41.21 | | 1.06E+06 | 0.0559 | 2.621 | 0.15 | 0.38 | | |
| 3 | 0.20 | 58.79 | | 2.80E+05 | 0.2593 | 1.949 | 0.51 | 0.98 | | |
| 4 | 0.20 | 58.79 | | 1.06E+06 | 0.0559 | 3.710 | 0.21 | 0.77 | | |
| 5 | 0.66 | 41.21 | | 2.80E+05 | 0.1521 | 0.635 | 0.10 | 0.06 | | |
| 6 | 0.66 | 41.21 | | 1.06E+06 | 0.0328 | 2.279 | 0.07 | 0.17 | | |
| 7 | 0.66 | 58.79 | | 2.80E+05 | 0.1521 | 1.560 | 0.24 | 0.37 | | |
| 8 | 0.66 | 58.79 | | 1.06E+06 | 0.0328 | 3.204 | 0.10 | 0.34 | | |
| $E[g^*] =$ | | | | | | 1.60 | | | | |
| $\mu g^{*^2} =$ | | | | | | 2.5 | | | | |
| $E[g^{*^2}] =$ | | | | | | 0.72 | | | | |
| $Var[g^*] =$ | | | | | | 0.85 | | | | |
| $\sigma [g^*] =$ | | | | | | 1.8789 | | | | |
| $\beta =$ | | | | | | | | | | |
| Asumiendo $g^* \sim$ Normalmente distribuida | | | | | | | | | | |
| $Pf [g^* < 0] = 3.01E-02$ | | | | | | | | | | |

Figura A2.5: Cálculo de la probabilidad condicional de fallo por métodos de Nivel 2. Método de Estimación Puntual para 3 variables aleatorias. Cálculo de la probabilidad

| MÉTODOS DE FIABILIDAD DE NIVEL 2. POINT ESTIMATE METHOD. VALORES PARA CALCULAR LA FUNCIÓN g* | | | | | | | | | | | | |
|--|----------------|-------------------|----------|--------|-------------------------|----------|----------|----------|----------|---------------|-------------------------|----------|
| Variable aleatoria | Media | Desviación típica | Seigo | di + | di - | xi + | xi - | Pi + | Pi - | (Pi+) + (Pi-) | Valores para evaluar g* | |
| | | | | | | | | | | | Fricción | Cohesión |
| Ángulo de fricción φ | 50,00 | 8,79 | 0,00 | 1,00 | 1,00 | 58,79 | 41,21 | 0,5000 | 0,5000 | 1,0000 | | |
| Cohesión c | 4,18E+05 | 2,98E+05 | 1,69 | 2,15 | 0,46 | 1,06E+06 | 2,80E+05 | 0,1773 | 0,8227 | 1,0000 | | |
| Comb. N° | Probabilidades | | | | Valores para evaluar g* | | | | Suma = | | | |
| | Signo | Fricción | Cohesión | Π | Fricción | Cohesión | Fricción | Cohesión | | | | |
| 1 | - | - | - | 0,4114 | 0,5000 | 0,8227 | 0,4114 | 41,21 | 2,80E+05 | | | |
| 2 | - | + | - | 0,0886 | 0,5000 | 0,1773 | 0,0886 | 41,21 | 1,06E+06 | | | |
| 3 | + | - | - | 0,4114 | 0,5000 | 0,8227 | 0,4114 | 58,79 | 2,80E+05 | | | |
| 4 | + | + | + | 0,0886 | 0,5000 | 0,1773 | 0,0886 | 58,79 | 1,06E+06 | | | |

Figura A2.6: Cálculo de la probabilidad condicional de fallo por métodos de Nivel 2. Método de Estimación Puntual para 2 variables aleatorias. Distribución puntual de probabilidad de las variables

| METODOS FIABILIDAD DE NIVEL 2. P.E.M. CASO 2 VAR. ALEATORIAS | | | | | | |
|--|------------|----------|---------------------|-------|--------------------------|-----------------------------|
| | φ | c | Caso 4 | | | |
| | $^{\circ}$ | N/m2 | N | 320 | m.s.n.m. | |
| | | | N' | 266 | m.s.n.m. | |
| Media | μ | | | | | |
| Desviación | σ | | | | | |
| Combinación | | | Probabilidad | g^* | $\text{Prob} \times g^*$ | $\text{Prob} \times g^{*2}$ |
| 1 | 50.00 | 4.18E+05 | 0.4114 | 0.793 | 0.33 | 0.26 |
| 2 | 8.79 | 2.98E+05 | 0.0886 | 2.553 | 0.23 | 0.58 |
| 3 | 41.21 | 2.80E+05 | 0.4114 | 1.821 | 0.75 | 1.36 |
| 4 | 58.79 | 1.06E+06 | 0.0886 | 3.581 | 0.32 | 1.14 |
| | | | $E[g^*] =$ | 1.62 | | |
| | | | $\mu g^{*2} =$ | 2.6 | | |
| | | | $E[g^{*2}] =$ | | 0.72 | 3.34 |
| | | | $\text{Var}[g^*] =$ | | 0.85 | |
| | | | $\sigma [g^*] =$ | | 1.91 | |
| | | | $\beta =$ | | | |
| Asumiendo $g^* \sim$ Normalmente distribuida | | | | | | |
| Pf [$g^* < 0$] = 2.79E-02 | | | | | | |

Figura A2.7: Cálculo de la probabilidad condicional de fallo por métodos de Nivel 2. Método de Estimación Puntual para 2 variables aleatorias. Cálculo de la probabilidad

| MÉTODOS DE FIABILIDAD DE NIVEL 2. MÉTODO DE HASOFER & LIND | | | | | |
|---|-------|----------|----------------|-----------------------|----------|
| | μ | σ | φ ° | c N/m ² | K dren |
| Media | | | 50.00 | 4.18E+05 | 0.37 |
| Desviación típica | | | 8.79 | 2.98E+05 | 0.22 |
| Valor mínimo | | | 30.00 | 0.00E+00 | 0.00 |
| Valor máximo | | | 70.00 | 2.00E+06 | 1.00 |
| Valores variables: | | | 37.74 | 2.41E-04 | 0.45 |
| Términos para calcular β | | | 1.94 | 1.97 | 0.12 |
| Valor a minimizar, β : | | | 2.0076 | | |
| Comprobación de restricciones | | | | | |
| $g^* = 0$ | | | 0.0000 | | |
| $\sigma_{ef_2} \leq 9.06e6$ | | | 1.15E+06 | | |
| $\sigma_{ef_1} \geq (-\sigma_{t,i})$ | | | -8.91E+03 | | |
| $\beta =$ | | | | | 2.0076 |
| Pf [g* < 0] = | | | | | 2.23E-02 |

Figura A2.8: Cálculo de la probabilidad condicional de fallo por métodos de Nivel 2. Método de Hasofer-Lind para 3 variables aleatorias.

| MÉT. FIAB. NIVEL 2. HASOFER & LIND. 2 VAR. ALEATORIAS | |
|--|-----------------|
| φ | c |
| ° | N/m2 |
| μ | 4.18E+05 |
| σ | 2.98E+05 |
| Media | 50.00 |
| Desviación | 8.79 |
| Mínimo | 30.00 |
| Máximo | 70.00 |
| Valores de cálculo: | 37.01 |
| Valores variables: | 37.01 |
| Términos para calcular β | 2.19 |
| Valor a minimizar, β : | 2.0378 |
| Comprobación de restricciones | |
| $g^* = 0$ | 0.0000 |
| $\sigma_{ef_2} \leq 9.06e6$ | 1.16E+06 |
| $\sigma_{ef_1} > (-\sigma_{t,i})$ | 1.70E+04 |
| $\beta =$ | 2.0378 |
| Pf [g* < 0] = | 2.08E-02 |

Figura A2.9: Cálculo de la probabilidad condicional de fallo por métodos de Nivel 2. Método de Hasofer-Lind para 2 variables aleatorias.

Apéndice 3

Métodos de Fiabilidad de Nivel 3

A3.1.- Introducción

Se adjunta en el presente Apéndice nº3 la estructura del esquema de cálculo organizado para determinar la probabilidad condicional de fallo por deslizamiento en el contacto presacimiento mediante métodos de Nivel 3, sobre la base del modelo de cálculo de equilibrio límite.

Los cálculos responden a la formulación expuesta en los capítulos 8 y 12 de la presente tesis doctoral y se adjuntan únicamente a título ilustrativo del esquema organizado sobre una hoja de cálculo comercial.

A3.2.- Esquema de cálculo para Nivel 3. Método de Monte Carlo

| PROBABILIDAD DE FALLO. MÉTODO DE LAS CURVAS LÍMITE MÉTODO DE NIVEL 3: MONTE CARLO. MODELO DE SÓLIDO ELÁSTICO Caso de 2 variables aleatorias | | | | | | | | | |
|---|---------------------------------|--------------|------------|---------------|----------------------|-----------------|----------|--|--|
| Sismo (a/g) | Nivel de embalse m.s.n.m. | Curva límite | | coh lim Pa | N° de iteraciones | N° de fallos | P fallo | | |
| | | a Pa | b Pa | | | | | | |
| 0.01 | 313.00 | 3.668E+05 | -5.124E+05 | -8.75E+04 | 1,000,000 | 1,340 | 1.34E-03 | | |
| 0.01 | 320.00 | 6.027E+05 | -7.590E+05 | -7.03E+04 | 1,000,000 | 13,594 | 1.36E-02 | | |
| 0.03 | 313.00 | 4.120E+05 | -6.302E+05 | -1.47E+05 | 1,000,000 | 262 | 2.62E-04 | | |
| 0.03 | 320.00 | 7.224E+05 | -8.482E+05 | -2.96E+04 | 1,000,000 | 30,431 | 3.04E-02 | | |
| 0.06 | 313.00 | 4.509E+05 | -6.376E+05 | -1.14E+05 | 1,000,000 | 1,934 | 1.93E-03 | | |
| 0.06 | 320.00 | 7.337E+05 | -8.154E+05 | 1.07E+04 | 1,000,000 | 43,192 | 4.32E-02 | | |
| 0.12 | 313.00 | 5.380E+05 | -6.363E+05 | -2.62E+04 | 1,000,000 | 17,951 | 1.80E-02 | | |
| 0.12 | 320.00 | 8.541E+05 | -8.415E+05 | 1.08E+05 | 1,000,000 | 92,735 | 9.27E-02 | | |
| 0.24 | 300.00 | 4.524E+05 | -5.853E+05 | -6.65E+04 | 1,000,000 | 6,015 | 6.02E-03 | | |
| 0.24 | 313.00 | 9.312E+05 | -8.158E+05 | 2.08E+05 | 1,000,000 | 157,826 | 1.58E-01 | | |
| 0.24 | 320.00 | 1.739E+06 | -1.160E+06 | 7.11E+05 | 1,000,000 | 486,778 | 4.87E-01 | | |
| 0.48 | 268.00 | 3.592E+05 | -5.684E+05 | -1.45E+05 | 1,000,000 | 39 | 3.90E-05 | | |
| 0.48 | 300.00 | 1.137E+06 | -8.591E+05 | 3.75E+05 | 1,000,000 | 288,570 | 2.89E-01 | | |

| Valores aleatorios generados | | Correlación |
|------------------------------|------------|-------------|
| φ | c | ρ |
| 41.5601 | 2.6847E+05 | +0.50 |

Figura A3.1: Cálculo de la probabilidad condicional de fallo por métodos de Nivel 3. Método de Monte Carlo para 2 variables aleatorias.

A3.3.- Algoritmo de conteo de fallos con curvas límite para la hoja de cálculo empleada

Sub cur_lim()

'Conteo de fallos por Monte Carlo

Dim N_iteraciones As Variant

Dim N_fallos

Dim Fallo

Dim phi As Variant

Dim coh As Variant

Dim coh_lim

Dim i As Integer

Application.ScreenUpdating = False

Sheets("VA").Select

'Worksheets("VA").Calculate

Cells(7, 2).Select

phi = ActiveCell.Value

Cells(7, 3).Select

coh = ActiveCell.Value

Sheets("cur_lim").Select

Cells(26, 2).Select

ActiveCell.Value = phi

Cells(26, 3).Select

ActiveCell.Value = coh

Worksheets("cur_lim").Calculate

For i = 1 To 13

 'Nivel i

 Fallo = 0

 Cells(8 + i, 8).Select

 coh_lim = ActiveCell.Value

 If coh < coh_lim Then

 Fallo = 1

 Else

 End If

 Cells(8 + i, 9).Select

 N_iteraciones = ActiveCell.Value + 1

 Cells(8 + i, 9).Select

 ActiveCell.Value = N_iteraciones

 Cells(8 + i, 10).Select

 N_fallos = ActiveCell.Value + Fallo

 Cells(8 + i, 10).Select

 ActiveCell.Value = N_fallos

Next i

End Sub

Apéndice 4

Validación del Modelo Numérico

A4.1.- Introducción

Para evaluar la capacidad del modelo numérico elaborado con el código FLAC se va a utilizar el mismo para resolver un problema tipo propuesto como Tema A2 en el 5th International Benchmark Workshop (ICOLD, 1999). Los resultados obtenidos con el modelo FLAC se comparan con los deducidos a partir de otros modelos numéricos, algunos de ellos utilizados específicamente en el análisis de la estabilidad de presas de gravedad. Estos modelos fueron utilizados para resolver el problema planteado como parte de los trabajos de revisión de diferentes modelos de cálculo numérico de presas llevados a cabo en el marco de los trabajos del proyecto europeo IALAD (Integrity Assessment of Large Dams). Los resultados obtenidos que aquí se recogen son los publicados en la web de IALAD (véase Jefferson [72]).

A4.2.- Caso analizado

Se trata de estudiar la estabilidad al deslizamiento de una presa de hormigón de gravedad, mediante un análisis bidimensional. La geometría del caso analizado se recoge en la Figura A4.1.

Las propiedades básicas de los materiales se recogen en el Cuadro A4.1. Las propiedades de la interfaz presa-cimiento se recogen en el Cuadro A4.2, si bien no todas ellas se emplean en todos los modelos numéricos utilizados, que siempre incorporan explícitamente la interfaz entre presa y cimiento.

En todos los casos se considera el peso de la presa pero no el peso del terreno. Se considera el empuje hidrostático horizontal debido a la altura de agua en el embalse, la subpresión en la base de la presa y la presencia de la pantalla de drenaje.

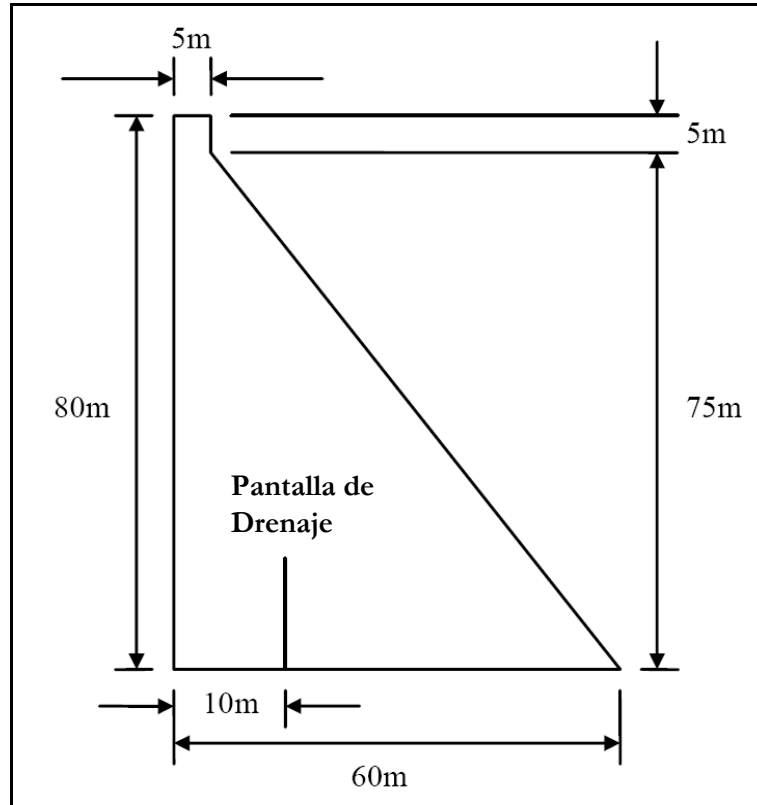


Figura A4.1: Geometría presa analizada (Fuente: Jefferson [72])

Cuadro A4.1. Propiedades del hormigón y de la roca de cimentación

| Parámetro | Hormigón | Cimiento |
|---|----------|----------|
| Módulo de elasticidad (MPa) | 24000 | 41000 |
| Módulo de Poisson | 0.15 | 0.10 |
| Densidad (kg/m ³) | 2400 | 2700 |
| Resistencia a compresión (MPa) | 24 | 40 |
| Resistencia a tracción (MPa) | 1.5 | 2.6 |
| Deformación con esfuerzo de compresión pico | 0.0022 | 0.0025 |
| Deformación final total en compresión | 0.10 | 0.15 |
| Energía de fractura (N/m) | 150 | 200 |

Cuadro A4.2. Propiedades de la interfaz presa-cimiento

| Parámetro | Valor |
|--|-------|
| Rigidez a cortante (MPa/mm) | 20 |
| Cohesión pico (MPa) | 0.7 |
| Cohesión residual (MPa) | 0.0 |
| Resistencia a tracción (MPa) | 0.0 |
| Ángulo de fricción (°) | 30 |
| Ángulo de dilatación (°) | 10 |
| Módulo de reblandecimiento (“softening modulus”) | -0.7 |

Se consideran 3 hipótesis de carga tipo diferentes:

- La hipótesis de carga n°1 considera únicamente el peso propio de la presa y el empuje hidrostático del embalse.
- La hipótesis de carga n°2 considera el peso propio de la presa, el empuje hidrostático y la subpresión en la interfaz presa-cimiento, teniendo en cuenta que la pantalla de drenaje reduce el valor de la subpresión a la altura de la pantalla hasta un valor igual al 20% de la subpresión bajo el pie de aguas arriba, incluso aunque se haya formado y propagado una grieta, como se recoge en la Figura A4.2. El valor de la subpresión bajo el pie de aguas arriba es igual al valor de la presión correspondiente a la altura de embalse considerada. En el caso de que se forme grieta, la presión en la misma es constante e igual a la del pie de aguas arriba, en toda la longitud de grieta formada aguas arriba de la pantalla de drenaje, y constante e igual al 20% de la del pie de aguas arriba en toda la longitud de grieta formada aguas abajo de la pantalla de drenaje.
- La hipótesis de carga n°3 considera el peso propio de la presa, el empuje hidrostático y la subpresión en la interfaz presa-cimiento, en hipótesis de pantalla de drenaje totalmente ineficaz. De este modo, en caso de que se forme grieta, la presión hidrostática en toda la longitud de la misma es constante e igual a la presión bajo el pie de aguas arriba de la presa, como se recoge en la Figura A4.3.

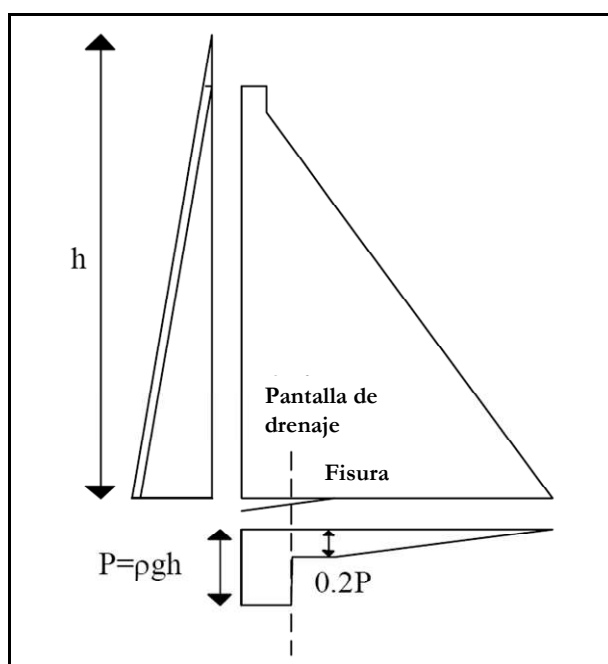


Figura A4.2: Hipótesis de carga n°2 (Fuente: Jefferson [72])

Las propiedades básicas de los materiales se recogen en el Cuadro A4.1. Las propiedades de la interfaz presa-cimiento se recogen en el Cuadro A4.2, si bien no todas ellas se emplean en todos los modelos numéricos utilizados, que siempre incorporan explícitamente la interfaz entre presa y cimiento. En todos los casos se considera el peso de la presa pero no el peso del terreno. Se considera el empuje hidrostático horizontal debido a la altura de agua en el embalse, la subpresión en la base de la presa y la presencia de la pantalla de drenaje.

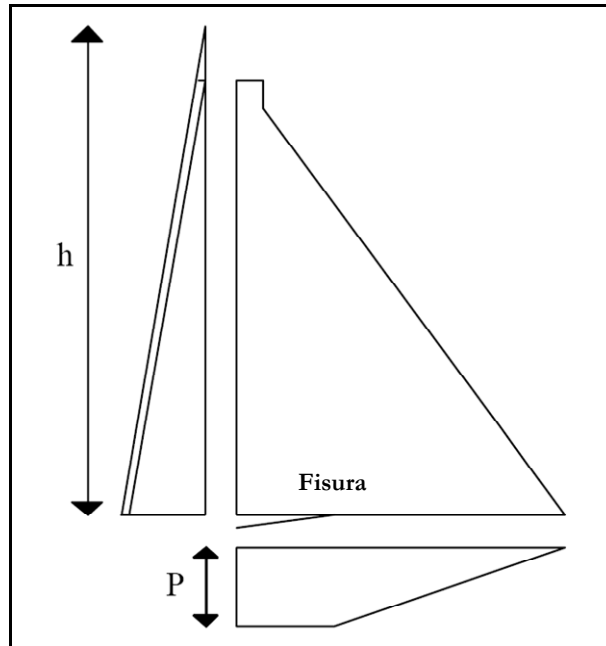


Figura A4.3: Hipótesis de carga n°3 (Fuente: Jefferson [72])

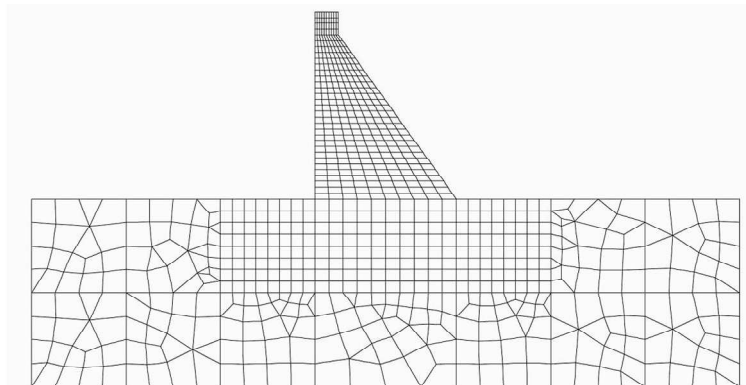


Figura A4.4: Malla tipo de cálculo (Fuente: Jefferson [72])

Como se puede observar, la malla presenta 10 zonas horizontales en la base de la presa, de modo que en el contacto presa-terreno la anchura de malla es de 6 m, puesto que la base de la presa tiene 60 m de anchura. La zona de cimiento más próxima a la presa (hasta 40 m desde cada pie de la presa y 40 m en profundidad) se modela mediante zonas de forma cuadrada de 5×5 m. La zona justo bajo la presa se modela con zonas rectangulares de 6×5 m. La zona del cimiento situada junto a los contornos se modela con zonas de 10 m y de 15 m de longitud en la dirección de dichos contornos.

A4.3.- Códigos utilizados en la resolución del problema.

El caso descrito fue analizado con los códigos comerciales LUSAS y DIANA, y con el código FRAC-DAM, desarrollado en la Universidad de Viena. Los códigos LUSAS y DIANA son herramientas de simulación comerciales de elementos finitos que disponen de una amplia gama de elementos finitos, de algoritmos para la resolución de problemas no-lineales y de modelos constitutivos para los materiales, así como diferentes posibilidades

para tratar las interfaces entre los mismos. El código FRAC-DAM es una herramienta no comercial desarrollada para la investigación en la Universidad de Viena.

A4.4.- Obtención y comparación de resultados

A4.4.1.- Resultados a obtener con los modelos

Los resultados que se obtuvieron con los distintos modelos son, para cada una de las 3 hipótesis de carga consideradas, los siguientes:

- Nivel máximo de agua antes de rotura (N_{ult}). Es el mayor nivel posible para el que se mantiene la estabilidad de la estructura. Se denomina Nivel de Fallo Inminente (**IFF** por sus siglas en inglés) al anterior mayorado en 10 cm.
- Desplazamiento horizontal en coronación en función del nivel de embalse
- Distribución de tensiones en el plano de contacto presa-cimiento para un nivel de embalse igual al 80% del **IFF**.

A4.4.2.- Modelo FRAC-DAM

A4.4.2.1.- Características del modelo FRAC-DAM

El modelo FRAC-DAM simula el fenómeno de la fisuración mediante un modelo de fisura difusa (“smeared crack model”) y utiliza una capa horizontal formada por elementos finitos de pequeño espesor para reproducir la interfaz. El modelo para la interfaz es un modelo Mohr-Coulomb modificado. El modelo considera una resistencia a tracción en la interfaz no nula de 0.35 MPa (véase Linsbauer y Bhattacharjee [81]).

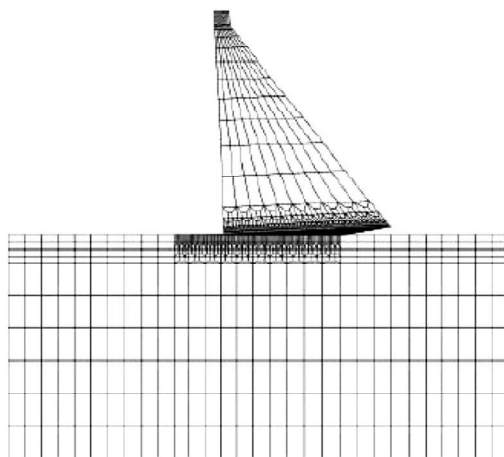


Figura A4.5: FRAC-DAM. Hipótesis de carga n°3. Malla deformada (Fuente: Linsbauer [81])

A4.4.2.2.- Resultados obtenidos con el modelo FRAC-DAM

En el Cuadro A4.3 y en la Figura A4.6 se adjunta los resultados obtenidos con el modelo FRAC-DAM para cada una de las hipótesis de carga consideradas.

Cuadro A4.3: Niveles máximos antes de rotura con el modelo FRAC-DAM
(Fuente: Jefferson [72])

| Hipótesis de carga | IFF (m) | Longitud de grieta (m) |
|--------------------|---------|------------------------|
| 1 | 99.5 | Entre 20 y 24 |
| 2 | 89.6 | Entre 25 y 30 |
| 3 | 78.7 | Entre 16 y 31 |

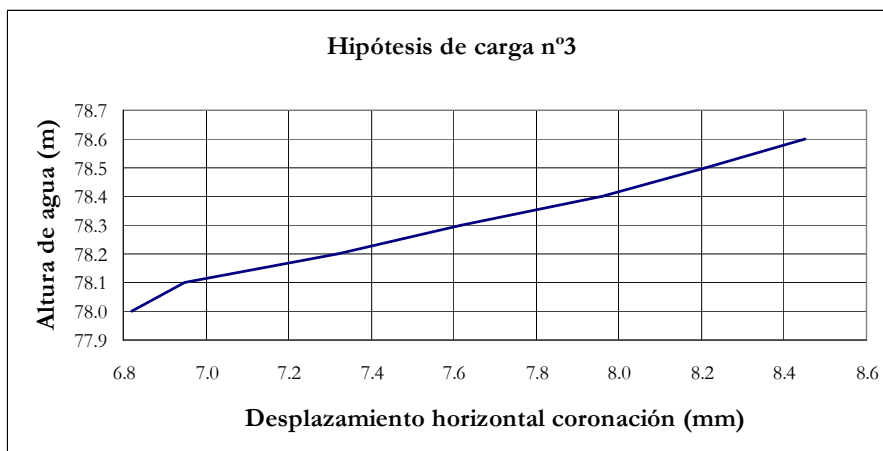
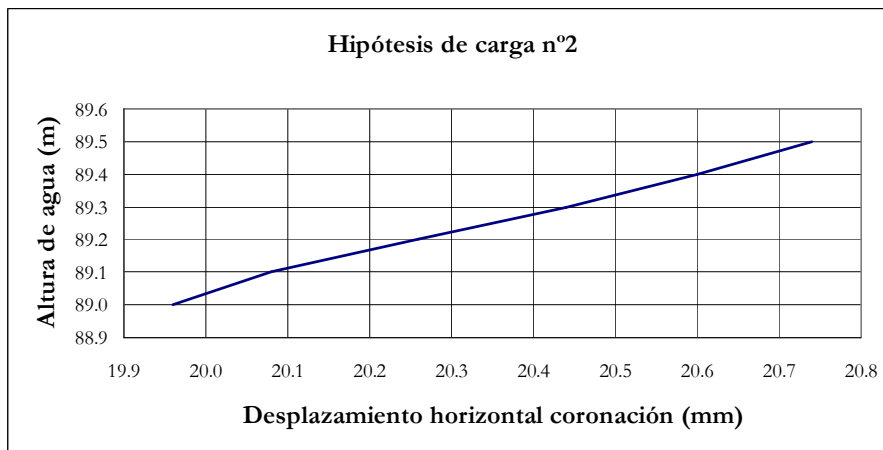
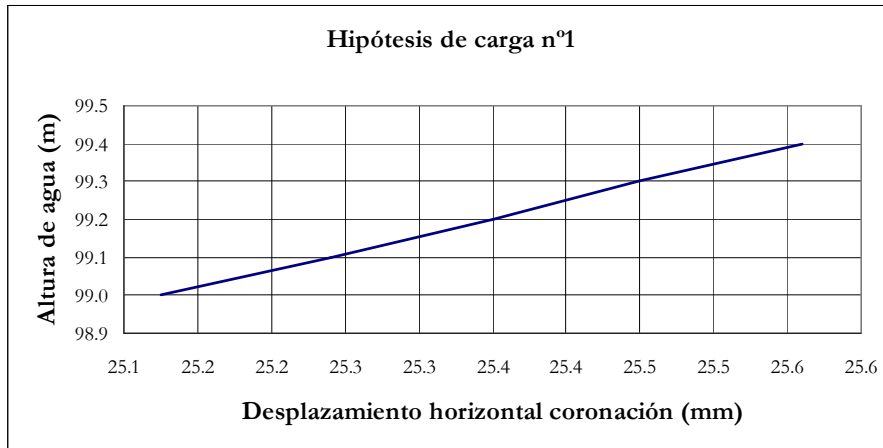


Figura A4.6: FRAC-DAM. Desplazamientos en coronación (Fuente: Jefferson [72])

Además, se ha obtenido la distribución de tensiones en la base correspondiente a un nivel de agua equivalente al 80% del N_{ult} , que se muestra en la Figura A4.7.

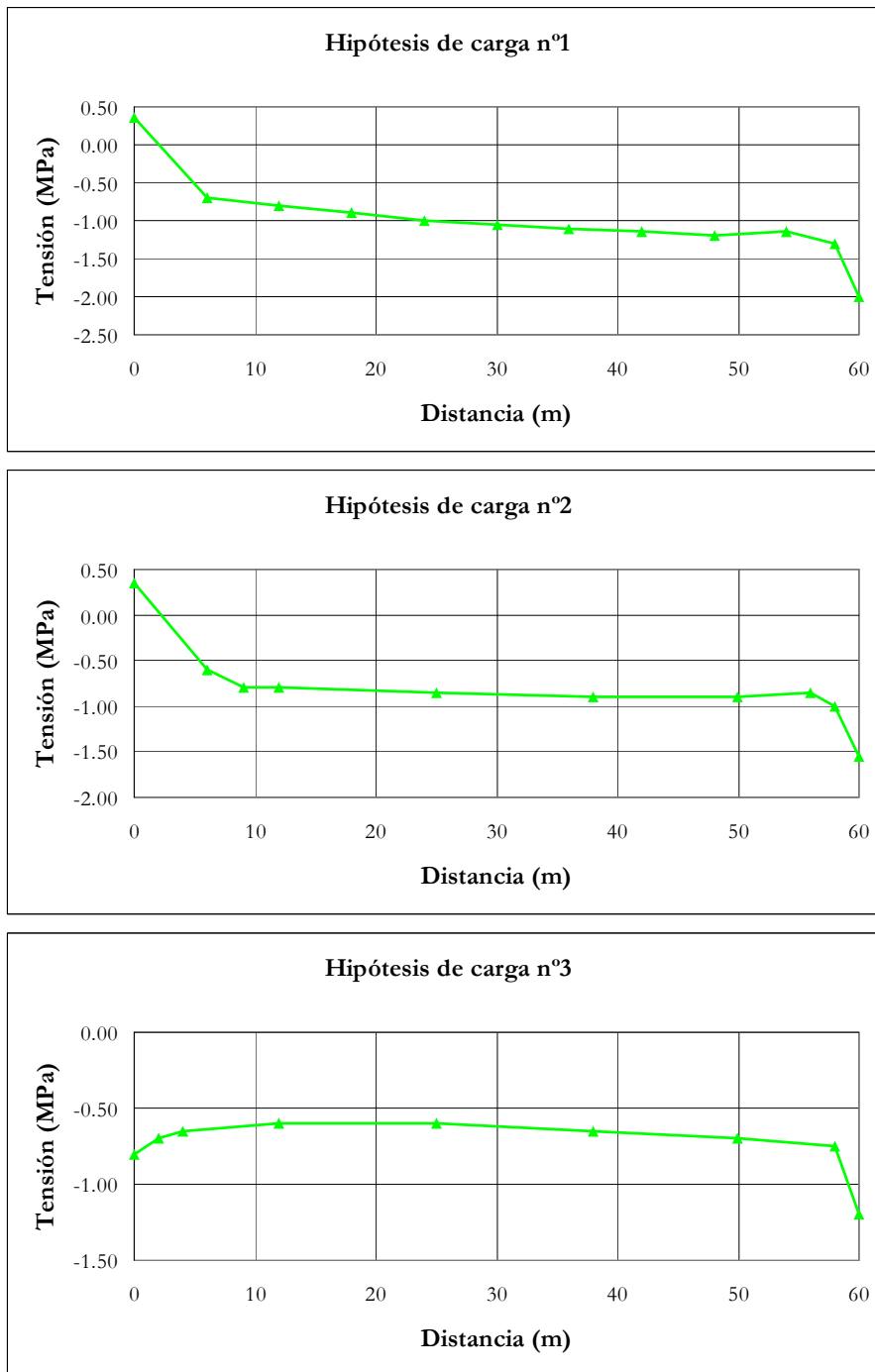


Figura A4.7: FRAC-DAM. Tensiones en contacto presa-cimiento (Fuente: Jefferson [72])

A4.4.3.- Modelo LUSAS

A4.4.3.1.- Características del modelo LUSAS

El análisis con LUSAS se ha realizado empleando tanto para el cimientó como para el hormigón un modelo plástico tipo Mohr-Coulomb.

La interfaz se trata mediante un modelo de mecánica de fractura no lineal de los denominados “Modelos de Daño”, que considera una degradación proceso-dependiente en las propiedades mecánicas de los materiales. La curva tensión-apertura de fisura se modela mediante una curva de reblandecimiento de tipo lineal, definida por el par de valores (tensión, apertura) a partir de los cuales se produce el daño en el material, siendo el otro parámetro del modelo la energía de fractura. El modelo considera además el acoplamiento entre los 2 primeros modos de fractura (modo I: abertura y modo II: cizalla en la dirección de la fisura).

El algoritmo utilizado para resolver numéricamente las ecuaciones no lineales es el de Newton-Raphson. Los incrementos de carga cerca del nivel último se reducen para asegurar la estabilidad de la solución.

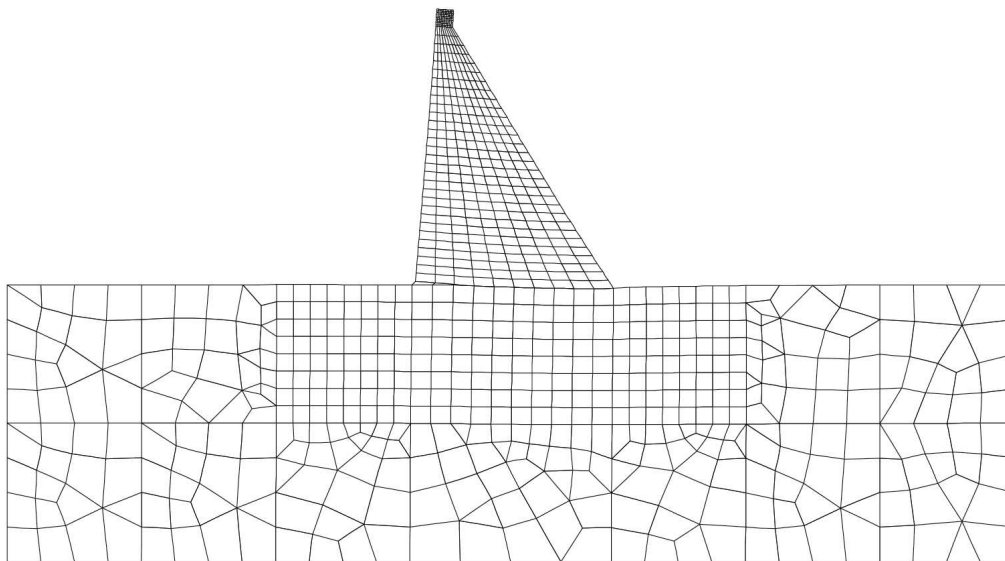


Figura A4.8: LUSAS. Hipótesis de carga nº1. Malla deformada (Fuente: Jefferson [72])

A4.4.3.2.- Resultados obtenidos con el modelo LUSAS

En las figuras A4.9 a A4.11 se muestra la zona con apertura de fisura bajo el pie de aguas arriba para cada una de las hipótesis de carga.

Los resultados de niveles y longitudes de grieta se recogen en el Cuadro A4.4, mientras que en la Figuras A4.12 se muestran las distintas curvas ‘Niveles-Desplazamientos en coronación’.

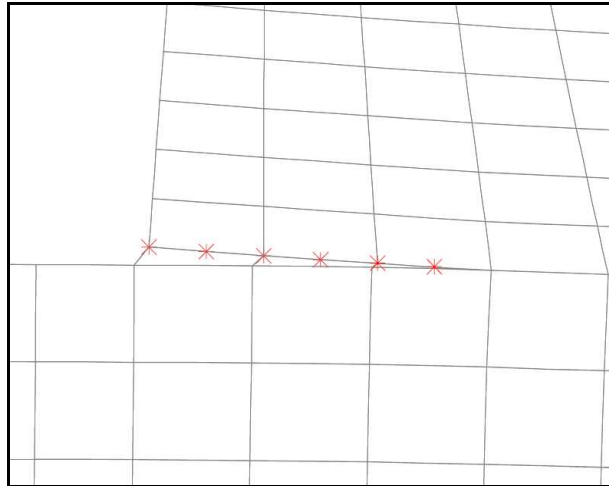


Figura A4.9: LUSAS. Fisuración para la hipótesis de carga n°1 (Fuente: Jefferson [72])

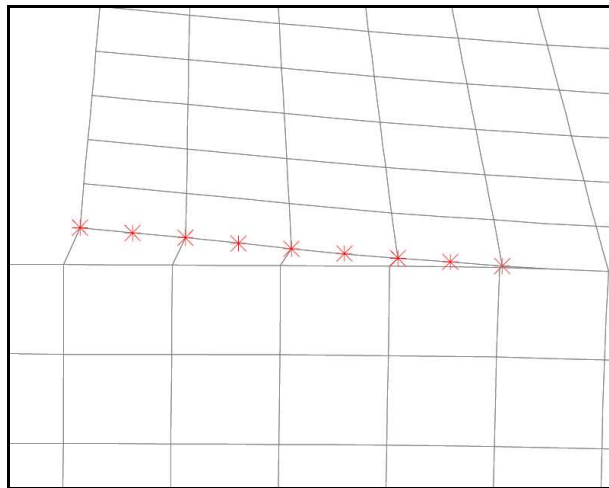


Figura A4.10: LUSAS. Fisuración para la hipótesis de carga n°2 (Fuente: Jefferson [72])

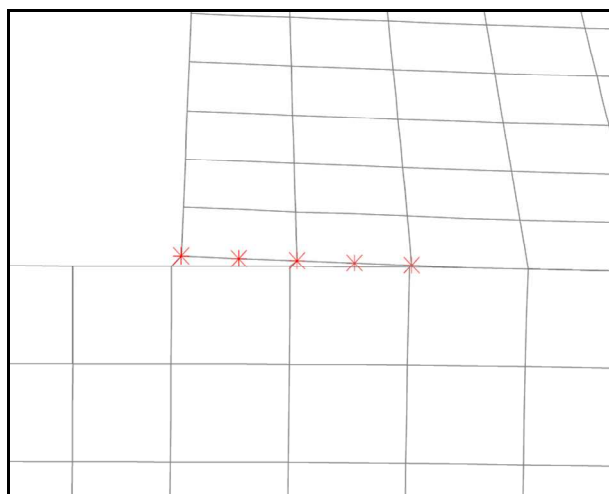


Figura A4.11: LUSAS. Fisuración para la hipótesis de carga n°3 (Fuente: Jefferson [72])

Cuadro A4.4. Niveles máximos antes de rotura con el modelo LUSAS
(Fuente: Jefferson [72])

| Hipótesis de carga | IFF (m) | Longitud de grieta (m) |
|--------------------|---------|------------------------|
| 1 | 96.3 | Entre 12 y 18 |
| 2 | 88.1 | Entre 24 y 27 |
| 3 | 77.8 | Entre 9 y 15 |

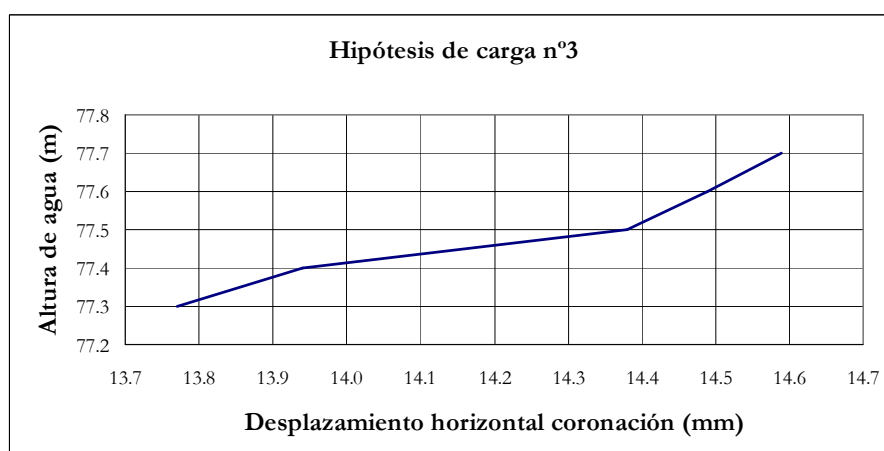
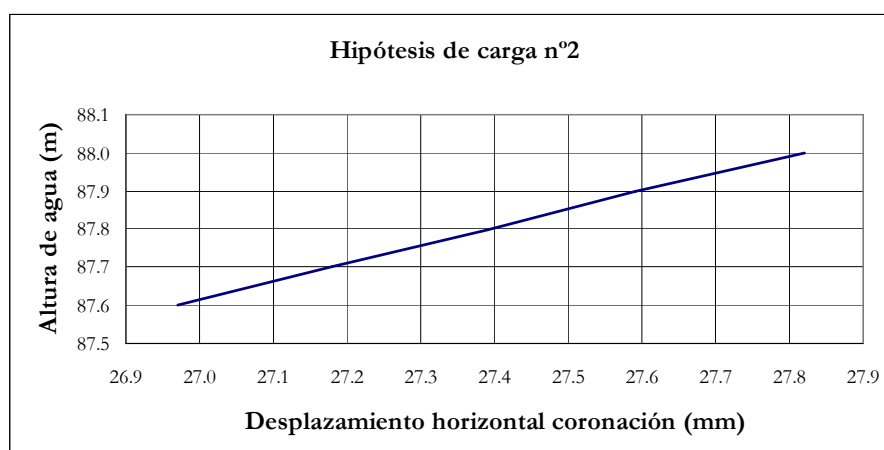
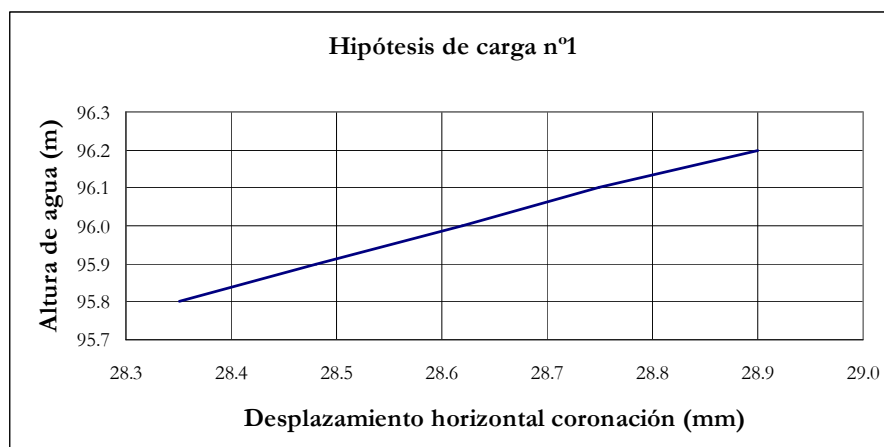


Figura A4.12: LUSAS. Desplazamientos en coronación (Fuente: Jefferson [72])

Al igual que en el caso anterior, se ha obtenido la distribución de tensiones en la base correspondiente a un nivel de agua equivalente al 80% del N_{ult} como se muestra en la Figura A4.13.

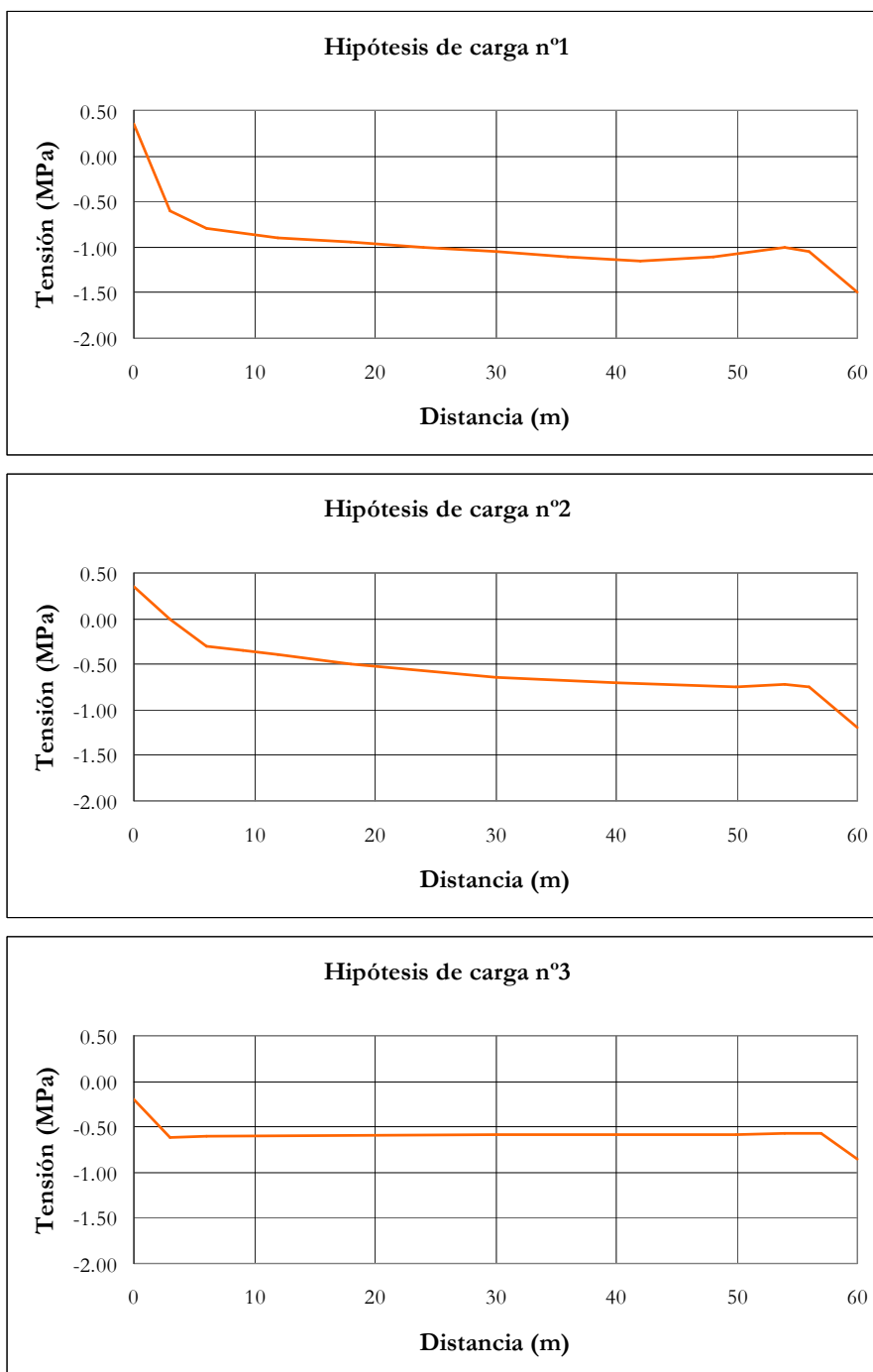


Figura A4.13: LUSAS. Tensiones en contacto presa-cimiento (Fuente: Jefferson [72])

A4.4.4.- Resultados obtenidos con DIANA

A4.4.4.1.- Características del modelo DIANA

En este caso la cimentación se trata mediante un modelo elástico. Para la presa se emplea un modelo de fisuración no lineal que incorpora una curva de reblandecimiento por tracción de tipo exponencial (véase Hordijk [63]) así como un reblandecimiento por compresión (véase Thorenfeldt [127]).

La interfaz presa-cimiento se modela mediante elementos finitos específicos. A estos elementos se les dota de una elevada rigidez para evitar deformaciones debidas a los mismos en las proximidades de la interfaz. El contacto presa-cimiento se trata mediante un modelo Mohr-Coulomb con dilatación y con una resistencia a tracción de 0.35 MPa.

El algoritmo de resolución numérica de las ecuaciones no lineales es el iterativo de Newton-Raphson. Al igual que con el código LUSAS, es preciso reducir los incrementos de carga cerca de la carga última para evitar inestabilidades numéricas en la resolución.

En la Figura A4.14 se muestra la deformación de la presa correspondiente a la hipótesis de carga nº2.

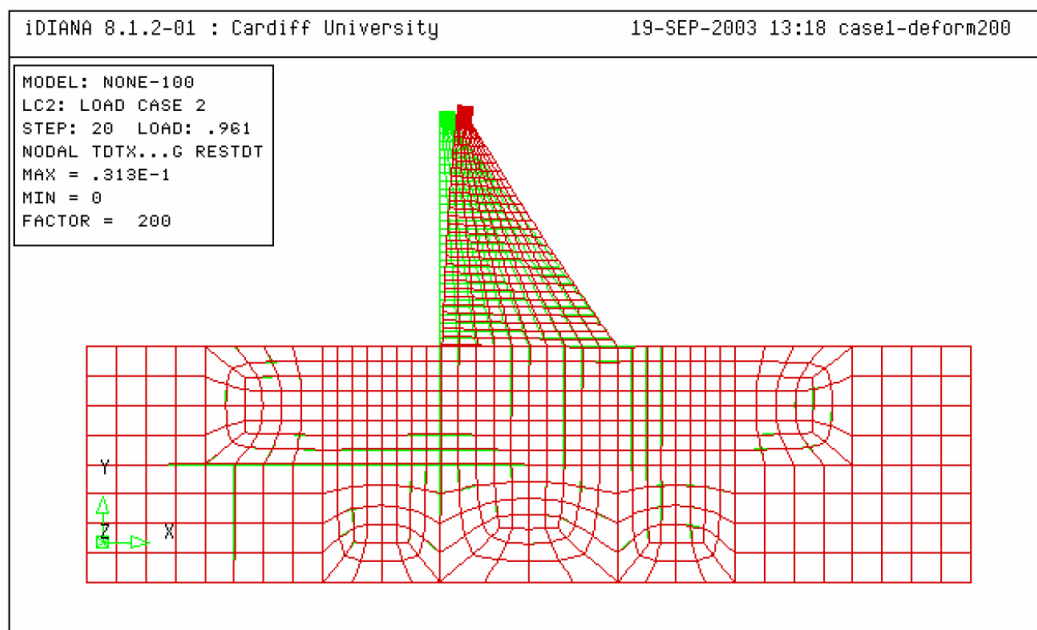


Figura A4.14: DIANA. Hipótesis de carga nº2. Malla deformada (Fuente: Jefferson [72])

A4.4.4.2.- Resultados obtenidos con el modelo DIANA

En el Cuadro A4.5 se muestran los resultados obtenidos con el modelo DIANA para cada una de las hipótesis de carga consideradas. Las curvas ‘Niveles-Desplazamientos en coronación’ se ilustran en la Figura A4.15.

Se incluye la distribución de tensiones en la base correspondiente a un nivel de agua del 80% de N_{ult} , recogida en la Figura A4.16.

Cuadro A4.5: Niveles máximos antes de rotura con el modelo DIANA
(Fuente: Jefferson [72])

| Hipótesis de carga | IFF (m) |
|--------------------|---------|
| 1 | 100 |
| 2 | 80 |
| 3 | 78 |

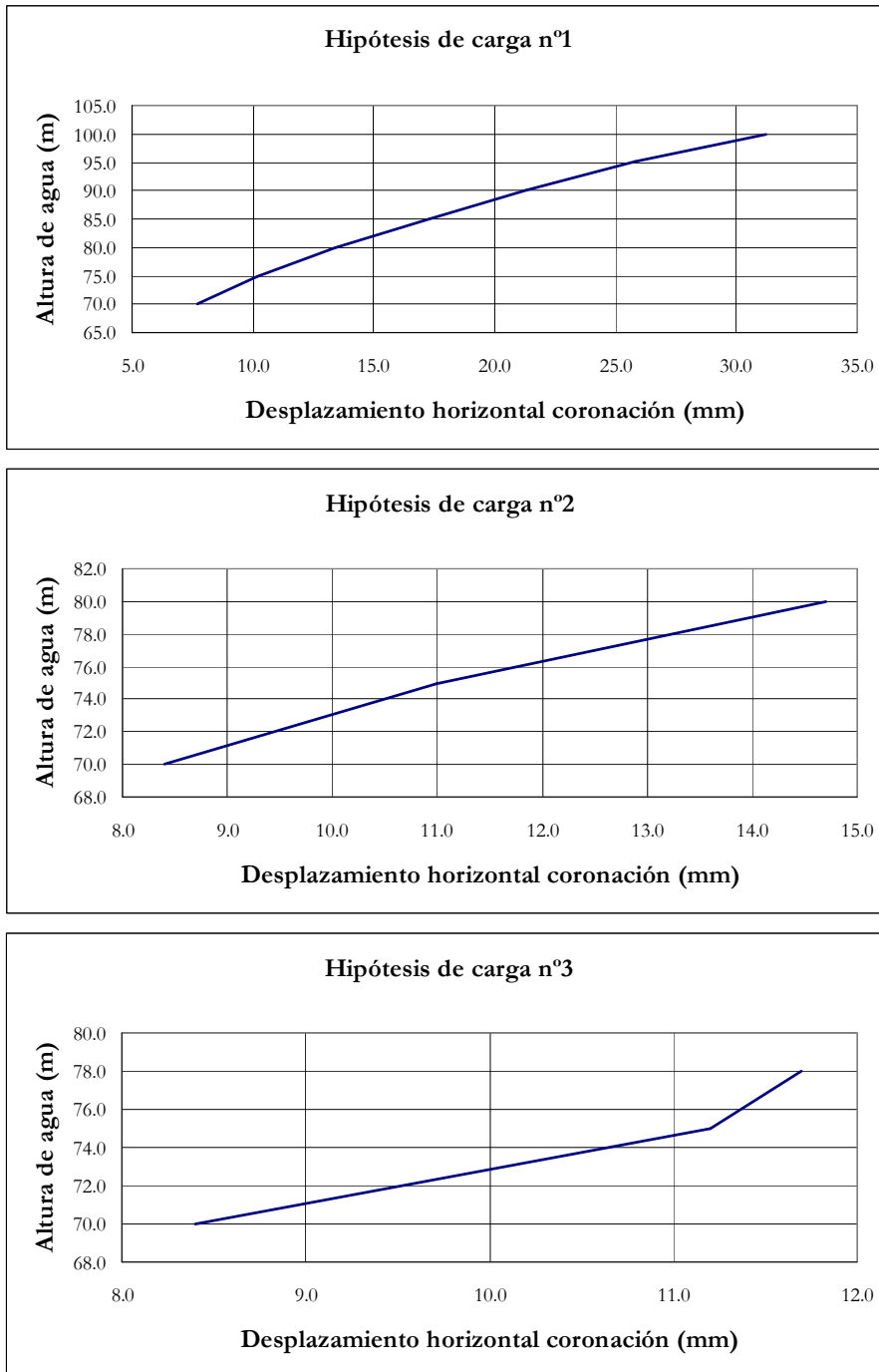


Figura A4.15: DIANA. Desplazamientos en coronación (Fuente: Jefferson [72])

Hay que reseñar que los valores de IFF obtenidos con DIANA no están afinados. Para la hipótesis de carga n°1 el modelo resultó estable para un nivel de 100 m pero no para 105 m, sin que se haya buscado más precisión en este intervalo. De igual modo, para la hipótesis de carga n°2 el modelo resultó estable para 80 m pero no para 83 m. Finalmente, para la hipótesis de carga n°3 el modelo es estable para 78 m e inestable para 80 m.

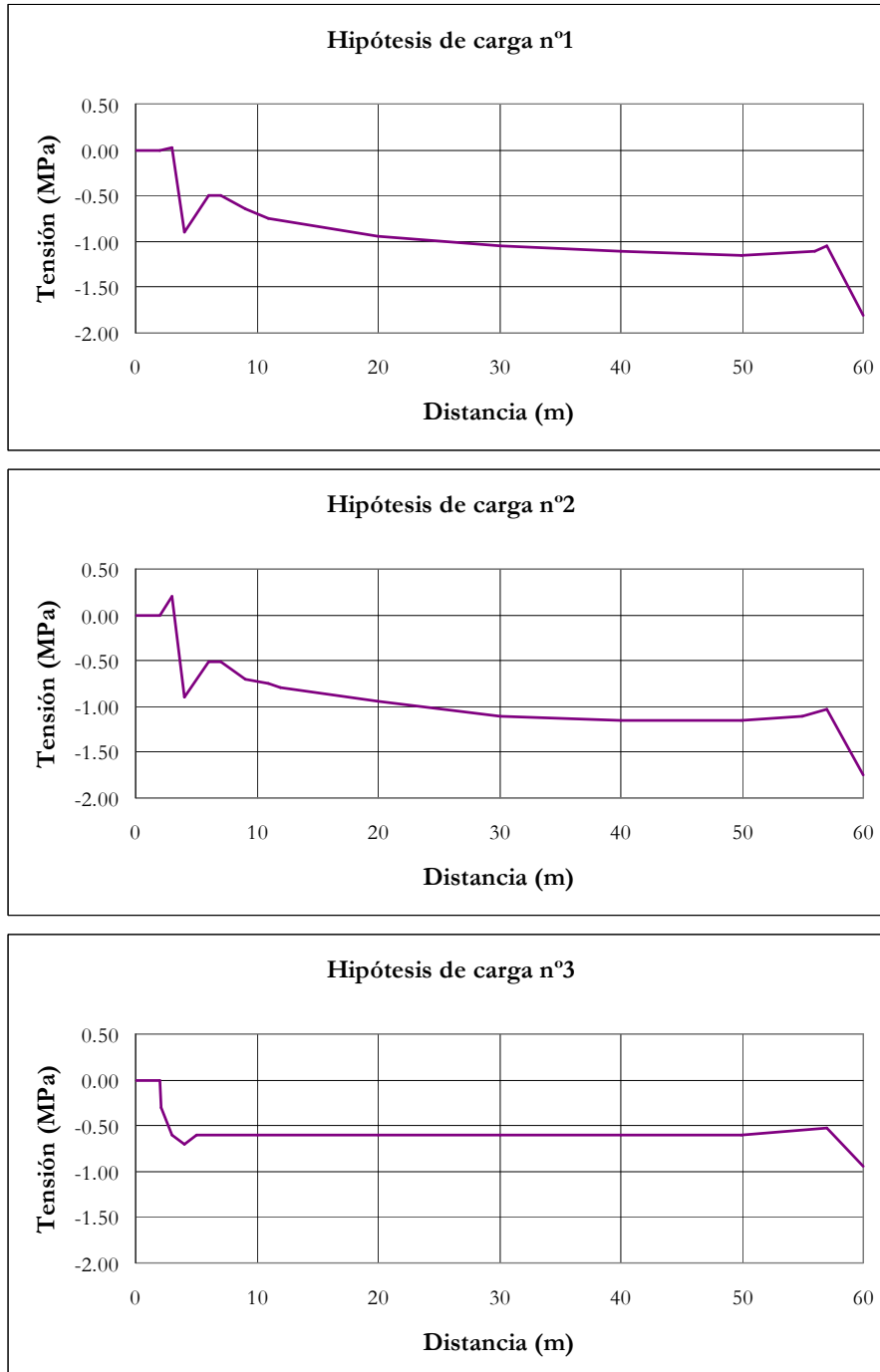


Figura A4.16: DIANA. Tensiones en contacto presa-cimiento (Fuente: Jefferson [72])

A4.4.5.- Resultados obtenidos con FLAC

A4.4.5.1.- Características del modelo FLAC

En este caso se emplea un modelo constitutivo elástico y lineal tanto en la presa como en el cimiento, con una única interfaz, que es el contacto entre presa y cimiento.

El modelo constitutivo empleado para modelar este contacto es el de Mohr-Coulomb, con dilatación, y con una cierta resistencia a la tracción en la interfaz.

Se ha utilizado el código bidimensional en diferencias finitas FLAC 2D (Itasca Consulting Group, Inc., 1994), que permite la simulación del comportamiento de medios continuos, reproduciendo los fenómenos de interacción entre los mismos. El código utiliza un esquema lagrangiano de resolución explícito de las ecuaciones del movimiento, con referencias a la malla deformada.

La resolución asume un estado bidimensional de deformación plana. Cada elemento del modelo está sujeto a la relación tensión-deformación definida para el mismo. El modelo se completa con la introducción de las fuerzas aplicadas y de las oportunas condiciones de contorno.

La geometría de la malla de cálculo se muestra en la Figura A4.17.

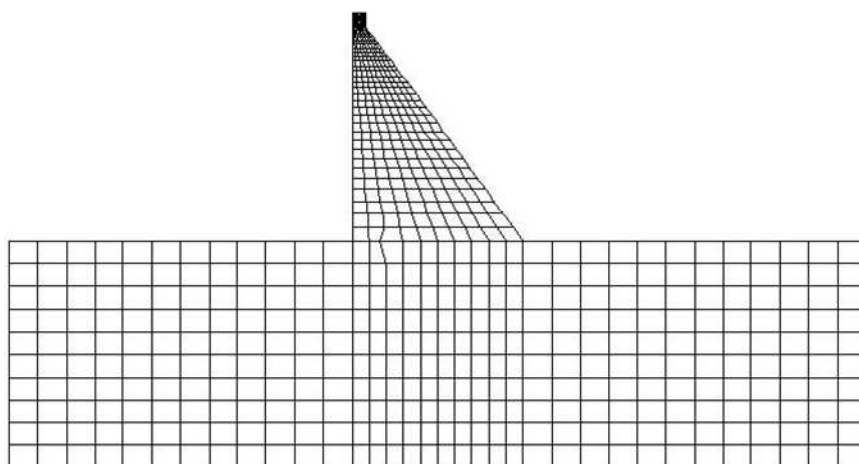


Figura A4.17: FLAC. Malla de cálculo

El código FLAC está provisto de un lenguaje interno de programación denominado FISH. Esto confiere a FLAC una flexibilidad muy grande para capturar la mayoría de las fuentes de no linealidad que aparecen en el cálculo (secuencias de carga, modelos constitutivos no lineales, comportamiento no lineal de las discontinuidades).

El modelo resuelve las ecuaciones completas del movimiento, mediante un esquema explícito en función del tiempo (“time-marching”), mediante pasos de cálculo sucesivos (“time-steps”).

Por tanto, el equilibrio del modelo se plantea en los términos de la ecuación del movimiento de Newton (A4.1):

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (\text{A4.1})$$

donde:

ρ : densidad del material

\dot{u}_i : componentes del vector de velocidades de desplazamiento

t: tiempo

σ_{ij} : componentes del tensor de tensiones

x_j : componentes del vector de posición

g_i : componentes de la aceleración gravitacional (fuerzas másicas)

El utilizar las ecuaciones completas del movimiento, incluso para resolver problemas estáticos, penaliza los tiempos de cálculo de problemas estáticos de equilibrio, pero aporta la capacidad de simular fenómenos de inestabilidad física sin que se generen inestabilidades numéricas. El esquema explícito utilizado permite reproducir prácticamente cualquier no linealidad del modelo constitutivo de comportamiento o de la propia secuencia de cargas.

Para el contacto presa-cimiento se utiliza la herramienta de “interfaz” de la que dispone el código FLAC. La interfaz es representada como la rigidez normal y tangencial existente entre dos planos que pueden estar en contacto. Los parámetros de rigidez normal, k_n , y tangencial, k_s , de la interfaz controlan los desplazamientos elásticos normales y tangenciales en los puntos en contacto, y por tanto, las fuerzas normales y tangenciales movilizadas en la misma. La interfaz empleada permite modelar tanto el desplazamiento relativo a lo largo del plano de contacto (deslizamiento) como la separación de los cuerpos en contacto (apertura). El esquema conceptual se recoge en la Figura A4.18.

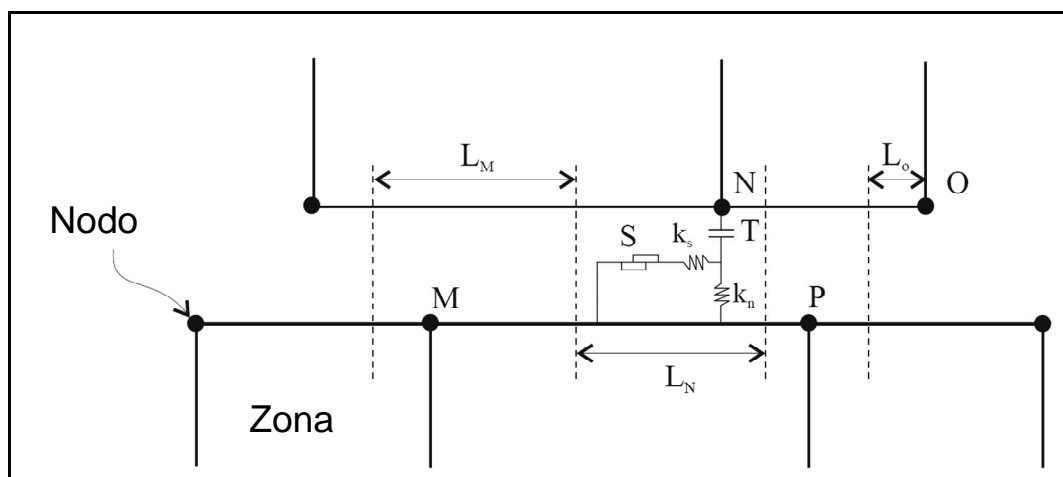


Figura A4.18: Código FLAC. Idealización de la interfaz presa-cimiento (fuente: Itasca).

El deslizamiento se modela mediante el criterio de Mohr-Coulomb, que limita la máxima tensión tangencial movilizable entre superficies, superada la cual se permite el deslizamiento de una sobre la otra. Los parámetros que gobiernan la resistencia al deslizamiento en la interfaz son el ángulo de fricción, ϕ , y la cohesión, c .

La apertura de la interfaz está controlada por la resistencia a la tracción movilizable en la interfaz, $\sigma_{t,i}$, de modo que si la tensión de tracción que actúa sobre la interfaz supera la máxima tensión de tracción que se puede movilizar, la interfaz “rompe” y en la zona de rotura tanto la tensión normal como la tensión tangencial se anulan (apertura).

El código FLAC permite la introducción de un cuarto parámetro, el ángulo de dilatación, que se ha considerado en la modelación.

El criterio de apertura y propagación de una grieta en el plano de contacto entre presa y cimiento está basado en la distribución de tensiones en el contacto. Las tensiones se calculan mediante el modelo numérico, por lo que se obtienen en los nodos de la interfaz de la malla de cálculo, de acuerdo con las ecuaciones de la elasticidad.

Una vez evaluada la tensión mínima, si ésta es de tracción, se compara con la tensión de tracción que la interfaz puede resistir. Si es superior, el modelo reproduce el proceso de apertura de la grieta, anulando la capacidad de resistir tracciones y tensiones tangenciales en la zona agrietada, y recalcula las tensiones en la zona que permanece en contacto.

El proceso se realiza nodo por nodo, de forma que los nodos se van abriendo de uno en uno conforme avanza la grieta, hasta que el proceso se detiene o entra en rotura. El valor de la subpresión se actualiza tras la apertura de la grieta, de acuerdo con las leyes definidas en las figuras A4.2 y A4.3.

La visualización de los nodos conectados a la interfaz se muestra en la Figura A4.19.

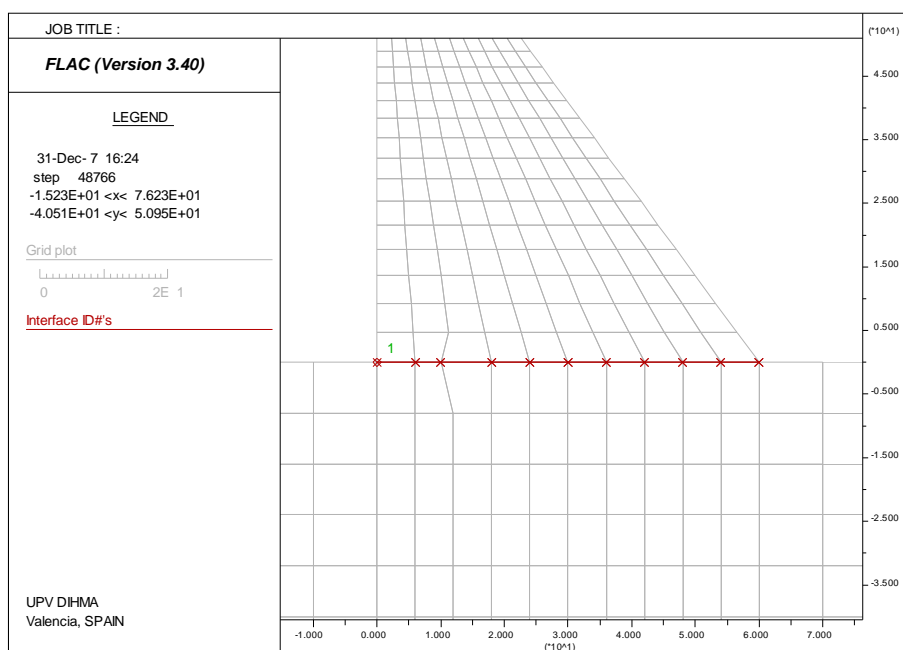


Figura A4.19: Código FLAC. Interfaz presa-cimiento.

A4.4.5.2.- Resultados obtenidos con el modelo FLAC

A continuación se adjunta los resultados obtenidos con el modelo FLAC para cada una de las hipótesis de carga consideradas.

En la Figura A4.20 se muestra la deformación de la presa para la hipótesis de carga n^o2.

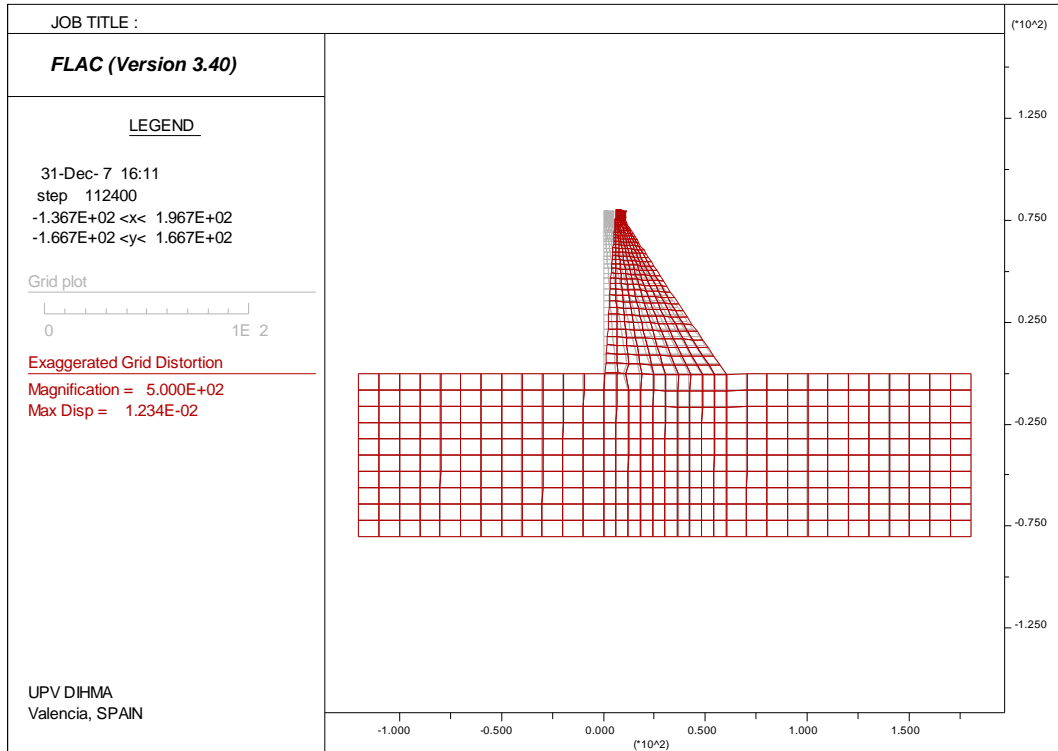


Figura A4.20: FLAC. Malla deformada para la hipótesis de carga n^o2

En la Figura A4.21 se muestra la apertura de fisura bajo el pie de aguas arriba de la presa en para la hipótesis de carga n^o1, con un nivel de embalse de 100 m.

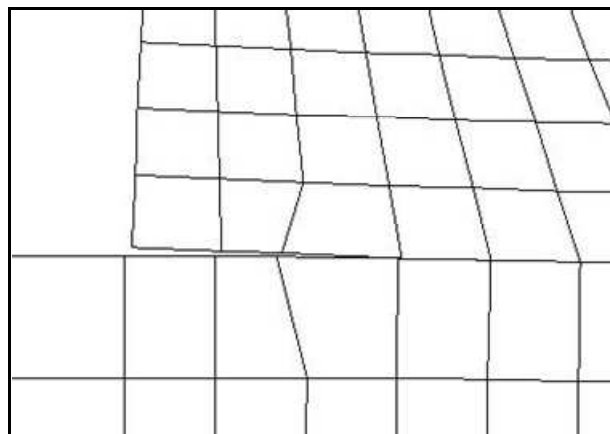


Figura A4.21: FLAC. Fisuración para la hipótesis de carga n^o1. Nivel de 100 m.

En la Figura A4.22 se muestra la longitud de grieta bajo el pie de aguas arriba para el nivel último de embalse obtenido con FLAC para la hipótesis de carga n°1, que es de 110 m. Como se aprecia de la comparación con la figura anterior, la grieta penetra significativamente al incrementar en 10 m el nivel de embalse. En la Figura A4.23 se muestra la apertura de grieta correspondiente al nivel último obtenido para la hipótesis de carga n°2 mientras que en la Figura A4.24 se recoge la apertura de grieta para el nivel último correspondiente a la hipótesis de carga n°3.

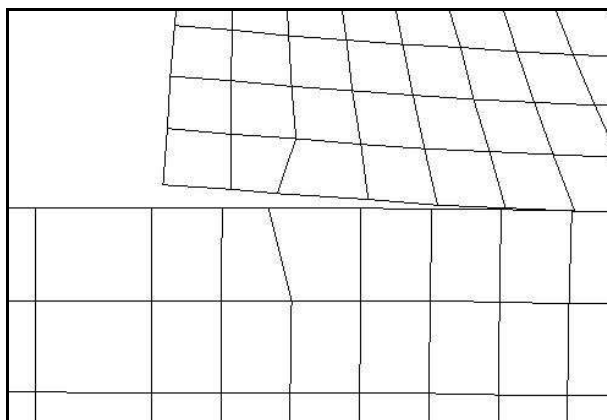


Figura A4.22: FLAC. Fisuración para la hipótesis de carga n°1. Nivel de 110 m.

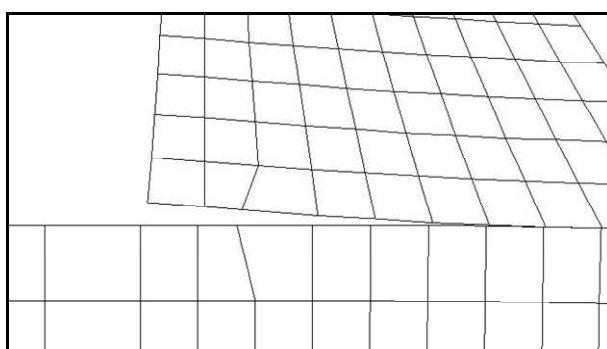


Figura A4.23: FLAC. Fisuración para la hipótesis de carga n°2. Nivel 95 m.

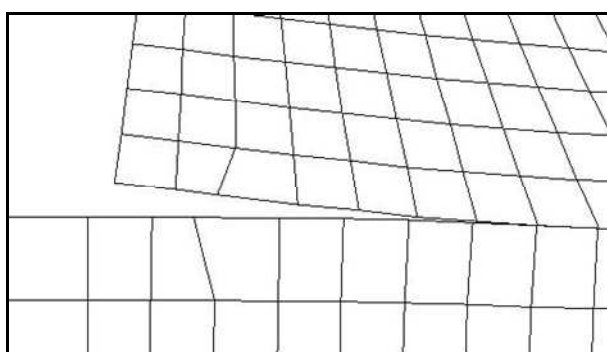


Figura A4.24: FLAC. Fisuración para la hipótesis de carga n°3. Nivel 81.3 m.

En el Cuadro A4.6 se muestran los resultados obtenidos con el modelo FLAC para cada una de las hipótesis de carga consideradas. Las curvas ‘Niveles-Desplazamientos en coronación’ se ilustran en la Figura A4.25.

Cuadro A4.6: Niveles máximos antes de rotura con el modelo FLAC

| Hipótesis de carga | IFF (m) | Longitud de grieta (m) |
|--------------------|---------|---|
| 1 | 110.1 | Entre 24 y 30 (entre 12 y 18 para 100 m) |
| 2 | 95.1 | Entre 30 y 36 |
| 3 | 81.4 | Entre 24 y 30 |

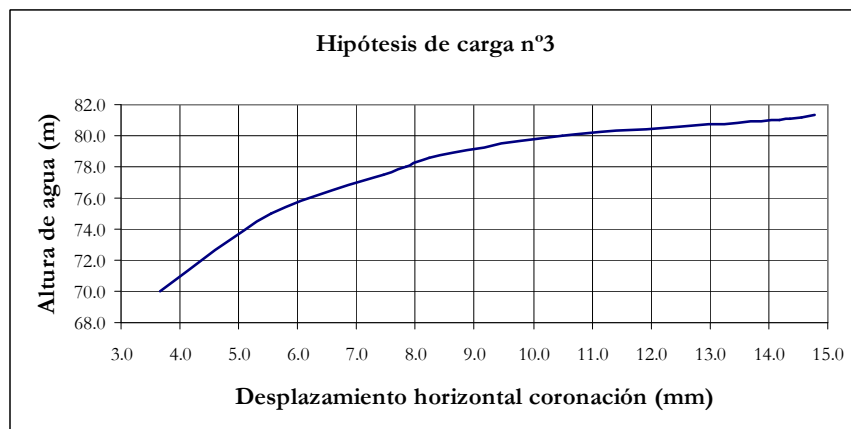
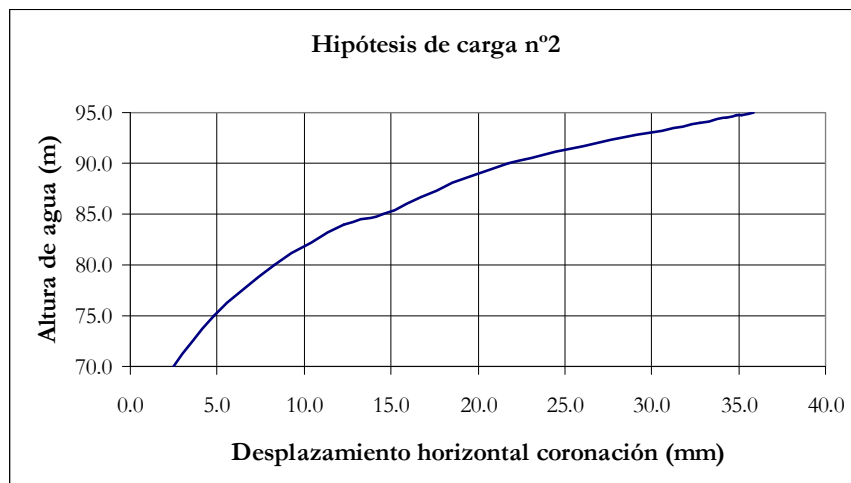
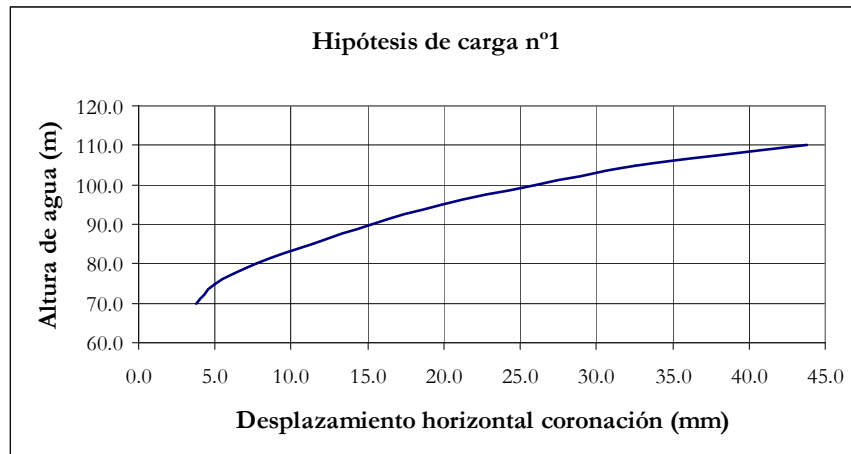


Figura A4.25: FLAC. Desplazamientos en coronación

En la Figura A4.26 se incluye la distribución de tensiones en la base correspondiente a un nivel de agua del 80% de N_{ult} , excepto para la hipótesis de carga n°1, donde se ha obtenido la distribución de tensiones correspondiente a 80 m (equivalente al 73% del N_{ult} obtenido), para poder comparar mejor con el resto de códigos, puesto que el modelo FLAC, para esta hipótesis de carga, predice un nivel último muy superior al resto de modelos.

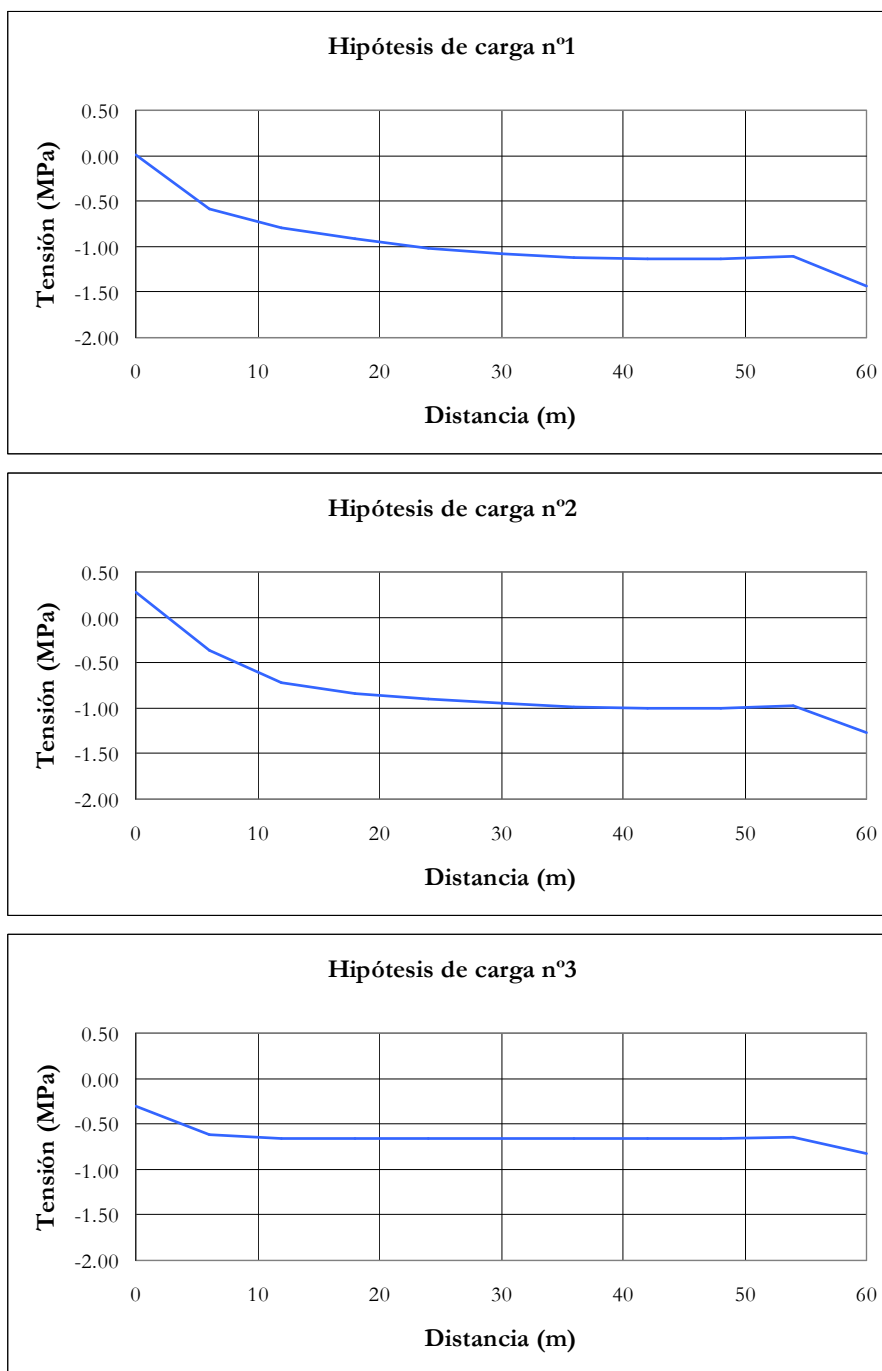


Figura A4.26: FLAC. Tensiones en contacto presa-cimiento

A4.4.6.- Comparativa de resultados y conclusiones

A4.4.6.1.- Comparativa de resultados

En el Cuadro A4.7 se recoge el resumen de los niveles máximos de embalse antes de rotura. Se ha mantenido el criterio utilizado por IALAD de denominar Nivel último (N_{ult}) al mayor de los que proporciona un resultado de estabilidad, siendo el Nivel de Fallo Inminente (Inminent Flood Failure o **IFF**) el inmediatamente superior. IALAD toma un desfase de 10 cm para obtener el **IFF** a partir del N_{ult} .

Cuadro A4.7: Niveles máximos antes de rotura. Comparativa entre modelos

| Hipótesis de carga | Nivel (m) | FRAC-DAM | LUSAS | DIANA | FLAC |
|--------------------|-----------|----------|-------|---------|-------|
| 1 | IFF | 99.5 | 96.3 | 100-105 | 110.1 |
| | N_{ult} | 99.4 | 96.2 | 100 | 110 |
| 2 | IFF | 89.6 | 88.1 | 80-83 | 95.1 |
| | N_{ult} | 85.9 | 88.0 | 80 | 95.0 |
| 3 | IFF | 78.7 | 77.8 | 78-80 | 81.4 |
| | N_{ult} | 78.6 | 77.7 | 78 | 81.3 |

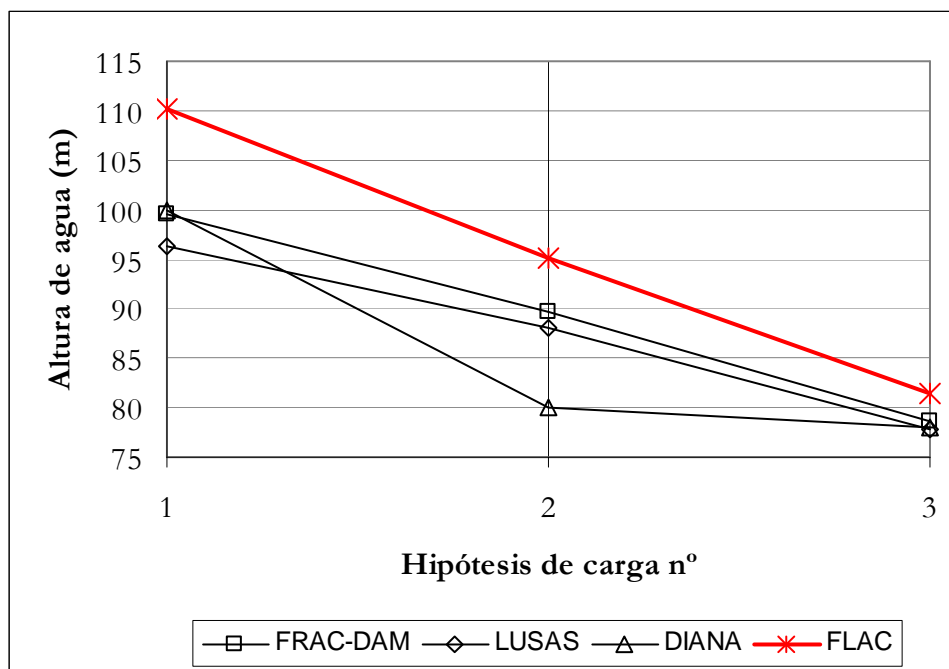


Figura A4.27: **IFF**. Comparativa entre modelos.

Los valores obtenidos con los distintos modelos son más similares para la hipótesis de carga nº3, mientras que para las hipótesis de carga nº1 y nº2 existen notables diferencias. Para las hipótesis de carga nº1 (sin subpresión) y nº2 (subpresión limitada por drenes eficaces), el modelo FLAC predice estabilidad para niveles muy por encima de los obtenidos con el resto de modelos.

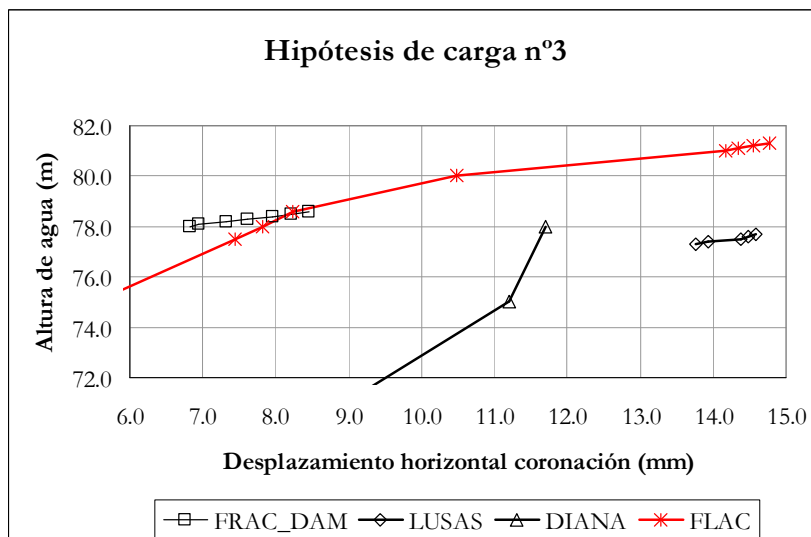
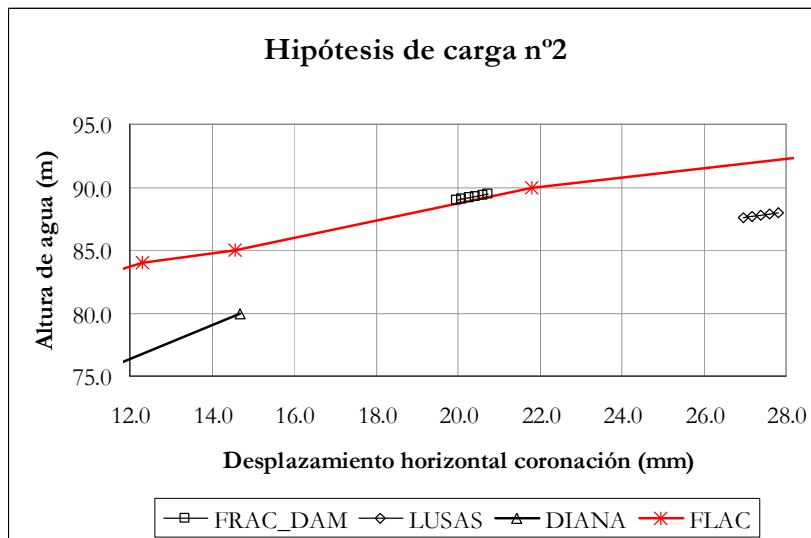
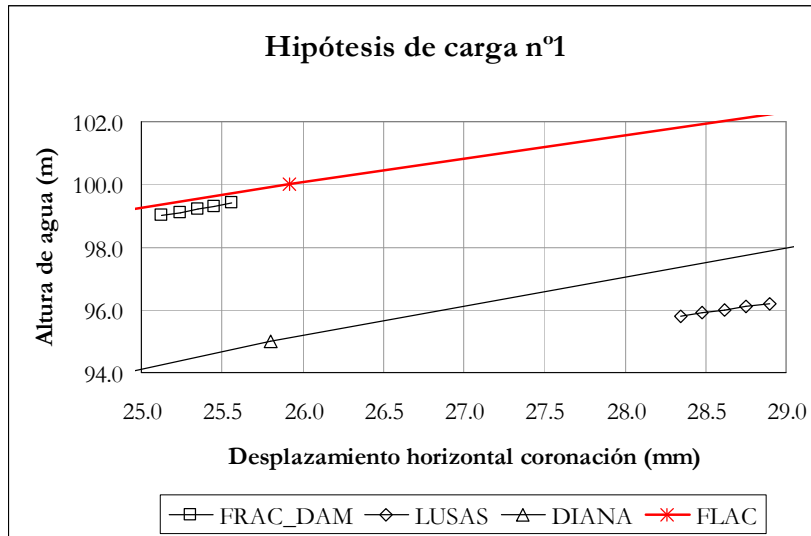


Figura A4.28: Niveles de embalse vs. desplazamiento de coronación. Comparativa entre modelos.

A la vista de la curva obtenida, el patrón de comportamiento del modelo FLAC, en cuanto a valores últimos, es similar al obtenido con los modelos FRACDAM y LUSAS, pero ofreciendo sistemáticamente niveles últimos superiores.

Si se inspecciona el balance de la estabilidad local a deslizamiento en la interfaz obtenido mediante FLAC, se observa que, de forma sistemática, a partir de un cierto nivel de embalse, hay puntos en la interfaz donde no se verifica el criterio de estabilidad a deslizamiento de forma local, si bien el modelo global resulta estar en equilibrio. Esta inestabilidad se verifica para niveles relativamente bajos de embalse en la parte de la interfaz sometida a tensiones de tracción, y sólo se manifiesta en la zona de la interfaz comprimida a partir de ciertos niveles de embalse. El modelo arroja un resultado global de inestabilidad sólo si en todos los puntos no despegados de la interfaz se verifica simultáneamente la condición de deslizamiento.

En la Figura A4.29 se ilustra la salida de resultados típica que proporciona FLAC para la interfaz entre presa y cimiento en el modelo confeccionado. El caso se corresponde con el de una apertura de fisura hasta la zona delimitada por los nodos nº5 y nº6, donde los nodos nº1 a nº5 están despegados. El primer nodo no despegado, que es el nº6, está traccionado (y no cumple la condición de estabilidad al deslizamiento), y el primer nodo de la zona comprimida, el nº7, tampoco cumple la condición de estabilidad al deslizamiento. Sin embargo, el resto de la base en contacto, representada por los nodos nº8 a nº 11, no desliza, y el sistema global está en equilibrio.

| Interface 1 | | | | | | |
|-------------|-----------|------------|-----------|-----------|-------------|-----------|
| ----- | | | | | | |
| Friction | dilation | cohesion | ks | kn | t-bond | glued? |
| 3.000E+01 | 1.000E+01 | 7.000E+05 | 2.000E+10 | 5.307E+10 | 3.500E+05 | no |
| i | j | normal str | shear str | slip? | unit normal | length |
| 11 | 21 | -2.087E+06 | 1.625E+06 | no | 1.601E-05 | 1.500E+00 |
| 10 | 21 | -1.287E+06 | 1.075E+06 | no | 3.269E-05 | 3.000E+00 |
| 9 | 21 | -1.006E+06 | 9.345E+05 | no | 5.761E-05 | 3.000E+00 |
| 8 | 21 | -6.607E+05 | 1.081E+06 | no | 6.818E-05 | 3.000E+00 |
| 7 | 21 | -3.409E+05 | 8.968E+05 | yes | 6.844E-05 | 3.000E+00 |
| 6 | 21 | 2.369E+05 | 5.633E+05 | yes | 5.059E-05 | 3.000E+00 |
| 5 | 21 | 0.000E+00 | 0.000E+00 | no | 0.000E+00 | 0.000E+00 |
| 4 | 21 | 0.000E+00 | 0.000E+00 | no | 0.000E+00 | 0.000E+00 |
| 3 | 21 | 0.000E+00 | 0.000E+00 | no | 0.000E+00 | 0.000E+00 |
| 2 | 21 | 0.000E+00 | 0.000E+00 | no | 0.000E+00 | 0.000E+00 |
| 1 | 21 | 0.000E+00 | 0.000E+00 | no | 0.000E+00 | 0.000E+00 |

Figura A4.29: FLAC. Estado de la interfaz entre presa y cimiento

En el Cuadro A4.8 se recoge los niveles máximos de embalse calculados para los cuales se cumple la condición de que toda la zona comprimida de la base está en equilibrio tanto local como globalmente.

Si se dibujan estos niveles sobre la gráfica de los **IFF** obtenidos, se obtiene una notable coincidencia entre FLAC y el resto de modelos.

Cuadro A4.8: Niveles últimos con toda la zona comprimida estable tanto local como globalmente

| Hipótesis de carga | Nivel (m) |
|--------------------|-----------|
| 1 | 98.0 |
| 2 | 89.0 |
| 3 | 80.0 |

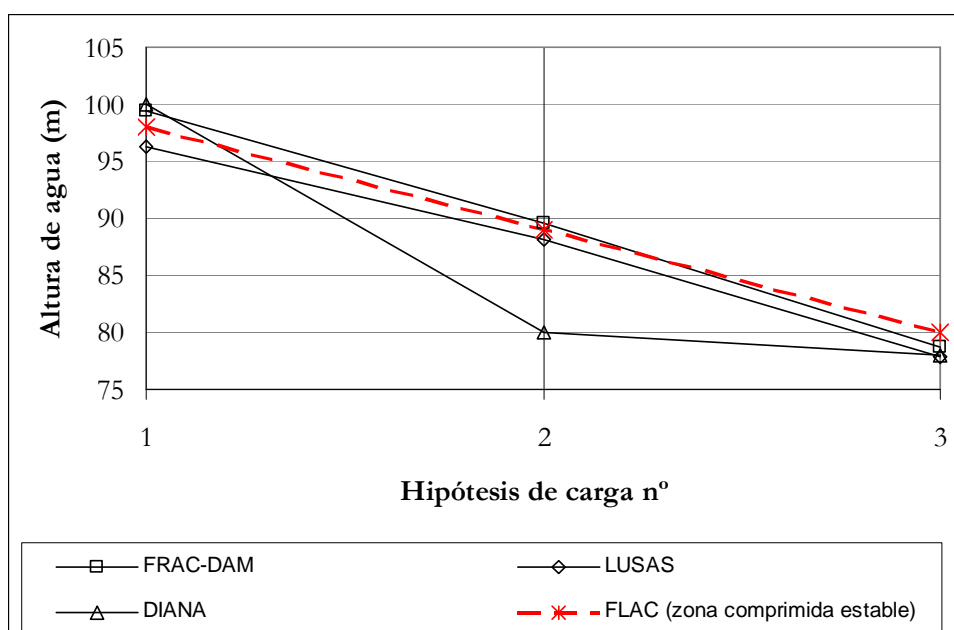


Figura A4.30: **IFF**. Comparativa entre modelos. FLAC con zona comprimida estable

Una posible interpretación de este hecho es la dificultad que encuentran los códigos basados en la resolución de sistemas de ecuaciones para encontrar soluciones numéricamente estables más allá de un cierto límite, mientras que FLAC sigue avanzando en la resolución del problema a pesar de las eventuales inestabilidades físicas locales. Esta idea, aunque sugerente, no se puede demostrar sin realizar análisis exhaustivos de los 3 modelos comparados con FLAC, lo que queda fuera del alcance de la presente tesis.

Otra interpretación, que se entiende más probable, es que en los 3 modelos analizados por IALAD (FRACDAM, LUSAS y DIANA) los niveles últimos vienen determinados, además de por los parámetros de fricción y cohesión en la interfaz, por la propia naturaleza de los modelos de mecánica de fractura adoptados, que está gobernados por ciertos parámetros, iguales en los 3 modelos mencionados, mientras que el modelo adoptado en FLAC es de naturaleza distinta.

Cabe preguntarse cómo influye en los resultados obtenidos para el **IFF** con los modelos de mecánica de fractura una variación de los parámetros adoptados, pero no se tiene constancia de que este análisis haya sido publicado por los autores de los respectivos modelos.

Si se analiza ahora la curva “Niveles de agua – Desplazamientos en coronación”, se observa que la obtenida con FLAC se solapa bastante bien con la obtenida con el modelo FRACDAM.

La forma general de las curvas de los desplazamientos en coronación presenta pendientes decrecientes, es decir, conforme el nivel se acerca al nivel último los desplazamientos son mayores (es una forma similar a la de una respuesta plástica en una curva tensión-deformación). Sin embargo, en la zona local próxima al nivel último, las curvas no adoptan una forma plana sino que, por el contrario, incrementan ligeramente su pendiente. Es decir, se produce una “rigidización” en la respuesta. Este fenómeno, que ya había sido observado para los códigos FRAC-DAM, LUSAS y DIANA, también ocurre con FLAC.

En cuanto a la distribución tensional en la base para un nivel de $0.8 \times \text{IFF}$, como se observa en las figuras A4.31 a A4.33, las tensiones obtenidas con los distintos modelos para la zona central de la base de la presa son muy similares para las hipótesis de carga n°1 y n°3, mientras que para la hipótesis de carga n°2 aparecen notables diferencias.

En cualquier caso, las variaciones más importantes se localizan en los extremos de la base. Para la hipótesis de carga n°1, para comparar tensiones correspondientes a niveles de carga similares, se ha utilizado para FLAC un nivel de agua de 80 m, similar al empleado por el resto de códigos, y no el correspondiente al 80% del **IFF**.

Una de las particularidades del código FLAC es que la aproximación tensional obtenida en los extremos depende del tamaño de malla escogido en la modelación, lo que en este caso conduce, a la vista de los gráficos, a una suavización de los picos de tensión resultantes bajo los extremos.

A4.4.6.2.- Conclusiones

En definitiva, tras el análisis realizado comparativo realizado en el marco del programa IALAD sobre la validez de diferentes modelos para analizar el problema del deslizamiento de una presa de gravedad, se concluye (véase Jefferson [72]):

- La elección del modelo para la interfaz es determinante en el comportamiento resultante de la presa.
- Los códigos empleados tienen problemas de convergencia cuando el comportamiento se hace no lineal, de modo que cuando no se produce la convergencia no es inmediato discernir si es debido a que se ha alcanzado la carga máxima o por algún otro motivo.
- Con los códigos utilizados es preciso realizar ajustes manuales de la distribución de la subpresión a medida que la fisura en la interfaz se propaga, lo que es un proceso laborioso y que puede generar imprecisiones.

Además, hay que tener en cuenta que la determinación de los parámetros necesarios para los modelos de mecánica de fractura son de muy difícil determinación, y están sujetos a gran incertidumbre (véase Linsbauer [81]).

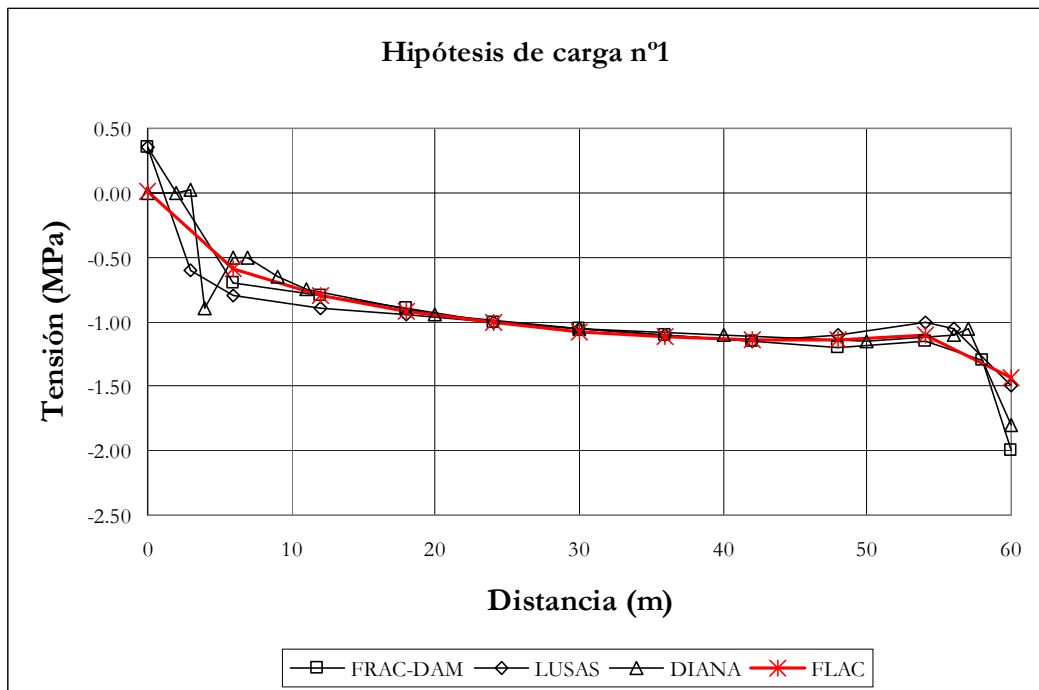


Figura A4.31: Tensiones en la base. Comparativa entre modelos en hipótesis de carga n°1.

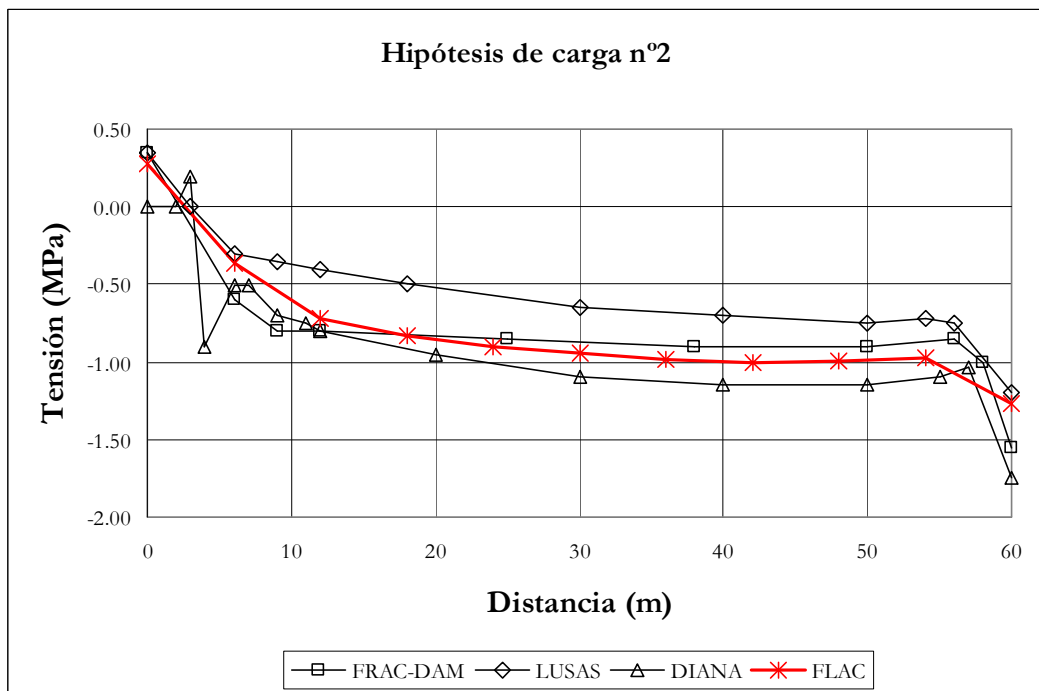


Figura A4.32: Tensiones en la base. Comparativa entre modelos en hipótesis de carga n°2.

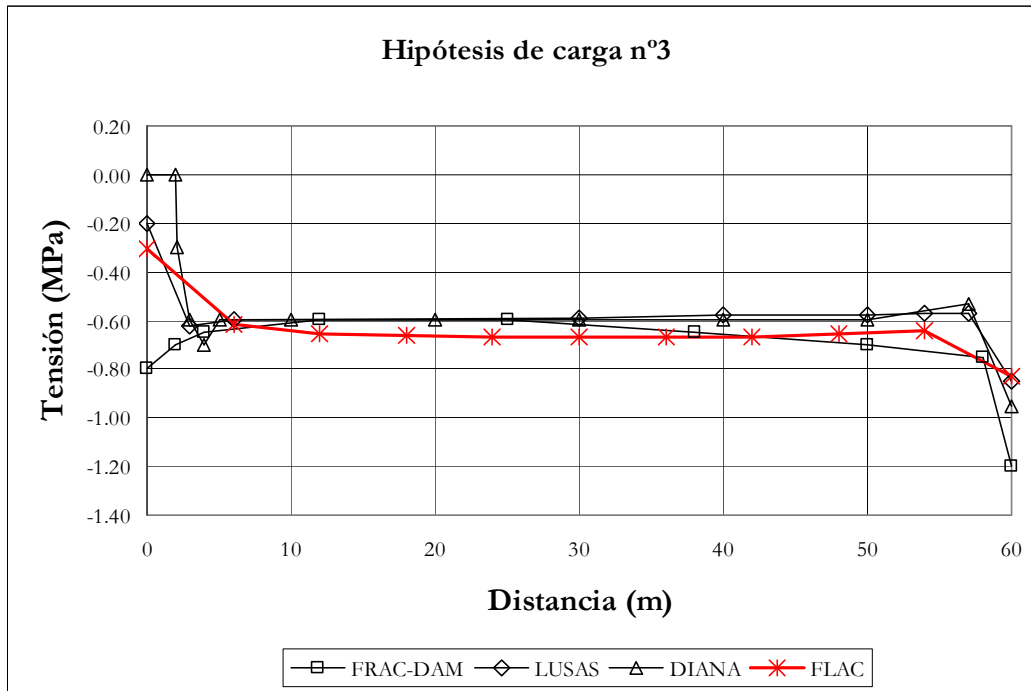


Figura A4.33: Tensiones en la base. Comparativa entre modelos en hipótesis de carga n°3.

Por otro lado, a la vista de la experiencia adquirida durante el proceso de elaboración de modelo FLAC, y de los resultados obtenidos con el mismo, se puede añadir a lo anterior:

- El código FLAC admite un sencillo modelo para la interfaz presa-cimiento, que no utiliza conceptos de mecánica de fractura.
- Utilizando un modelo de interfaz sencillo y sendos modelos elásticos para presa y cimiento, es decir, un modelo con menos parámetros, los resultados en términos de tensiones son muy similares a los obtenidos con los modelos más complejos, y los resultados en términos de deformaciones están dentro del rango obtenido con otras herramientas de simulación.
- Como se puede observar, la respuesta de la presa presenta una rigidez similar en FRACDAM y en FLAC, mientras que los modelos DIANA y LUSAS proporcionan deformaciones mucho mayores.
- Por la naturaleza de la formulación de los problemas en FLAC, al no resolver sistemas de ecuaciones, no hay problemas de convergencia. Siempre se obtiene una solución, aunque ésta corresponda a una situación de inestabilidad, por lo que las inestabilidades de tipo físico siempre se capturan, y además, de forma inequívoca. Esta es una de las ventajas principales del código FLAC.
- Gracias al lenguaje de programación interno de FLAC, denominado FISH, los ajustes de distribuciones de subpresión conforme avanza el proceso de fisuración pueden ser implementados en forma de algoritmos, por lo que su cálculo queda incorporado al proceso de cálculo global, sin tener que hacer ajustes manuales.
- Por el contrario, los cálculos con FLAC, puesto que reproducen el fenómeno físico de la respuesta de los materiales a partir de la ecuación del movimiento, tienden a ser más costosos en tiempo que los cálculos realizados con algoritmos de resolución de sistemas de ecuaciones.

En resumen, puede afirmarse que el modelo adoptado para la interfaz, basado en un criterio de Mohr-Coulomb, con posibilidad de apertura y propagación de una fisura y penetración de la subpresión en la misma, proporciona resultados de tensiones y desplazamientos en la presa consistentes con los proporcionados por otros modelos más complejos basados en la mecánica de la fractura, como los modelos de “fractura difusa” y los “modelos de daño”. La mayor discrepancia observada hace referencia a los niveles últimos antes de rotura, para los que el modelo implementado en FLAC proporciona de forma sistemática valores superiores al resto de modelos, si bien el origen de tal discrepancia parece residir en la diferente naturaleza de los modelos que se comparan. Aún así, el inicio de la identificación de inestabilidades locales de naturaleza física en FLAC coincide en la práctica con los valores últimos proporcionados por el resto de modelos.

De las 3 hipótesis de carga analizadas, la n^o3, correspondiente a drenes ineficaces una vez que son alcanzados por la eventual fisuración, es la más habitual en la práctica, y de hecho es la considerada, con leves matices, en el análisis de la presa de estudio objeto de la presente Tesis. Es precisamente para esta hipótesis para la que el modelo FLAC proporciona los resultados que mejor se aproximan a los obtenidos con el resto de modelos (diferencia en el Nivel de Fallo Inminente estimado del orden del 5%).

A la vista de los resultados obtenidos se considera que la herramienta numérica FLAC es válida para ser utilizada en el análisis de estabilidad de presas de gravedad. Este hecho viene corroborado, además, por las experiencias previas en modelación realizadas por diversos autores (véase Bu [20], Bureau [24], Escuder et al. [41]).

A4.5.- Listados de modelos elaborados en FLAC

En las páginas siguientes se recogen los listados tipo correspondientes a los 3 modelos empleados en FLAC para la resolución del problema, en función del caso de hipótesis de carga utilizada (n^o1, n^o2 y n^o3).

Para cada uno de los 3 modelos tipo, el único parámetro variable es la altura de agua en el embalse. Esta altura se puede cambiar manualmente y crear tantos modelos distintos como alturas de embalse se requiera evaluar, o bien programar en FISH una rutina de cálculo automática que cambie automáticamente de un nivel al siguiente una vez alcanzada la estabilidad.

En este caso, puesto que el rango de niveles últimos era conocido a priori, y teniendo en cuenta que la resolución del problema para un nivel dado es de unos pocos minutos, se ha optado por el cambio manual de la altura de embalse.

Así, para la hipótesis de carga n^o1, las rutinas de cálculo se nombran de forma genérica como ‘IXX.dat’, donde I indica hipótesis de carga n^o1 y XX es el nivel de embalse. Por ejemplo, el caso correspondiente a 90 m de agua en el embalse se calcula con el fichero ‘I90.dat’. La extensión ‘*.dat’ corresponde al formato de archivo de cálculo ejecutable en FLAC.

Para la hipótesis de carga n^o2, los ficheros de cálculo se nombran con el formato ‘IIXX.dat’ y para la hipótesis de cálculo n^o3 de forma análoga con el formato ‘IIIXX.dat’.

Ejemplo de fichero para la hipótesis de carga nº1: 'I90.dat'

```
new
config extra 2
grid 34,60
call int.fin
```

;GEOMETRÍA DEL TERRENO

```
def geom_cim_m10

command
model elastic i=1,12 j=1,10
generate -120,-80 -120,0 0,0 0,-80 i=1,13 j=1,11
m e i 13,22 j 1,10
gen 0,-80 0,0 60,0 60,-80 i 13,23 j 1,11
m e i 23,34 j 1,10
gen 60,-80 60,0 180,0 180,-80 i 23,35 j 1,11
endcommand

end
```

;GEOMETRÍA PRESA Y DATOS GEOMÉTRICOS GENERALES

```
def geom_presa_m10

command
m e i 1,10 j 21,50
gen 0,0 0,75.00 5.00,75.00 60.00,0 i 1,11 j 21,51 (ratio 1.00,0.95)
m e i 1,10 j 51,60
gen 0,75.00 0,80.00 5.00,80.00 5.00,75.00 i 1,11 j 51,61
```

;Para la aplicación de la presión del agua sobre el terreno bajo la presa
;se lleva un nodo a la vertical de la pantalla de drenes

```
ini x 10.00 i 3 j 21
ini x 10.00 i 15 j 11
endcommand
```

```
N_cor = 80.00
nj_N_cor = 61
N_base = 0.00
nj_N_base = 21
N_cim = 0.00
nj_N_cim = 11
N_terr = 0.00
nj_N_terr = 11
L_base = 60.00
```

```
end
```

;CONDICIONES DE CONTORNO E INICIALES

```
def cont_cim_m10

command
fix x i 1 j 1,11
fix x i 35 j 1,11
fix y j 1
endcommand

end
```


;INICIALIZACION DEL CIMIENTO

```

def ini_cim_m10

command
ini sxx 0 syy 0 sxy 0          i 1,34 j 1,10
ini xdis 0 ydis 0 xvel 0 yvel 0      i 1,35 j 1,11
endcommand

end
    
```

;INICIALIZACION DEL MODELO

```

def ini_mod_m10

command
ini sxx 0 syy 0 sxy 0 szz 0      i 1,34 j 1,60
ini xdis 0 ydis 0 xvel 0 yvel 0  i 1,35 j 1,61
endcommand

end
    
```

;COORDENADAS INICIALES DE LA MALLA

```

def pos_ini_m10

loop nodo_i (1,35)
loop nodo_j (1,61)
ex_1(nodo_i,nodo_j) = x(nodo_i,nodo_j)
ex_2(nodo_i,nodo_j) = y(nodo_i,nodo_j)
endloop
endloop

end
    
```

;RECUPERACION DE COORDENADAS INICIALES DE MALLA

```

def rec_pos_ini_m10

loop nodo_i (1,35)
loop nodo_j (1,61)
reinicia_x = ex_1(nodo_i,nodo_j)
reinicia_y = ex_2(nodo_i,nodo_j)

command
ini x = reinicia_x i=nodo_i j=nodo_j
ini y = reinicia_y i=nodo_i j=nodo_j
endcommand

endloop
endloop

end
    
```

;PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DEL CIMIENTO

```

def prop_cim_m10

dens_cim = 0.01
E_cim = 41000.00e6
v_cim = 0.1
k_cim = E_cim / (3*(1-2*v_cim))
g_cim = E_cim / (2*(1+v_cim))
    
```

```
command
prop dens=dens_cim      j=1,10
prop bulk=k_cim shear=g_cim  j=1,10
endcommand

end
```

;PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE LA PRESA

```
def prop_presa_m10

dens_presa = 2400.00
E_presa = 24000.00e6
v_presa = 0.15
k_presa = E_presa / (3*(1-2*v_presa))
g_presa = E_presa / (2*(1+v_presa))

command
prop dens=dens_presa      j=21,60
prop bulk=k_presa shear=g_presa  j=21,60
endcommand

end
```

;INTERFAZ ENTRE PRESA Y CIMIENTO

```
def int_geo_m10

command
Interface 1 Aside from 13,11 to 23,11 Bside from 1,21 to 11,21
endcommand

dz_min_presa = abs(y(1,22) - y(1,21))
dz_min_cim = abs(y(13,11) - y(13,10))
rig_presa = (k_presa + (4.0*g_presa/3.0)) / dz_min_presa
rig_cim = (k_cim + (4.0*g_cim/3.0)) / dz_min_cim
rig_int = 10 * max(rig_presa,rig_cim)
rig_kn = rig_int
rig_ks = rig_int

end
```

;VALORES PARA LA INTERFAZ ENTRE PRESA Y CIMIENTO

```
def int_val_m10

command
int 1 kn=rig_kn ks=rig_ks fric=30 coh=7.0e5 tbond=3.5e5 dil=10.0
endcommand

end
```

;EMPUJE HIDROSTATICO: NIVELES Y NODOS DE APLICACION

```
def hid_m10

N1 = 90.00
ni_N1 = 1
nj_N1 = 61
N2 = 0.00
ni_N2 = 11
nj_N2 = 21
;Peso agua sobre terreno aguas arriba
ni_W11 = 1
ni_W12 = 13
```

```

nj_W1 = 11
;Peso agua sobre terreno bajo presa
ni_WP1 = 13
ni_WP2 = 23
nj_WP = 11
;Peso agua sobre terreno aguas abajo
ni_W21 = 23
ni_W22 = 35
nj_W2 = 11

```

```
end
```

;EMPUJE SEDIMENTOS

```

def sedim_m10

N_sed = 0.00
ni_N_sed = 1
nj_N_sed = 21
Peso_sed_sum = 8567.00 ;N/m3
Ke_sed = 0.415

```

```
end
```

;SISTEMA DE DRENAJE

```

def drenes_m10

;#1 Galería de drenaje
N4 = -1.00
X_gal = 10.00
ni_dren_presa = 3
ni_dren_cim = ni_dren_presa + 12
;#2 Coeficiente ineficiencia de drenes
K_dren = 0.24
;#3 Coeficiente de sobrepresión por encima de NMN
alfa = 1.00

```

```
end
```

;SUPRESION DE TODAS LAS FUERZAS DE CONTORNO

```

def supr_fuerza_m10

command
;paramento aguas arriba
apply remove i ni_N1 j nj_N_base,nj_N_cor
;paramento aguas abajo
apply remove i ni_N2 j nj_N_base,nj_N_cor
;base de la presa
apply remove i ni_N1,ni_N2 j nj_N_base
;zona superior terreno aguas arriba
apply remove i ni_W11,ni_W12 j nj_W1
;zona superior terreno bajo la presa
apply remove i ni_WP1,ni_WP2 j nj_WP
;zona superior terreno aguas abajo
apply remove i ni_W21,ni_W22 j nj_W2
endcommand

```

```
end
```

;DATOS PARA CALCULOS CON EMPUJES HIDROSTATICOS Y DE SEDIMENTOS

```

def datos_hid_sed_m10

H1 = N1 - N_base

```

```

H2 = N2 - N_base
H_sed = N_sed - N_base
overtop = N1 - N_cor

if overtop > 0 then
  P_hid_cor = 9.81*1000*(N1-N_cor)
else
  P_hid_cor = 0
endif

P_hid_N_sed = 9.81*1000*(N1-N_sed)
P_hid_base = 9.81*1000*(N1-N_base)
P_hid_tail = 9.81*1000*(N2-N_base)
P_sed_cim = Peso_sed_sum * Ke_sed * (N_sed - N_base)
P1_1 = P_hid_base + P_sed_base
P1_2 = P_hid_N_sed
P1_3 = P_hid_cor
Pw1 = P_hid_base
dP1_1 = - (P1_1 - P1_2)
dP1_2 = - (P1_2 - P1_3)
P2_1 = P_hid_tail
Pw2 = P_hid_tail
dP2_1 = -(P_hid_tail)

command
;aplicación del empuje aguas arriba
apply pressure P1_1 var 0 dP1_1 i ni_N1 j nj_N_base,nj_N_sed
apply pressure P1_2 var 0 dP1_2 i ni_N1 j nj_N_sed,nj_N1
;aplicación del empuje aguas abajo
apply pressure P2_1 var 0 dP2_1 i ni_N2 j nj_N_base,nj_N2
;aplicación del peso del agua sobre el terreno
;apply pressure Pw1 i ni_W11,ni_W12 j nj_W1
;apply pressure Pw2 i ni_W21,ni_W22 j nj_W2
endcommand

end

```

;DATOS PARA CALCULO CON SUBPRESION INICIAL

```

def datos_sub_ini_m10

T_fisura = 0

if N1 <= 80.00 then
  H1 = N1 - N_base
else
  H1 = 80.00 + alfa*(N1-80.00) - N_base
endif

H4 = N4 - N_base

if T_fisura < X_gal then

  if H4 > H2 then
    H3 = K_dren*(((L_base-X_gal)/(L_base-T_fisura))*(H1-H2)+H2-H4)+H4
  else
    H3 = K_dren*((L_base-X_gal)/(L_base-T_fisura))*(H1-H2)+H2
  endif

else
  H3 = H1
endif

U1 = 9.81*1000*H1
U2 = 9.81*1000*H2
U3 = 9.81*1000*H3
dU1_3 = U1 - U3
dU3_2 = U3 - U2

```

```

command
;aplicación subpresión inicial sobre la presa sin grieta
apply pressure U3 var dU1_3 0 i ni_dren_presa,ni_N1 j nj_N_base
apply pressure U2 var dU3_2 0 i ni_N2,ni_dren_presa j nj_N_base
;aplicación subpresión inicial sobre terreno sin grieta
;apply pressure U3 var dU1_3 0 i ni_dren_cim,ni_WP1 j nj_WP
;apply pressure U2 var dU3_2 0 i ni_WP2,ni_dren_cim j nj_WP
endcommand

```

```
end
```

;PARAMETROS DE CONTROL DE LA SIMULACION

```

def control

pasos_ciclo = 1e3
pasos_max = 2e5
unbal_max = 1.00e1
desp_lim_max = 5.00e-2 ;en metros
tolerancia_disp = 1e-5 ;en metros

end

```

```
end
```

;CALCULO EN MODO SMALL

```

def calc_small_m10

command
set equilibrio = 0
set desliza = 0
set adelante = 0
set num_pasos = 0.00
endcommand

loop while adelante = 0
control_1x = xdisp(11,21)
control_1y = ydisp(1,21)

command
set small
step pasos_ciclo
endcommand

num_pasos = num_pasos + pasos_ciclo
control_2x = xdisp(11,21)
control_2y = ydisp(1,21)
desp_lim_x = xdisp(11,21)
desp_lim_y = ydisp(1,21) / 2

if desp_lim_x > desp_lim_max then
desliza = 1
else
endif

if desp_lim_y > desp_lim_max then
desliza = 1
else
endif

if unbal > unbal_max then
equilibrio = 0
else
equilibrio = 1
endif

if num_pasos > pasos_max then

```

```

if abs(control_1x - control_2x) < tolerancia_disp then
    equilibrio = 1
else
    desliza = 1
endif

if abs(control_1y - control_2y) < tolerancia_disp then
    equilibrio = 1
else
    desliza = 1
endif

else
endif

command
print control_1x
print control_2x
print control_1y
print control_2y
endcommand

adelante = desliza + equilibrio
end_loop

command
set log on
print equilibrio
print desliza
print adelante
print iface
set log off
endcommand

end

```

;CALCULO EN MODO LARGE

```

def calc_large_m10

command
set equilibrio = 0
set desliza = 0
set adelante = 0
set num_pasos = 0.00
endcommand

loop while adelante = 0
control_1x = xdisp(11,21)
control_1y = ydisp(1,21)

command
set large
step pasos_ciclo
endcommand

num_pasos = num_pasos + pasos_ciclo
control_2x = xdisp(11,21)
control_2y = ydisp(1,21)
desp_lim_x = xdisp(11,21)
desp_lim_y = ydisp(1,21) / 2

if desp_lim_x > desp_lim_max then
    desliza = 1
else
endif

if desp_lim_y > desp_lim_max then
    desliza = 1

```

```

else
endif

if unbal > unbal_max then
    equilibrio = 0
else
    equilibrio = 1
endif

if num_pasos > pasos_max then

    if abs(control_1x - control_2x) < tolerancia_disp then
        equilibrio = 1
    else
        desliza = 1
    endif

    if abs(control_1y - control_2y) < tolerancia_disp then
        equilibrio = 1
    else
        desliza = 1
    endif

else
endif

command
print control_1x
print control_2x
print control_1y
print control_2y
endcommand

adelante = desliza + equilibrio
end_loop

command
set log on
print equilibrio
print desliza
print adelante
print iface
set log off
endcommand

end

```

;CREACION DE LA LISTA DE ACCESO A LAS TENSIONES

```

def lista

ip = int_pnt
loop while ip # 0
    imem(ip + $kicext) = get_mem(2)
    ip = imem(ip)
end_loop

end

```

;EVALUA EL ALCANCE DE ZONA CON GRIETA

```

def grieta_m10

ii = imem(int_pnt + $kicext)
punto = imem(int_pnt + $kicbpt)
loop while punto # 0

```

```

if abs(fmem(punto+$kidfn)) < 1 then
    if imem(punto + $kidi) < 11 then
        if imem(punto + $kidi) > imem(ii) then
            imem(ii) = imem(punto + $kidi)
        else
            endif
        else
            endif
    else
        endif
    punto = imem(punto)
end_loop
end

```

;DETERMINACION DEL NODO HASTA DONDE PENETRA LA SUBPRESION

```

def nodo_sub
    if nodo_U_f = nodo_U_i then
        estabiliza = 1
        tbf = 0
    else
        if nodo_U_f = ni_N2 then
            estabiliza = 1
            tbf = 1
        else
            estabiliza = 0
        endif
    endif
    nodo_U_i = nodo_U_f
    nodo_U_g = imem(ii)
    if nodo_U_g = 0 then
        nodo_U_f = nodo_U_g + 1
    else
        nodo_U_f = nodo_U_g
    endif
    ;nodo_U_f igual a nodo_U_g para tbond igual a cero
    nodo_U_f_cim = nodo_U_f
end

```

;RECALCULO DE NUEVA SUBPRESION

```

def nueva_sub
    if nodo_U_f < ni_dren_presa then
        if H4 > H2 then
            T_fisura = x(nodo_U_f,nj_N_base)
            H3 = K_dren*(((L_base-X_gal)/(L_base-T_fisura))*(H1-H2)+H2-H4)+H4
            U1 = 9.81*1000*H1
            U2 = 9.81*1000*H2
            U3 = 9.81*1000*H3
            Uf = 9.81*1000*H1
            dUf_3 = Uf - U3
            dU3_2 = U3 - U2
        endif
    endif
end

```



```

command
apply remove      i=ni_N1,ni_N2      j=nj_N_base
apply pressure U2 var dU3_2 0 i=ni_N2,ni_dren_presa      j=nj_N_base
apply pressure U3 var dUf_3 0 i=ni_dren_presa,nodo_U_f j=nj_N_base
apply pressure U1      i=ni_N1,nodo_U_f      j=nj_N_base
apply remove      i=ni_N1,ni_N2      j=nj_N_cim
;apply pressure U2 var dU3_2 0 i=ni_N2,ni_dren_cim j=nj_N_cim
;apply pressure U3 var dUf_3 0 i=ni_dren_cim,nodo_U_f_cim j=nj_N_cim
;apply pressure U1      i=ni_N1,nodo_U_f_cim      j=nj_N_cim
endcommand

else
T_fisura = x(nodo_U_f,nj_N_base)
H3 = K_dren*((L_base-X_gal)/(L_base-T_fisura))*(H1-H2)+H2
U1 = 9.81*1000*H1
U2 = 9.81*1000*H2
U3 = 9.81*1000*H3
Uf = 9.81*1000*H1
dUf_3 = Uf - U3
dU3_2 = U3 - U2

command
apply remove      i=ni_N1,ni_N2      j=nj_N_base
apply pressure U2 var dU3_2 0 i=ni_N2,ni_dren_presa      j=nj_N_base
apply pressure U3 var dUf_3 0 i=ni_dren_presa,nodo_U_f j=nj_N_base
apply pressure U1      i=ni_N1,nodo_U_f      j=nj_N_base
apply remove      i=ni_N1,ni_N2      j=nj_N_cim
;apply pressure U2 var dU3_2 0 i=ni_N2,ni_dren_cim j=nj_N_cim
;apply pressure U3 var dUf_3 0 i=ni_dren_cim,nodo_U_f_cim j=nj_N_cim
;apply pressure U1      i=ni_N1,nodo_U_f_cim      j=nj_N_cim
endcommand

endif
else
T_fisura = x(nodo_U_f,nj_N_base)
H3 = H1
U1 = 9.81*1000*H1
U2 = 9.81*1000*H2
U3 = 9.81*1000*H3
Uf = 9.81*1000*H1
dUf_2 = Uf - U2

command
apply remove      i=ni_N1,ni_N2      j=nj_N_base
apply pressure U2 var dUf_2 0 i=ni_N2,nodo_U_f      j=nj_N_base
apply pressure U1      i=ni_N1,nodo_U_f      j=nj_N_base
apply remove      i=ni_N1,ni_N2      j=nj_N_cim
;apply pressure U2 var dUf_2 0 i=ni_N2,nodo_U_f_cim      j=nj_N_cim
;apply pressure U1      i=ni_N1,nodo_U_f_cim      j=nj_N_cim
endcommand

endif

end

```

;EVALUACION DE APERTURA DE GRIETA Y PROPAGACION

```

def propaga_m10

estabiliza = 0
nodo_U_i = 1
loop while estabiliza = 0
calc_large_m10
grieta_m10
nodo_sub
nueva_sub
endloop

end

```

;DEFINICION DE LOS REGISTROS A ALMACENAR

```

def registro_m10

command
;hist 1
hist xdis i 11 j 21
;hist 2
hist desp_lim_x
;hist 3
hist desp_lim_y
;hist 4
hist syy i 1 j 21
;hist 5
hist syy i 10 j 21
endcommand

end
    
```

;FUNCION DE CALCULO DE TENSIONES

```

def calc_tens_m10

control
hid_m10
sedim_m10
drenes_m10
rec_pos_ini_m10
ini_mod_m10
supr_fuerza_m10
int_val_m10
calc_small_m10

if equilibrio = 1 then
    datos_hid_sed_m10
    calc_large_m10
;   if equilibrio = 1 then
;       datos_sub_ini_m10
;       calc_large_m10
;       lista
;       propaga_m10
;   else
;   endif

else
endif

end
    
```

;FUNCION FISH DE ALMACENAMIENTO DE TENSIONES EN LA BASE

```

def tens_base

array tensiones(100)
n_nodos = 0
punto = imem(int_pnt + $kicbpt)
loop while punto # 0
    n_nodos = n_nodos + 1

    if fmem(punto+$kidlen) > 0 then
        tensiones(n_nodos) = string(fmem(punto+$kidfn)/fmem(punto+$kidlen))
        err = out(string(fmem(punto+$kidfn)/fmem(punto+$kidlen)))
        punto = imem(punto)
    else
        tensiones(n_nodos) = string(0)
        err = out(string(0))
    end
end
    
```

```
        punto = imem(punto)
    endif

end_loop

err = open(resultados,1,1)
err = write(tensiones,n_nodos)
err = close

end
```

;ZONA FLAC

```
geom_cim_m10
prop_cim_m10
cont_cim_m10
;Desarrollo de tensiones en el cimiento
set g=9.81
set force=10
set sratio=0
solve
ini_cim_m10
geom_presa_m10
pos_ini_m10
prop_presa_m10
int_geo_m10

calc_tens_m10

registro_m10

set resultados = 'I90.txt'
tens_base
save I90.sav
```

Ejemplo de rutina para la hipótesis de carga n°2: 'II84.dat'

```
new
config extra 2
grid 34,60
call int.fin
```

;GEOMETRÍA DEL TERRENO

```
def geom_cim_m10

command
model elastic i=1,12 j=1,10
generate -120,-80 -120,0 0,0 0,-80 i=1,13 j=1,11
m e i 13,22 j 1,10
gen 0,-80 0,0 60,0 60,-80 i 13,23 j 1,11
m e i 23,34 j 1,10
gen 60,-80 60,0 180,0 180,-80 i 23,35 j 1,11
endcommand

end
```

;GEOMETRÍA PRESA Y DATOS GEOMÉTRICOS GENERALES

```
def geom_presa_m10

command
m e i 1,10 j 21,50
gen 0,0 0,75.00 5.00,75.00 60.00,0 i 1,11 j 21,51 (ratio 1.00,0.95)
m e i 1,10 j 51,60
gen 0,75.00 0,80.00 5.00,80.00 5.00,75.00 i 1,11 j 51,61
;Para la aplicación de la presión del agua sobre el terreno bajo la presa
;se lleva un nodo a la vertical de la pantalla de drenes
ini x 10.00 i 3 j 21
ini x 10.00 i 15 j 11
endcommand

N_cor = 80.00
nj_N_cor = 61
N_base = 0.00
nj_N_base = 21
N_cim = 0.00
nj_N_cim = 11
N_terr = 0.00
nj_N_terr = 11
L_base = 60.00

end
```

;CONDICIONES DE CONTORNO E INICIALES

```
def cont_cim_m10

command
fix x i 1 j 1,11
fix x i 35 j 1,11
fix y j 1
endcommand

end
```

;INICIALIZACION DEL CIMIENTO

```

def ini_cim_m10

command
ini sxx 0 syy 0 sxy 0          i 1,34 j 1,10
ini xdis 0 ydis 0 xvel 0 yvel 0      i 1,35 j 1,11
endcommand

end
    
```

;INICIALIZACION DEL MODELO

```

def ini_mod_m10

command
ini sxx 0 syy 0 sxy 0 szz 0          i 1,34 j 1,60
ini xdis 0 ydis 0 xvel 0 yvel 0      i 1,35 j 1,61
endcommand

end
    
```

;COORDENADAS INICIALES DE LA MALLA

```

def pos_ini_m10

loop nodo_i (1,35)
loop nodo_j (1,61)
ex_1(nodo_i,nodo_j) = x(nodo_i,nodo_j)
ex_2(nodo_i,nodo_j) = y(nodo_i,nodo_j)
endloop
endloop

end
    
```

;RECUPERACION DE COORDENADAS INICIALES DE MALLA

```

def rec_pos_ini_m10

loop nodo_i (1,35)
loop nodo_j (1,61)
reinicia_x = ex_1(nodo_i,nodo_j)
reinicia_y = ex_2(nodo_i,nodo_j)
command
ini x = reinicia_x i=nodo_i j=nodo_j
ini y = reinicia_y i=nodo_i j=nodo_j
endcommand
endloop
endloop

end
    
```

;PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DEL CIMIENTO

```

def prop_cim_m10

dens_cim = 0.01
E_cim = 41000.00e6
v_cim = 0.1
k_cim = E_cim / (3*(1-2*v_cim))
g_cim = E_cim / (2*(1+v_cim))

command
prop dens=dens_cim          j=1,10
prop bulk=k_cim shear=g_cim j=1,10
endcommand

end
    
```

;PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE LA PRESA

```
def prop_presa_m10

dens_presa = 2400.00
E_presa = 24000.00e6
v_presa = 0.15
k_presa = E_presa / (3*(1-2*v_presa))
g_presa = E_presa / (2*(1+v_presa))
command
prop dens=dens_presa      j=21,60
prop bulk=k_presa shear=g_presa j=21,60
endcommand

end
```

;INTERFAZ ENTRE PRESA Y CIMIENTO

```
def int_geo_m10

command
Interface 1 Aside from 13,11 to 23,11 Bside from 1,21 to 11,21
endcommand
dz_min_presa = abs(y(1,22) - y(1,21))
dz_min_cim = abs(y(13,11) - y(13,10))
rig_presa = (k_presa + (4.0*g_presa/3.0)) / dz_min_presa
rig_cim = (k_cim + (4.0*g_cim/3.0)) / dz_min_cim
rig_int = 10 * max(rig_presa,rig_cim)
rig_kn = rig_int
rig_ks = rig_int

end
```

;VALORES PARA LA INTERFAZ ENTRE PRESA Y CIMIENTO

```
def int_val_m10

command
int 1 kn=rig_kn ks=rig_ks fric=30 coh=7.0e5 tbond=3.5e5 dil=10.0
endcommand

end
```

;EMPUJE HIDROSTATICO: NIVELES Y NODOS DE APLICACION

```
def hid_m10

N1 = 84.00
ni_N1 = 1
nj_N1 = 61
N2 = 0.00
ni_N2 = 11
nj_N2 = 21
;Peso agua sobre terreno aguas arriba
ni_W11 = 1
ni_W12 = 13
nj_W1 = 11
;Peso agua sobre terreno bajo presa
ni_WP1 = 13
ni_WP2 = 23
nj_WP = 11
;Peso agua sobre terreno aguas abajo
ni_W21 = 23
ni_W22 = 35
nj_W2 = 11

end
```

;EMPUJE SEDIMENTOS

```
def sedim_m10

N_sed = 0.00
ni_N_sed = 1
nj_N_sed = 21
Peso_sed_sum = 8567.00 ;N/m3
Ke_sed = 0.415

end
```

;SISTEMA DE DRENAJE

```
def drenes_m10

;#1 Galería de drenaje
N4 = -1.00
X_gal = 10.00
ni_dren_presa = 3
ni_dren_cim = ni_dren_presa + 12
;#2 Coeficiente ineficiencia de drenes
K_dren = 0.24
;#3 Coeficiente de sobrepresión por encima de NMN
alfa = 1.00

end
```

;SUPRESION DE TODAS LAS FUERZAS DE CONTORNO

```
def supr_fuerza_m10

command
;paramento aguas arriba
apply remove i ni_N1 j nj_N_base,nj_N_cor
;paramento aguas abajo
apply remove i ni_N2 j nj_N_base,nj_N_cor
;base de la presa
apply remove i ni_N1,ni_N2 j nj_N_base
;zona superior terreno aguas arriba
apply remove i ni_W11,ni_W12 j nj_W1
;zona superior terreno bajo la presa
apply remove i ni_WP1,ni_WP2 j nj_WP
;zona superior terreno aguas abajo
apply remove i ni_W21,ni_W22 j nj_W2
endcommand

end
```

;DATOS PARA CALCULOS CON EMPUJES HIDROSTATICOS Y DE SEDIMENTOS

```
def datos_hid_sed_m10

H1 = N1 - N_base
H2 = N2 - N_base
H_sed = N_sed - N_base
overtop = N1 - N_base

if overtop > 0 then
P_hid_cor = 9.81*1000*(N1-N_cor)
else
P_hid_cor = 0
endif

P_hid_N_sed = 9.81*1000*(N1-N_sed)
P_hid_base = 9.81*1000*(N1-N_base)
P_hid_tail = 9.81*1000*(N2-N_base)
P_sed_cim = Peso_sed_sum * Ke_sed * (N_sed - N_base)
```

```

P1_1 = P_hid_base + P_sed_base
P1_2 = P_hid_N_sed
P1_3 = P_hid_cor
Pw1 = P_hid_base
dP1_1 = - (P1_1 - P1_2)
dP1_2 = - (P1_2 - P1_3)
P2_1 = P_hid_tail
Pw2 = P_hid_tail
dP2_1 = -(P_hid_tail)

```

```

command
;aplicación del empuje aguas arriba
apply pressure P1_1 var 0 dP1_1 i ni_N1 j nj_N_base,nj_N_sed
apply pressure P1_2 var 0 dP1_2 i ni_N1 j nj_N_sed,nj_N1
;aplicación del empuje aguas abajo
apply pressure P2_1 var 0 dP2_1 i ni_N2 j nj_N_base,nj_N2
;aplicación del peso del agua sobre el terreno
;apply pressure Pw1 i ni_W11,ni_W12 j nj_W1
;apply pressure Pw2 i ni_W21,ni_W22 j nj_W2
endcommand

```

end

;DATOS PARA CALCULO CON SUBPRESION INICIAL

```

def datos_sub_ini_m10

T_fisura = 0

if N1 <= 80.00 then
    H1 = N1 - N_base
else
    H1 = 80.00 + alfa*(N1-80.00) - N_base
endif

H4 = N4 - N_base

if T_fisura < X_gal then

    if H4 > H2 then
        ;H3 = K_dren*(((L_base-X_gal)/(L_base-T_fisura))*(H1-H2)+H2-H4)+H4
        H3 = 0.2*H1
    else
        ;H3 = K_dren*((L_base-X_gal)/(L_base-T_fisura))*(H1-H2)+H2
        H3 = 0.2*H1
    endif

else
    H3 = H1
endif

U1 = 9.81*1000*H1
U2 = 9.81*1000*H2
U3 = 9.81*1000*H3
dU1_3 = U1 - U3
dU3_2 = U3 - U2

command
;aplicación subpresión inicial sobre la presa sin grieta
apply pressure U3 var dU1_3 0 i ni_dren_presa,ni_N1 j nj_N_base
apply pressure U2 var dU3_2 0 i ni_N2,ni_dren_presa j nj_N_base
;aplicación subpresión inicial sobre terreno sin grieta
;apply pressure U3 var dU1_3 0 i ni_dren_cim,ni_WP1 j nj_WP
;apply pressure U2 var dU3_2 0 i ni_WP2,ni_dren_cim j nj_WP
endcommand

```

end

;PARAMETROS DE CONTROL DE LA SIMULACION

```

def control

pasos_ciclo = 1e3
pasos_max = 2e5
unbal_max = 1.00e1
desp_lim_max = 5.00e-2 ;en metros
tolerancia_disp = 1e-5 ;en metros

end

```

;CALCULO EN MODO SMALL

```

def calc_small_m10

command
set equilibrio = 0
set desliza = 0
set adelante = 0
set num_pasos = 0.00
endcommand

loop while adelante = 0
control_1x = xdisp(11,21)
control_1y = ydisp(1,21)

command
set small
step pasos_ciclo
endcommand

num_pasos = num_pasos + pasos_ciclo
control_2x = xdisp(11,21)
control_2y = ydisp(1,21)
desp_lim_x = xdisp(11,21)
desp_lim_y = ydisp(1,21) / 2

if desp_lim_x > desp_lim_max then
desliza = 1
else
endif

if desp_lim_y > desp_lim_max then
desliza = 1
else
endif

if unbal > unbal_max then
equilibrio = 0
else
equilibrio = 1
endif

if num_pasos > pasos_max then

if abs(control_1x - control_2x) < tolerancia_disp then
equilibrio = 1
else
desliza = 1
endif

if abs(control_1y - control_2y) < tolerancia_disp then
equilibrio = 1
else
desliza = 1
endif

else
endif

```

```

command
print control_1x
print control_2x
print control_1y
print control_2y
endcommand

adelante = desliza + equilibrio
end_loop

command
set log on
print equilibrio
print desliza
print adelante
print iface
set log off
endcommand

end

```

;CALCULO EN MODO LARGE

```

def calc_large_m10

command
set equilibrio = 0
set desliza = 0
set adelante = 0
set num_pasos = 0.00
endcommand

loop while adelante = 0
control_1x = xdisp(11,21)
control_1y = ydisp(1,21)

command
set large
step pasos_ciclo
endcommand

num_pasos = num_pasos + pasos_ciclo
control_2x = xdisp(11,21)
control_2y = ydisp(1,21)
desp_lim_x = xdisp(11,21)
desp_lim_y = ydisp(1,21) / 2

if desp_lim_x > desp_lim_max then
desliza = 1
else
endif

if desp_lim_y > desp_lim_max then
desliza = 1
else
endif

if unbal > unbal_max then
equilibrio = 0
else
equilibrio = 1
endif

if num_pasos > pasos_max then

if abs(control_1x - control_2x) < tolerancia_disp then
equilibrio = 1
else
desliza = 1
endif

```

```

        if abs(control_1y - control_2y) < tolerancia_disp then
            equilibrio = 1
        else
            desliza = 1
        endif

    else
    endif

    command
    print control_1x
    print control_2x
    print control_1y
    print control_2y
    endcommand

    adelante = desliza + equilibrio
end_loop

command
set log on
print equilibrio
print desliza
print adelante
print iface
set log off
endcommand

end

```

;CREACION DE LA LISTA DE ACCESO A LAS TENSIONES

```

def lista

ip = int_pnt
loop while ip # 0
    imem(ip + $kicext) = get_mem(2)
    ip = imem(ip)
end_loop

end

```

;EVALUA EL ALCANCE DE ZONA CON GRIETA

```

def grieta_m10

ii = imem(int_pnt + $kicext)
punto = imem(int_pnt + $kicbpt)
loop while punto # 0

    if abs(fmem(punto+$kidfn)) < 1 then

        if imem(punto + $kidi) < 11 then

            if imem(punto + $kidi) > imem(ii) then
                imem(ii) = imem(punto + $kidi)
            else
            endif

        else
        endif

    else
    endif

    punto = imem(punto)
end_loop

end

```

;DETERMINACION DEL NODO HASTA DONDE PENETRA LA SUBPRESION

```

def nodo_sub

if nodo_U_f = nodo_U_i then
  estabiliza = 1
  tbf = 0
else

  if nodo_U_f = ni_N2 then
    estabiliza = 1
    tbf = 1
  else
    estabiliza = 0
  endif

endif

nodo_U_i = nodo_U_f
nodo_U_g = imem(ii)

if nodo_U_g = 0 then
  nodo_U_f = nodo_U_g + 1
else
  nodo_U_f = nodo_U_g
endif

;nodo_U_f igual a nodo_U_g para tbond igual a cero
nodo_U_f_cim = nodo_U_f

end

```

;RECALCULO DE NUEVA SUBPRESION

```

def nueva_sub

if nodo_U_f < ni_dren_presa then

  if H4 > H2 then
    T_fisura = x(nodo_U_f,nj_N_base)
    ;H3 = K_dren*(((L_base-X_gal)/(L_base-T_fisura))*(H1-H2)+H2-H4)+H4
    H3 = 0.2*H1
    U1 = 9.81*1000*H1
    U2 = 9.81*1000*H2
    U3 = 9.81*1000*H3
    Uf = 9.81*1000*H1
    dUf_3 = Uf - U3
    dU3_2 = U3 - U2

    command
    apply remove      i=ni_N1,ni_N2      j=nj_N_base
    apply pressure U2 var dU3_2 0 i=ni_N2,ni_dren_presa      j=nj_N_base
    apply pressure U3 var dUf_3 0 i=ni_dren_presa,nodo_U_f j=nj_N_base
    apply pressure U1      i=ni_N1,nodo_U_f      j=nj_N_base
    apply remove      i=ni_N1,ni_N2      j=nj_N_cim
    ;apply pressure U2 var dU3_2 0 i=ni_N2,ni_dren_cim j=nj_N_cim
    ;apply pressure U3 var dUf_3 0 i=ni_dren_cim,nodo_U_f_cim j=nj_N_cim
    ;apply pressure U1      i=ni_N1,nodo_U_f_cim      j=nj_N_cim
    endcommand

  else
    T_fisura = x(nodo_U_f,nj_N_base)
    ;H3 = K_dren*(((L_base-X_gal)/(L_base-T_fisura))*(H1-H2)+H2
    U1 = 9.81*1000*H1
    U2 = 9.81*1000*H2
    U3 = 9.81*1000*H3
    Uf = 9.81*1000*H1
    dUf_3 = Uf - U3
    dU3_2 = U3 - U2

```

```

command
apply remove      i=ni_N1,ni_N2      j=nj_N_base
apply pressure U2 var dU3_2 0 i=ni_N2,ni_dren_presa j=nj_N_base
apply pressure U3 var dUf_3 0 i=ni_dren_presa,nodo_U_f j=nj_N_base
apply pressure U1      i=ni_N1,nodo_U_f      j=nj_N_base
apply remove      i=ni_N1,ni_N2      j=nj_N_cim
;apply pressure U2 var dU3_2 0 i=ni_N2,ni_dren_cim j=nj_N_cim
;apply pressure U3 var dUf_3 0 i=ni_dren_cim,nodo_U_f_cim j=nj_N_cim
;apply pressure U1      i=ni_N1,nodo_U_f_cim      j=nj_N_cim
endcommand

endif

else
T_fisura = x(nodo_U_f,nj_N_base)
;H3 = H1
H3 = 0.2*H1
U1 = 9.81*1000*H1
U2 = 9.81*1000*H2
U3 = 9.81*1000*H3
;Uf = 9.81*1000*H1
Uf = 9.81*1000*H3
dUf_2 = Uf - U2

command
apply remove      i=ni_N1,ni_N2      j=nj_N_base
apply pressure U2 var dUf_2 0 i=ni_N2,nodo_U_f      j=nj_N_base
apply pressure U3      i=ni_dren_presa, nodo_U_f j=nj_N_base
apply pressure U1      i=ni_N1,ni_dren_presa      j=nj_N_base
apply remove      i=ni_N1,ni_N2      j=nj_N_cim
;apply pressure U2 var dUf_2 0 i=ni_N2,nodo_U_f_cim      j=nj_N_cim
;apply pressure U1      i=ni_N1,nodo_U_f_cim      j=nj_N_cim
endcommand

endif

end

```

;EVALUACION DE APERTURA DE GRIETA Y PROPAGACION

```

def propaga_m10

estabiliza = 0
nodo_U_j = 1
loop while estabiliza = 0
    calc_large_m10
    grieta_m10
    nodo_sub
    nueva_sub
endloop

end

```

;DEFINICION DE LOS REGISTROS A ALMACENAR

```

def registro_m10

command
;hist 1
hist xdis i 11 j 21
;hist 2
hist desp_lim_x
;hist 3
hist desp_lim_y
;hist 4
hist syy i 1 j 21
;hist 5
hist syy i 10 j 21
endcommand

end

```

;FUNCION DE CALCULO DE TENSIONES

```

def calc_tens_m10

control
hid_m10
sedim_m10
drenes_m10
rec_pos_ini_m10
ini_mod_m10
supr_fuerza_m10
int_val_m10
calc_small_m10
if equilibrio = 1 then
    datos_hid_sed_m10
    calc_large_m10

    if equilibrio = 1 then
        datos_sub_ini_m10
        calc_large_m10
        lista
        propaga_m10
    else
    endif

else
endif

end

```

;FUNCION FISH DE ALMACENAMIENTO DE TENSIONES EN LA BASE

```

def tens_base

array tensiones(100)
n_nodos = 0
punto = imem(int_pnt + $kicbpt)
loop while punto # 0
    n_nodos = n_nodos + 1

    if fmem(punto+$kidlen) > 0 then
        tensiones(n_nodos) = string(fmem(punto+$kidfn)/fmem(punto+$kidlen))
        err = out(string(fmem(punto+$kidfn)/fmem(punto+$kidlen)))
        punto = imem(punto)
    else
        tensiones(n_nodos) = string(0)
        err = out(string(0))
        punto = imem(punto)
    endif

end_loop
err = open(resultados,1,1)
err = write(tensiones,n_nodos)
err = close

end

```

;ZONA FLAC

```

geom_cim_m10
prop_cim_m10
cont_cim_m10
;Desarrollo de tensiones en el cimiento
set g=9.81
set force=10
set sratio=0
solve
ini_cim_m10
geom_presa_m10

```

```
pos_ini_m10  
prop_presa_m10  
int_geo_m10  
calc_tens_m10  
registro_m10  
set resultados = 'II84.txt'  
tens_base  
save II84.sav
```

Ejemplo de rutina para la hipótesis de carga n°3: 'III80.dat'

```
new
config extra 2
grid 34,60
call int.fin
```

;GEOMETRÍA DEL TERRENO

```
def geom_cim_m10

command
model elastic i=1,12 j=1,10
generate -120,-80 -120,0 0,0 0,-80 i=1,13 j=1,11
m e i 13,22 j 1,10
gen 0,-80 0,0 60,0 60,-80 i 13,23 j 1,11
m e i 23,34 j 1,10
gen 60,-80 60,0 180,0 180,-80 i 23,35 j 1,11
endcommand

end
```

;GEOMETRÍA PRESA Y DATOS GEOMÉTRICOS GENERALES

```
def geom_presa_m10

command
m e i 1,10 j 21,50
gen 0,0 0,75.00 5.00,75.00 60.00,0 i 1,11 j 21,51 (ratio 1.00,0.95)
m e i 1,10 j 51,60
gen 0,75.00 0,80.00 5.00,80.00 5.00,75.00 i 1,11 j 51,61
;Para la aplicación de la presión del agua sobre el terreno bajo la presa
;se lleva un nodo a la vertical de la pantalla de drenes
ini x 10.00 i 3 j 21
ini x 10.00 i 15 j 11
endcommand

N_cor = 80.00
nj_N_cor = 61
N_base = 0.00
nj_N_base = 21
N_cim = 0.00
nj_N_cim = 11
N_terr = 0.00
nj_N_terr = 11
L_base = 60.00

end
```

;CONDICIONES DE CONTORNO E INICIALES

```
def cont_cim_m10

command
fix x i 1 j 1,11
fix x i 35 j 1,11
fix y j 1
endcommand

end
```

;INICIALIZACION DEL CIMENTO

```
def ini_cim_m10

command
```



```
ini sxx 0 syy 0 sxy 0          i 1,34 j 1,10
ini xdis 0 ydis 0 xvel 0 yvel 0      i 1,35 j 1,11
endcommand
```

```
end
```

;INICIALIZACION DEL MODELO

```
def ini_mod_m10
```

```
command
ini sxx 0 syy 0 sxy 0 szz 0          i 1,34 j 1,60
ini xdis 0 ydis 0 xvel 0 yvel 0      i 1,35 j 1,61
endcommand
```

```
end
```

;COORDENADAS INICIALES DE LA MALLA

```
def pos_ini_m10
```

```
loop nodo_i (1,35)
  loop nodo_j (1,61)
    ex_1(nodo_i,nodo_j) = x(nodo_i,nodo_j)
    ex_2(nodo_i,nodo_j) = y(nodo_i,nodo_j)
  endloop
endloop
```

```
end
```

;RECUPERACION DE COORDENADAS INICIALES DE MALLA

```
def rec_pos_ini_m10
```

```
loop nodo_i (1,35)
  loop nodo_j (1,61)
    reinicia_x = ex_1(nodo_i,nodo_j)
    reinicia_y = ex_2(nodo_i,nodo_j)

    command
    ini x = reinicia_x i=nodo_i j=nodo_j
    ini y = reinicia_y i=nodo_i j=nodo_j
    endcommand
```

```
  endloop
endloop
```

```
end
```

;PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DEL CIMENTO

```
def prop_cim_m10
```

```
dens_cim = 0.01
E_cim = 41000.00e6
v_cim = 0.1
k_cim = E_cim / (3*(1-2*v_cim))
g_cim = E_cim / (2*(1+v_cim))
```

```
command
prop dens=dens_cim          j=1,10
prop bulk=k_cim shear=g_cim j=1,10
endcommand
```

```
end
```

;PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE LA PRESA

```
def prop_presa_m10

dens_presa = 2400.00
E_presa = 24000.00e6
v_presa = 0.15
k_presa = E_presa / (3*(1-2*v_presa))
g_presa = E_presa / (2*(1+v_presa))

command
prop dens=dens_presa      j=21,60
prop bulk=k_presa shear=g_presa j=21,60
endcommand

end
```

;INTERFAZ ENTRE PRESA Y CIMENTO

```
def int_geo_m10

command
Interface 1 Aside from 13,11 to 23,11 Bside from 1,21 to 11,21
endcommand

dz_min_presa = abs(y(1,22) - y(1,21))
dz_min_cim = abs(y(13,11) - y(13,10))
rig_presa = (k_presa + (4.0*g_presa/3.0)) / dz_min_presa
rig_cim = (k_cim + (4.0*g_cim/3.0)) / dz_min_cim
rig_int = 10 * max(rig_presa,rig_cim)
rig_kn = rig_int
rig_ks = rig_int

end
```

;VALORES PARA LA INTERFAZ ENTRE PRESA Y CIMENTO

```
def int_val_m10

command
int 1 kn=rig_kn ks=rig_ks fric=30 coh=7.0e5 tbond=3.5e5 dil=10.0
endcommand

end
```

;EMPUJE HIDROSTATICO: NIVELES Y NODOS DE APLICACION

```
def hid_m10

N1 = 80.00
ni_N1 = 1
nj_N1 = 61
N2 = 0.00
ni_N2 = 11
nj_N2 = 21
;Peso agua sobre terreno aguas arriba
ni_W11 = 1
ni_W12 = 13
nj_W1 = 11
;Peso agua sobre terreno bajo presa
ni_WP1 = 13
ni_WP2 = 23
nj_WP = 11
;Peso agua sobre terreno aguas abajo
ni_W21 = 23
ni_W22 = 35
nj_W2 = 11

end
```

;EMPUJE SEDIMENTOS

```
def sedim_m10

N_sed = 0.00
ni_N_sed = 1
nj_N_sed = 21
Peso_sed_sum = 8567.00 ;N/m3
Ke_sed = 0.415

end
```

;SISTEMA DE DRENAJE

```
def drenes_m10

;#1 Galería de drenaje
N4 = -1.00
X_gal = 10.00
ni_dren_presa = 3
ni_dren_cim = ni_dren_presa + 12
;#2 Coeficiente ineficiencia de drenes
K_dren = 1.00
;#3 Coeficiente de sobrepresión por encima de NMN
alfa = 1.00

end
```

;SUPRESION DE TODAS LAS FUERZAS DE CONTORNO

```
def supr_fuerza_m10

command
;paramento aguas arriba
apply remove i ni_N1 j nj_N_base,nj_N_cor
;paramento aguas abajo
apply remove i ni_N2 j nj_N_base,nj_N_cor
;base de la presa
apply remove i ni_N1,ni_N2 j nj_N_base
;zona superior terreno aguas arriba
apply remove i ni_W11,ni_W12 j nj_W1
;zona superior terreno bajo la presa
apply remove i ni_WP1,ni_WP2 j nj_WP
;zona superior terreno aguas abajo
apply remove i ni_W21,ni_W22 j nj_W2
endcommand

end
```

;DATOS PARA CALCULOS CON EMPUJES HIDROSTATICOS Y DE SEDIMENTOS

```
def datos_hid_sed_m10

H1 = N1 - N_base
H2 = N2 - N_base
H_sed = N_sed - N_base
overtop = N1 - N_cor

if overtop > 0 then
P_hid_cor = 9.81*1000*(N1-N_cor)
else
P_hid_cor = 0
endif

P_hid_N_sed = 9.81*1000*(N1-N_sed)
P_hid_base = 9.81*1000*(N1-N_base)
P_hid_tail = 9.81*1000*(N2-N_base)
P_sed_cim = Peso_sed_sum * Ke_sed * (N_sed - N_base)
P1_1 = P_hid_base + P_sed_base
```

```

P1_2 = P_hid_N_sed
P1_3 = P_hid_cor
Pw1 = P_hid_base
dP1_1 = - (P1_1 - P1_2)
dP1_2 = - (P1_2 - P1_3)
P2_1 = P_hid_tail
Pw2 = P_hid_tail
dP2_1 = -(P_hid_tail)

command
;aplicación del empuje aguas arriba
apply pressure P1_1 var 0 dP1_1 i ni_N1 j nj_N_base,nj_N_sed
apply pressure P1_2 var 0 dP1_2 i ni_N1 j nj_N_sed,nj_N1
;aplicación del empuje aguas abajo
apply pressure P2_1 var 0 dP2_1 i ni_N2 j nj_N_base,nj_N2
;aplicación del peso del agua sobre el terreno
;apply pressure Pw1 i ni_W11,ni_W12 j nj_W1
;apply pressure Pw2 i ni_W21,ni_W22 j nj_W2
endcommand

end

```

;DATOS PARA CALCULO CON SUBPRESION INICIAL

```

def datos_sub_ini_m10

T_fisura = 0

if N1 <= 80.00 then
    H1 = N1 - N_base
else
    H1 = 80.00 + alfa*(N1-80.00) - N_base
endif

H4 = N4 - N_base

if T_fisura < X_gal then

    if H4 > H2 then
        H3 = K_dren*(((L_base-X_gal)/(L_base-T_fisura))*(H1-H2)+H2-H4)+H4
    else
        H3 = K_dren*((L_base-X_gal)/(L_base-T_fisura))*(H1-H2)+H2
    endif

else
    H3 = H1
endif

U1 = 9.81*1000*H1
U2 = 9.81*1000*H2
U3 = 9.81*1000*H3
dU1_3 = U1 - U3
dU3_2 = U3 - U2

command
;aplicación subpresión inicial sobre la presa sin grieta
apply pressure U3 var dU1_3 0 i ni_dren_presa,ni_N1 j nj_N_base
apply pressure U2 var dU3_2 0 i ni_N2,ni_dren_presa j nj_N_base
;aplicación subpresión inicial sobre terreno sin grieta
;apply pressure U3 var dU1_3 0 i ni_dren_cim,ni_WP1 j nj_WP
;apply pressure U2 var dU3_2 0 i ni_WP2,ni_dren_cim j nj_WP
endcommand

end

```

;PARAMETROS DE CONTROL DE LA SIMULACION

```

def control

pasos_ciclo = 1e3
pasos_max = 2e5
unbal_max = 1.00e1
desp_lim_max = 5.00e-2 ;en metros
tolerancia_disp = 1e-5 ;en metros

end

```

;CALCULO EN MODO SMALL

```

def calc_small_m10

command
set equilibrio = 0
set desliza = 0
set adelante = 0
set num_pasos = 0.00
endcommand

loop while adelante = 0
control_1x = xdisp(11,21)
control_1y = ydisp(1,21)

command
set small
step pasos_ciclo
endcommand

num_pasos = num_pasos + pasos_ciclo
control_2x = xdisp(11,21)
control_2y = ydisp(1,21)
desp_lim_x = xdisp(11,21)
desp_lim_y = ydisp(1,21) / 2

if desp_lim_x > desp_lim_max then
desliza = 1
else
endif

if desp_lim_y > desp_lim_max then
desliza = 1
else
endif

if unbal > unbal_max then
equilibrio = 0
else
equilibrio = 1
endif

if num_pasos > pasos_max then

if abs(control_1x - control_2x) < tolerancia_disp then
equilibrio = 1
else
desliza = 1
endif

if abs(control_1y - control_2y) < tolerancia_disp then
equilibrio = 1
else
desliza = 1
endif

```

```

else
endif

command
print control_1x
print control_2x
print control_1y
print control_2y
endcommand

adelante = desliza + equilibrio
end_loop

command
set log on
print equilibrio
print desliza
print adelante
print iface
set log off
endcommand

end

```

;CALCULO EN MODO LARGE

```

def calc_large_m10

command
set equilibrio = 0
set desliza = 0
set adelante = 0
set num_pasos = 0.00
endcommand

loop while adelante = 0
control_1x = xdisp(11,21)
control_1y = ydisp(1,21)

command
set large
step pasos_ciclo
endcommand

num_pasos = num_pasos + pasos_ciclo
control_2x = xdisp(11,21)
control_2y = ydisp(1,21)
desp_lim_x = xdisp(11,21)
desp_lim_y = ydisp(1,21) / 2

if desp_lim_x > desp_lim_max then
desliza = 1
else
endif

if desp_lim_y > desp_lim_max then
desliza = 1
else
endif

if unbal > unbal_max then
equilibrio = 0
else
equilibrio = 1
endif

if num_pasos > pasos_max then

```

```

    if abs(control_1x - control_2x) < tolerancia_disp then
        equilibrio = 1
    else
        desliza = 1
    endif

    if abs(control_1y - control_2y) < tolerancia_disp then
        equilibrio = 1
    else
        desliza = 1
    endif

else
endif

command
print control_1x
print control_2x
print control_1y
print control_2y
endcommand

    adelante = desliza + equilibrio
end_loop

command
set log on
print equilibrio
print desliza
print adelante
print iface
set log off
endcommand

end

```

;CREACION DE LA LISTA DE ACCESO A LAS TENSIONES

```

def lista

ip = int_pnt
loop while ip # 0
    imem(ip + $kicext) = get_mem(2)
    ip = imem(ip)
end_loop

end

```

;EVALUA EL ALCANCE DE ZONA CON GRIETA

```

def grieta_m10

ii = imem(int_pnt + $kicext)
punto = imem(int_pnt + $kicbpt)
loop while punto # 0

    if abs(fmem(punto+$kidfn)) < 1 then

        if imem(punto + $kidi) < 11 then

            if imem(punto + $kidi) > imem(ii) then
                imem(ii) = imem(punto + $kidi)
            else
                endif

        else
            endif

    else
        endif

end

end

```

```
punto = imem(punto)
end_loop

end
```

;DETERMINACION DEL NODO HASTA DONDE PENETRA LA SUBPRESION

```
def nodo_sub

if nodo_U_f = nodo_U_i then
  estabiliza = 1
  tbf = 0
else
  if nodo_U_f = ni_N2 then
    estabiliza = 1
    tbf = 1
  else
    estabiliza = 0
  endif
endif

nodo_U_i = nodo_U_f
nodo_U_g = imem(ii)

if nodo_U_g = 0 then
  nodo_U_f = nodo_U_g + 1
else
  nodo_U_f = nodo_U_g
endif

;nodo_U_f igual a nodo_U_g para tbond igual a cero
nodo_U_f_cim = nodo_U_f

end
```

;RECALCULO DE NUEVA SUBPRESION

```
def nueva_sub

if nodo_U_f < ni_dren_presa then

  if H4 > H2 then
    T_fisura = x(nodo_U_f,nj_N_base)
    H3 = K_dren*((L_base-X_gal)/(L_base-T_fisura))*(H1-H2)+H2-H4)+H4
    U1 = 9.81*1000*H1
    U2 = 9.81*1000*H2
    U3 = 9.81*1000*H3
    Uf = 9.81*1000*H1
    dUf_3 = Uf - U3
    dU3_2 = U3 - U2

    command
    apply remove      i=ni_N1,ni_N2      j=nj_N_base
    apply pressure U2 var dU3_2 0 i=ni_N2,ni_dren_presa      j=nj_N_base
    apply pressure U3 var dUf_3 0 i=ni_dren_presa,nodo_U_f j=nj_N_base
    apply pressure U1      i=ni_N1,nodo_U_f      j=nj_N_base
    apply remove      i=ni_N1,ni_N2      j=nj_N_cim
    ;apply pressure U2 var dU3_2 0 i=ni_N2,ni_dren_cim j=nj_N_cim
    ;apply pressure U3 var dUf_3 0 i=ni_dren_cim,nodo_U_f_cim j=nj_N_cim
    ;apply pressure U1      i=ni_N1,nodo_U_f_cim      j=nj_N_cim
    endcommand

  else
    T_fisura = x(nodo_U_f,nj_N_base)
    H3 = K_dren*(L_base-X_gal)/(L_base-T_fisura)*(H1-H2)+H2
    U1 = 9.81*1000*H1
    U2 = 9.81*1000*H2
```



```

U3 = 9.81*1000*H3
Uf = 9.81*1000*H1
dUf_3 = Uf - U3
dU3_2 = U3 - U2

command
apply remove      i=ni_N1,ni_N2      j=nj_N_base
apply pressure U2 var dU3_2 0 i=ni_N2,ni_dren_presa j=nj_N_base
apply pressure U3 var dUf_3 0 i=ni_dren_presa,nodo_U_f j=nj_N_base
apply pressure U1      i=ni_N1,nodo_U_f      j=nj_N_base
apply remove      i=ni_N1,ni_N2      j=nj_N_cim
;apply pressure U2 var dU3_2 0 i=ni_N2,ni_dren_cim j=nj_N_cim
;apply pressure U3 var dUf_3 0 i=ni_dren_cim,nodo_U_f_cim j=nj_N_cim
;apply pressure U1      i=ni_N1,nodo_U_f_cim      j=nj_N_cim
endcommand

endif

else
T_fisura = x(nodo_U_f,nj_N_base)
H3 = H1
U1 = 9.81*1000*H1
U2 = 9.81*1000*H2
U3 = 9.81*1000*H3
Uf = 9.81*1000*H1
dUf_2 = Uf - U2

command
apply remove      i=ni_N1,ni_N2      j=nj_N_base
apply pressure U2 var dUf_2 0 i=ni_N2,nodo_U_f      j=nj_N_base
apply pressure U1      i=ni_N1,nodo_U_f      j=nj_N_base
apply remove      i=ni_N1,ni_N2      j=nj_N_cim
;apply pressure U2 var dUf_2 0 i=ni_N2,nodo_U_f_cim      j=nj_N_cim
;apply pressure U1      i=ni_N1,nodo_U_f_cim      j=nj_N_cim
endcommand

endif

end

```

;EVALUACION DE APERTURA DE GRIETA Y PROPAGACION

```

def propaga_m10

estabiliza = 0
nodo_U_i = 1
loop while estabiliza = 0
calc_large_m10
grieta_m10
nodo_sub
nueva_sub
endloop

end

```

;DEFINICION DE LOS REGISTROS A ALMACENAR

```

def registro_m10

command
;hist 1
hist xdis i 11 j 21
;hist 2
hist desp_lim_x
;hist 3
hist desp_lim_y
;hist 4
hist syy i 1 j 21
;hist 5
hist syy i 10 j 21

```

```
endcommand
```

```
end
```

;FUNCION DE CALCULO DE TENSIONES

```
def calc_tens_m10
```

```
control
hid_m10
sedim_m10
drenes_m10
rec_pos_ini_m10
ini_mod_m10
supr_fuerza_m10
int_val_m10
calc_small_m10
```

```
if equilibrio = 1 then
  datos_hid_sed_m10
  calc_large_m10
```

```
  if equilibrio = 1 then
    datos_sub_ini_m10
    calc_large_m10
    lista
    propaga_m10
  else
  endif
```

```
else
endif
```

```
end
```

;FUNCION FISH DE ALMACENAMIENTO DE TENSIONES EN LA BASE

```
def tens_base
```

```
array tensiones(100)
n_nodos = 0
punto = imem(int_pnt + $kicbpt)
loop while punto # 0
  n_nodos = n_nodos + 1
```

```
  if fmem(punto+$kidlen) > 0 then
    tensiones(n_nodos) = string(fmem(punto+$kidfn)/fmem(punto+$kidlen))
    err = out(string(fmem(punto+$kidfn)/fmem(punto+$kidlen)))
    punto = imem(punto)
  else
    tensiones(n_nodos) = string(0)
    err = out(string(0))
    punto = imem(punto)
  endif
```

```
end_loop
```

```
err = open(resultados,1,1)
err = write(tensiones,n_nodos)
err = close
```

```
end
```

;ZONA FLAC

```
geom_cim_m10
prop_cim_m10
cont_cim_m10
;Desarrollo de tensiones en el cimiento
set g=9.81
```

```
set force=10
set sratio=0
solve
ini_cim_m10
geom_presa_m10
pos_ini_m10
prop_presa_m10
int_geo_m10
calc_tens_m10
registro_m10
set resultados = 'III80.txt'
tens_base
save III80.sav
```

Apéndice 5

Influencia del tamaño de malla sobre los resultados del modelo numérico FLAC

A5.1.- Introducción

Para evaluar la influencia que el tamaño de malla escogido para modelar la presa puede tener sobre el comportamiento del modelo, se ha realizado un examen de los resultados obtenidos con diversas mallas de cálculo sobre la geometría de la presa de estudio. El estudio se centra principalmente en la influencia del tamaño de malla sobre las tensiones evaluadas en la interfaz, y la consiguiente repercusión sobre la apertura y propagación de una grieta en el contacto presa-cimiento. La geometría de la presa es la recogida en la Figura A5.1.

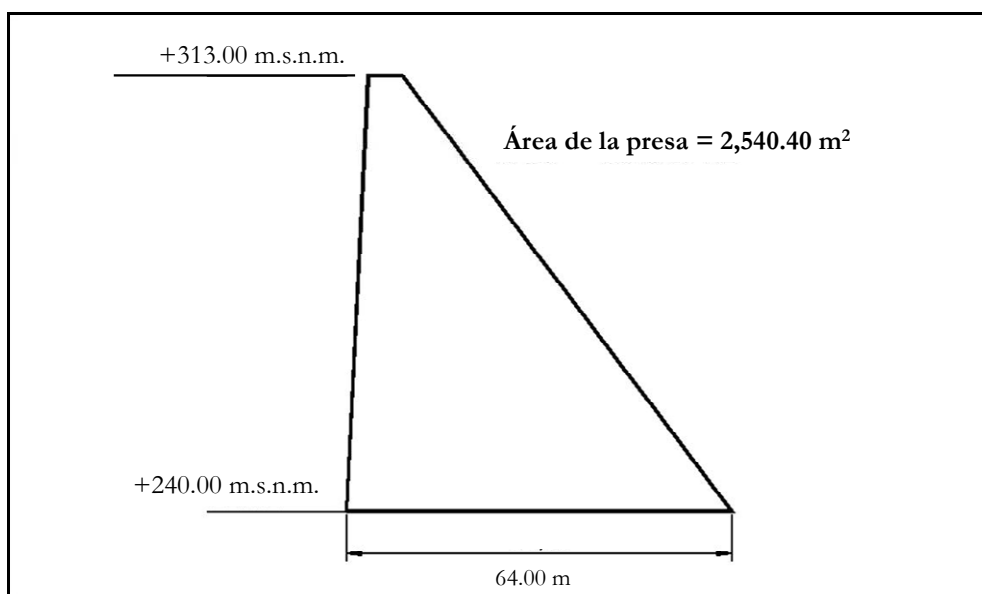


Figura A5.1: Dimensiones de la presa de estudio

Se emplea un modelo constitutivo elástico y lineal tanto en la presa como en el cimiento, con una única interfaz, que es el contacto entre presa y cimiento.

El modelo constitutivo empleado para modelar este contacto es el de Mohr-Coulomb, sin dilatación, y con una cierta resistencia a la tracción en la interfaz. Los tres parámetros que gobiernan el comportamiento de la misma son, pues, el ángulo de fricción en el contacto, ϕ , la cohesión en el contacto, c , y la tensión de tracción movilizable, σ_{ti} .

Se ha utilizado el código bidimensional en diferencias finitas FLAC 2D (Itasca Consulting Group, Inc., 1994), que permite la simulación del comportamiento de medios continuos, reproduciendo los fenómenos de interacción entre los mismos. El código utiliza un esquema lagrangiano de resolución explícito de las ecuaciones del movimiento, con referencias a la malla deformada.

Las propiedades básicas de los materiales se recogen en el Cuadro A5.1. Las propiedades de la interfaz presa-cimiento se recogen en el Cuadro A5.2. Como se observa, se considera que en la interfaz puede movilizarse una resistencia a la tracción de 0.9 MPa.

Cuadro A5.1. Propiedades del hormigón y de la roca de cimentación

| Parámetro | Hormigón | Cimiento |
|-------------------------------|----------|----------|
| Módulo de elasticidad (MPa) | 15000 | 52663 |
| Módulo de Poisson | 0.24 | 0.26 |
| Densidad (kg/m ³) | 2350 | 2670 |

Cuadro A5.2. Propiedades de la interfaz presa-cimiento

| Parámetro | Valor |
|------------------------------|-------|
| Cohesión pico (MPa) | 1.0 |
| Resistencia a tracción (MPa) | 0.9 |
| Ángulo de fricción (°) | 45 |

Como acciones se consideran el peso propio, el empuje hidrostático horizontal debido a la altura de agua en el embalse, y la subpresión en la base de la presa teniendo en cuenta la presencia de la pantalla de drenaje a 10.50 m del paramento de aguas arriba.

Se consideran 3 hipótesis de carga tipo diferentes:

- La hipótesis de carga nº1 considera únicamente el peso propio de la presa y el empuje hidrostático del embalse correspondiente al Nivel Máximo Normal (N.M.N.), a la cota 320 m.s.n.m., es decir, con 80 m de agua sobre cimientos.
- La hipótesis de carga nº2 considera el peso propio de la presa, el empuje hidrostático N.M.N. y la subpresión en la interfaz presa-cimiento, teniendo en cuenta que los drenes son eficaces. El valor de la subpresión bajo el pie de aguas arriba es igual al valor de la presión correspondiente a la altura de embalse considerada. La distribución adoptada para la subpresión corresponde al caso en que no se forma grieta, y se considera invariable, independientemente de que se forme o no la grieta.

- La hipótesis de carga n°3 es básicamente igual a la n°2 pero permitiendo la actualización del valor de la subpresión dentro de la zona fisurada, de modo que en caso de que se forme grieta, la presión hidrostática en toda la longitud de la misma es constante e igual a la presión bajo el pie de aguas arriba de la presa.

Se estudian las siguientes geometrías:

- Malla con zonas de 1.00 m de longitud en la interfaz (64 zonas en la base)
- Malla con zonas de 3.556 m de longitud en la interfaz (18 zonas en la base)
- Malla con zonas de 8.00 m de longitud en la interfaz (8 zonas en la base)

Los resultados a comparar serán la distribución de tensiones resultante sobre la base, la longitud de la zona fisurada y los desplazamientos de la coronación.

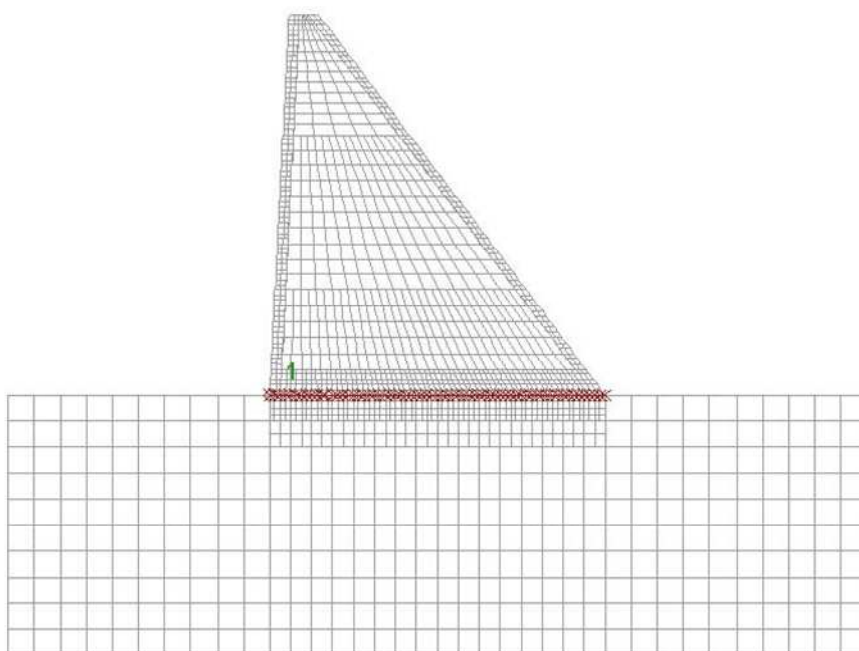


Figura A5.2: Malla con zonas de 1.00 m de longitud en la interfaz (64 zonas en la base)

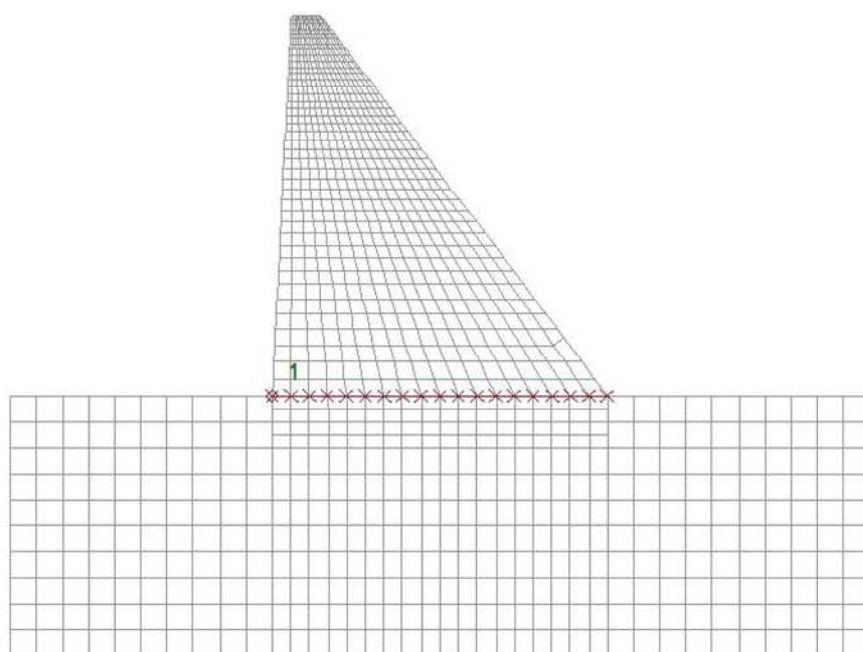


Figura A5.3: Malla con zonas de 3.556 m de longitud en la interfaz (18 zonas en la base)

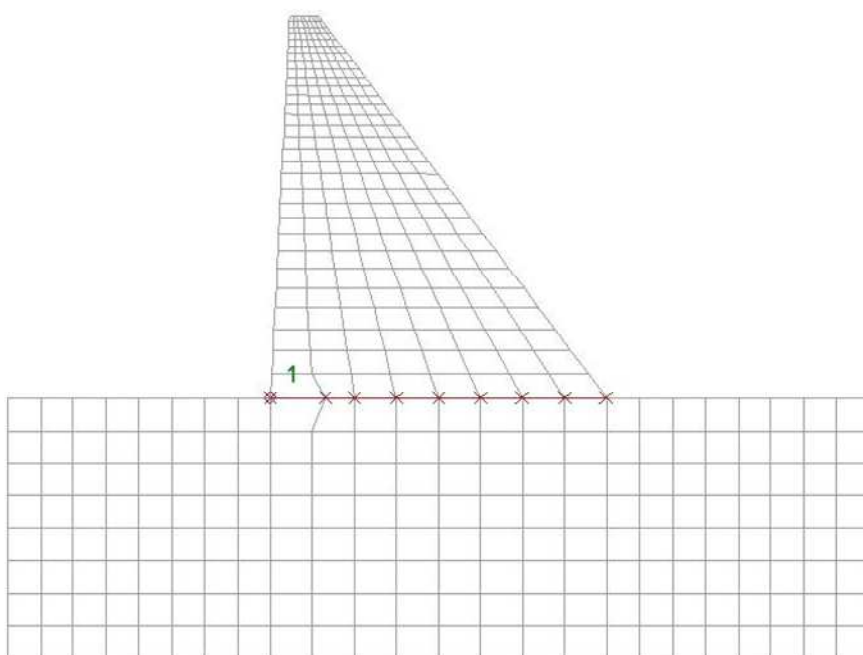


Figura A5.4: Malla con zonas de 8.00 m de longitud en la interfaz (8 zonas en la base)

A5.2.- Resultados obtenidos

Las longitudes de zona fisurada obtenidas se resumen en el Cuadro A5.3 y los desplazamientos en coronación en el Cuadro A5.4.

Cuadro A5.3. Longitudes de zona fisurada (m)

| | Hipótesis de carga nº1 | Hipótesis de carga nº2 | Hipótesis de carga nº3 |
|----------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| Malla 1 m | 0-1 m | 8-9 m | 26 – 27 m |
| Malla 3.556 m | 0 m | 3.55 – 7.10 m | 3.55 – 7.10 m |
| Malla 8 m | 0 m | 0 – 8 m | 0 – 8 m |

Cuadro A5.4. Desplazamientos en coronación

| Hipótesis de carga | 1 | 2 | 3 |
|----------------------|---------|---------|----------|
| Malla 1 m | 7.75 mm | 8.76 mm | 11.29 mm |
| Malla 3.556 m | 7.68 mm | 8.47 mm | 8.54 mm |
| Malla 8 m | 7.34 mm | 8.38 mm | 8.39 mm |

En las figuras A5.6 a A5.7 se recoge la comparativa entre las distribuciones de tensiones obtenidas para las 3 hipótesis de carga analizadas.

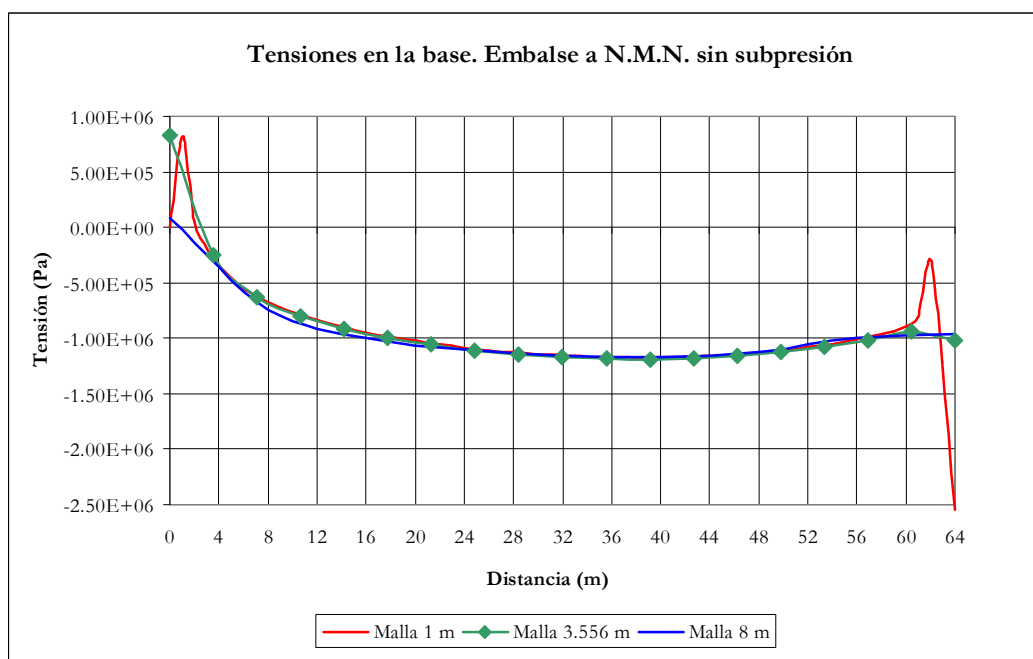


Figura A5.5: Distribución de tensiones en la base para la hipótesis de carga nº1

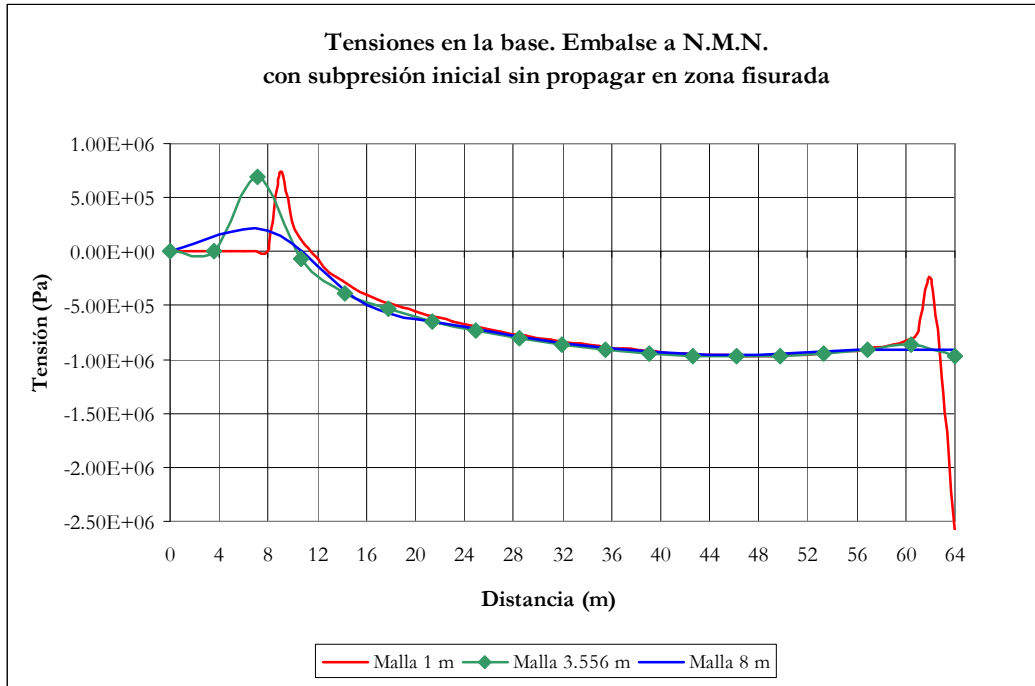


Figura A5.6: Distribución de tensiones en la base para la hipótesis de carga nº2

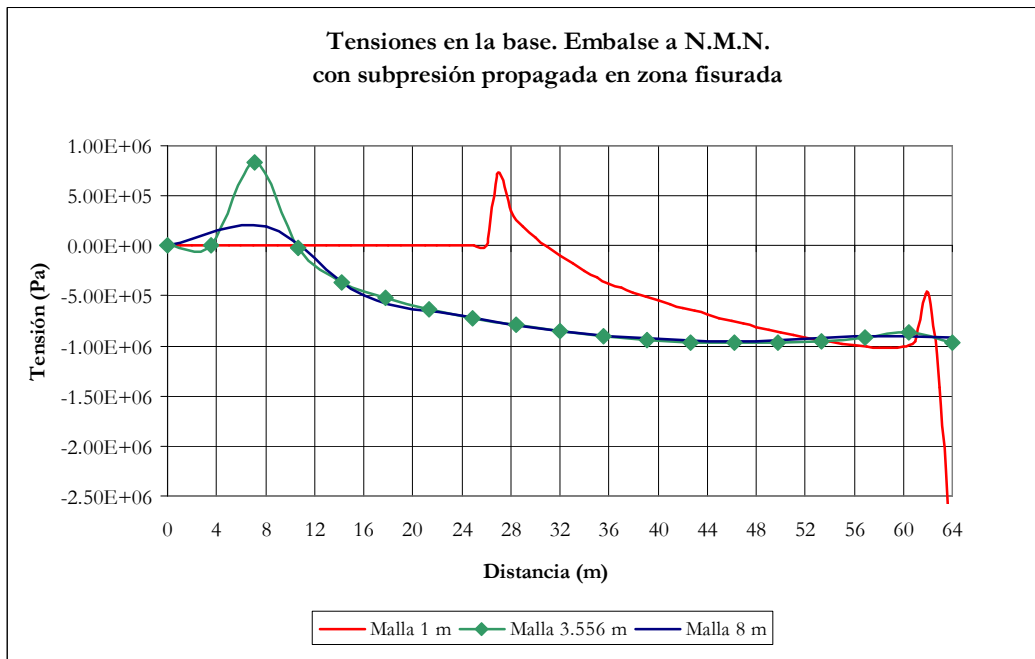


Figura A5.7: Distribución de tensiones en la base para la hipótesis de carga nº3

Como se puede observar, los tamaños de malla más pequeños generan concentraciones de tensiones en los extremos de las interfaces y en los frentes de abertura, siendo el valor de los picos de tensión inversamente proporcionales al tamaño de malla considerado. En el caso de la malla de 1 m este fenómeno da lugar a la predicción de formación de fisuras de mayor longitud, así como picos de tensión muy pronunciados en el pie de aguas abajo.

Los modelos de mallas menos densas reproducen muy bien la distribución tensional bajo la presa, suavizando la concentración de tensiones en los extremos, y proporcionando estimaciones coherentes de la longitud de la zona comprimida de la base, con mucho menos tiempo de cálculo.

De igual modo, la estimación de los desplazamientos en coronación obtenida con mallas menos densas aproxima muy bien la obtenida con mallas de mayor detalle, por lo que no se justifica el mayor tiempo de cálculo que requieren estas últimas en virtud de la mejor aproximación obtenida.

De acuerdo con lo anterior y teniendo en cuenta que para una presa de gravedad similar, como es la recogida en el Apéndice nº4, ICOLD propuso la resolución mediante modelos con zonas del orden de 6 m de longitud en la interfaz (véase Jefferson [72]), parece razonable plantear el modelo con tamaños de malla con longitudes de entre 4 y 8 m en la interfaz.

Teniendo en cuenta que el mayor número de nodos en el modelo produce incrementos en los tiempos de cálculo, y a la vista de los resultados obtenidos, se propone para el modelo de la presa de estudio una malla con 12 zonas distribuidas a lo largo de los 64 m del contacto presa-cimiento, con una longitud de 5.333 m cada una de ellas.

Apéndice 6

Rutinas en *FLAC*

A6.1.- Introducción

Se adjunta en el presente Apéndice n°6 las rutinas de cálculo “tipo” empleadas con el código FLAC. A partir de estas rutinas base se han elaborado todos los cálculos recogidos en la presente Tesis Doctoral.

Las rutinas se exponen de acuerdo con la siguiente secuencia: en primer lugar se incluyen los algoritmos elaborados con el lenguaje de programación interno de FLAC, denominado FISH, y que formalmente quedan englobados en el archivo ‘FUNCIONES.fis’, y a continuación se exponen las rutinas tipo en FLAC, elaboradas a partir de varios de los algoritmos de cálculo FISH.

Las rutinas de FLAC para cálculos de fiabilidad de Nivel 1 en Escenario Hidrológico (obtención de coeficientes de seguridad) incluyen dos esquemas tipo: uno orientado al cálculo tenso-deformacional correspondiente a los valores medios de la variables, y un segundo esquema de obtención del coeficiente de seguridad por medio de la degradación progresiva de parámetros. Estos dos esquemas tipo dan lugar a archivos ‘*.dat’, ejecutables en FLAC, denominados ‘sXXX_m_ee.dat’ para tensiones (**s**: stress; **XXX**: nivel de embalse; **m**: interfaz tipo Mohr-Coulomb; **ee**: modelo elástico y lineal para presa y cimiento) y ‘2LXXX_m_ee.dat’ para búsqueda del coeficiente de seguridad (**2**: número de variables aleatorias; **L**: búsqueda por degradación lineal de parámetros; **XXX**: nivel de embalse; **m**: interfaz tipo Mohr-Coulomb; **ee**: modelo elástico y lineal para presa y cimiento).

De igual modo, para el Escenario Sísmico se elaboran los archivos ‘a_Y_YY_sXXX.dat’ (**a**: aceleración sísmica; **Y_YY**: valor de la aceleración sísmica en fracción de g; **s**: stress; **XXX**: nivel de embalse), para la determinación del estado tenso-deformacional, así como los archivos y ‘a_Y_YY_2LXXX.dat’, que permiten la obtención de los valores últimos para calcular el coeficiente de seguridad.

Las rutinas de FLAC para cálculos de fiabilidad de Nivel 3 por el método de las curvas límite persiguen la obtención de los valores últimos, variando únicamente el punto inicial de la trayectoria de degradación de los parámetros. En este caso se calculan 5 trayectorias en cada caso. En Escenario Hidrológico los archivos presentan la forma '2LXXX_pZ.dat' (**2**: número de variables aleatorias; **L**: búsqueda por degradación lineal de parámetros; **XXX**: nivel de embalse; **p**: punto de inicio de trayectoria; **Z**: número de trayectoria). En Escenario Sísmico, de forma análoga, los archivos se nombran con el formato 'a_Y_YY_2LXXX_pZ.dat'.

A6.2.- Algoritmos de cálculo en lenguaje de programación *FISH*

;1.- GEOMETRÍA DEL TERRENO. MODELO ELASTICO

```
def geo_fou_e

command
model elastic i=1,8 j=1,8
generate -120,-80 -120,0 0,0 0,-80 i=1,9 j=1,9
m e i 9,20 j 1,8
gen 0,-80 0,0 64,0 64,-80 i 9,21 j 1,9
m e i 21,28 j 1,8
gen 64,-80 64,0 184,0 184,-80 i 21,29 j 1,9
endcommand

end
```

;2.- GEOMETRÍA DEL TERRENO. MODELO PLASTICO

```
def geo_fou_m

command
model mohr i=1,8 j=1,8
generate -120,-80 -120,0 0,0 0,-80 i=1,9 j=1,9
m m i 9,20 j 1,8
gen 0,-80 0,0 64,0 64,-80 i 9,21 j 1,9
m m i 21,28 j 1,8
gen 64,-80 64,0 184,0 184,-80 i 21,29 j 1,9
endcommand

end
```

;3.- GEOMETRÍA PRESA POR ALIVIADERO Y DATOS GEOMÉTRICOS GENERALES. MODELO ELASTICO

```
def geo_dam_e

command
m e i 1,12 j 12,41
gen 0,0 3.65,73.00 9.25,73.00 64.00,0.00 i 1,13 j 12,42 (ratio 1.00,0.95)
;Para la aplicación de la presión del agua sobre el terreno bajo la presa
;se lleva un nodo a la vertical de la pantalla de drenes
ini x 10.50 i 11 j 9
ini x 10.50 i 3 j 12
;Ajuste para aplicar el empuje aguas abajo a 26 m
ini x 44.50 y 26 i 13 j 18
endcommand
```

```
N_top = 313.00
nj_N_top = 42
N_base = 240.00
nj_N_base = 12
N_fou = 240.00
nj_N_fou = 9
N_terr = 240
nj_N_terr = 9
L_base = 64.00
```

```
end
```

;4.- GEOMETRÍA PRESA POR ALIVIADERO Y DATOS GEOMÉTRICOS GENERALES. MODELO PLASTICO

```
def geo_dam_m
```

```
command
```

```
m m i 1,12 j 12,41
```

```
gen 0,0 3.65,73.00 9.25,73.00 64.00,0.00 i 1,13 j 12,42 (ratio 1.00,0.95)
```

```
;Para la aplicación de la presión del agua sobre el terreno bajo la presa
```

```
;se lleva un nodo a la vertical de la pantalla de drenes
```

```
ini x 10.50 i 11 j 9
```

```
ini x 10.50 i 3 j 12
```

```
;Ajuste para aplicar el empuje aguas abajo a 26 m
```

```
ini x 44.50 y 26 i 13 j 18
```

```
endcommand
```

```
N_top = 313.00
```

```
nj_N_top = 42
```

```
N_base = 240.00
```

```
nj_N_base = 12
```

```
N_fou = 240.00
```

```
nj_N_fou = 9
```

```
N_terr = 240
```

```
nj_N_terr = 9
```

```
L_base = 64.00
```

```
end
```

;5.- CONDICIONES DE CONTORNO

```
def boundary
```

```
command
```

```
fix x i 1 j 1,9
```

```
fix x i 29 j 1,9
```

```
fix y j 1
```

```
endcommand
```

```
end
```

;6.- INICIALIZACION DEL CIMIENTO

```
def ini_fou
```

```
command
```

```
ini sxx 0 syy 0 sxy 0 i 1,28 j 1,8
```

```
ini xdis 0 ydis 0 xvel 0 yvel 0 i 1,29 j 1,9
```

```
endcommand
```

```
end
```

;7.- INICIALIZACION DEL MODELO

```
def ini_mod

command
ini sxx 0 syy 0 sxy 0 szz 0   i 1,28 j 1,41
ini xdis 0 ydis 0 xvel 0 yvel 0 i 1,29 j 1,42
endcommand

end
```

;8.- INICIALIZACION DE LA PRESA

```
def ini_disp_mod

command
ini xdis 0 ydis 0 xvel 0 yvel 0 i 1,29 j 1,42
endcommand

end
```

;9.- COORDENADAS INICIALES DE LA MALLA

```
def coor_ini

loop node_i (1,29)
  loop node_j (1,42)
    ex_1(node_i,node_j) = x(node_i,node_j)
    ex_2(node_i,node_j) = y(node_i,node_j)
  endloop
endloop

end
```

;10.- RECUPERACION DE COORDENADAS INICIALES DE MALLA

```
def reset_coor_ini

loop node_i (1,29)
  loop node_j (1,42)
    reset_x = ex_1(node_i,node_j)
    reset_y = ex_2(node_i,node_j)

    command
    ini x = reset_x i=node_i j=node_j
    ini y = reset_y i=node_i j=node_j
    endcommand

  endloop
endloop

end
```

;11.- PROPIEDADES ESTATICAS DE LOS MATERIALES DEL CIMIENTO. MODELO ELASTICO ;AJUSTE SERAFIM & PEREIRA A PARTIR DE DATOS DE ESTACIONES GEOMECANICAS

```
def sta_fou_e

dens_fou = 2670.00
E_fou_sta = 5450.00e6
v_fou_sta = 0.26
k_fou_sta = E_fou_sta / (3*(1-2*v_fou_sta))
```



```

g_fou_sta = E_fou_sta / (2*(1+v_fou_sta))
k_fou = k_fou_sta
g_fou = g_fou_sta

```

```

command
prop dens=dens_fou      j=1,10
prop bulk=k_fou shear=g_fou  j=1,10
endcommand

```

```
end
```

**;12.- PROPIEDADES ESTATICAS DE LOS MATERIALES DEL CIMIENTO. MODELO ELASTICO
;AJUSTE A DATOS DE ENSAYO PRESIOMETRICO**

```
def sta_fou_e_presiometrico
```

```

dens_fou = 2670.00
E_fou_sta = 33154.00e5
v_fou_sta = 0.26
k_fou_sta = E_fou_sta / (3*(1-2*v_fou_sta))
g_fou_sta = E_fou_sta / (2*(1+v_fou_sta))
k_fou = k_fou_sta
g_fou = g_fou_sta

```

```

command
prop dens=dens_fou      j=1,10
prop bulk=k_fou shear=g_fou  j=1,10
endcommand

```

```
end
```

**;13.- PROPIEDADES ESTATICAS DE LOS MATERIALES DEL CIMIENTO. MODELO ELASTICO
;AJUSTE A DATOS DE ENSAYO SOBRE PROBETA**

```
def sta_fou_e_probeta
```

```

dens_fou = 2670.00
E_fou_sta = 529320.00e5
v_fou_sta = 0.26
k_fou_sta = E_fou_sta / (3*(1-2*v_fou_sta))
g_fou_sta = E_fou_sta / (2*(1+v_fou_sta))
k_fou = k_fou_sta
g_fou = g_fou_sta

```

```

command
prop dens=dens_fou      j=1,10
prop bulk=k_fou shear=g_fou  j=1,10
endcommand

```

```
end
```

;14.- PROPIEDADES ESTATICAS DE LOS MATERIALES DEL CIMIENTO. MODELO MOHR-COULOMB

```
def sta_fou_m
```

```

dens_fou = 2670.00
E_fou_sta = 6032.00e6
v_fou_sta = 0.26
phi_fou = 50.00
coh_fou = 5.30e5
sigt_fou = 1.00e5
k_fou_sta = E_fou_sta / (3*(1-2*v_fou_sta))
g_fou_sta = E_fou_sta / (2*(1+v_fou_sta))
k_fou = k_fou_sta
g_fou = g_fou_sta

```

```
command
```

```
prop dens=dens_fou      j=1,10
prop bulk=k_fou shear=g_fou  j=1,10
prop fric=phi_fou coh=coh_fou ten=sigt_fou j=1,10
endcommand

end
```

;15.- PROPIEDADES ESTATICAS DE LOS MATERIALES DE LA PRESA. MODELO ELASTICO

```
def sta_dam_e

dens_dam = 2350.00
E_dam_sta = 150000.00e5
v_dam_sta = 0.24
k_dam_sta = E_dam_sta / (3*(1-2*v_dam_sta))
g_dam_sta = E_dam_sta / (2*(1+v_dam_sta))
;k_dam_sta = 9.6154e9
;g_dam_sta = 6.0484e9
k_dam = k_dam_sta
g_dam = g_dam_sta

command
prop dens=dens_dam      j=12,41
prop bulk=k_dam shear=g_dam  j=12,41
endcommand

end
```

;16.- PROPIEDADES ESTATICAS DE LOS MATERIALES DE LA PRESA. MODELO MOHR-COULOMB

```
def sta_dam_m

dens_dam = 2350.00
k_dam_sta = 9.6154e9
g_dam_sta = 6.0484e9
phi_dam = 58.00
coh_dam = 25.00e5
sigt_dam = 14.71e5
k_dam = k_dam_sta
g_dam = g_dam_sta

command
prop dens=dens_dam      j=12,41
prop bulk=k_dam shear=g_dam  j=12,41
prop fric=phi_dam coh=coh_dam ten=sigt_dam j=12,41
endcommand

end
```

;17.- INTERFAZ ENTRE PRESA Y CIMIENTO. GEOMETRIA Y RIGIDEZ

```
def geo_interface

command
Interface 1 Aside from 9,9 to 21,9 Bside from 1,12 to 13,12
endcommand

dz_min_dam = y(1,13) - y(1,12)
dz_min_fou = y(9,9) - y(9,8)
rig_dam = (k_dam + (4.0*g_dam/3.0)) / dz_min_dam
rig_fou = (k_fou + (4.0*g_fou/3.0)) / dz_min_fou
rig_int = 10 * max(rig_dam,rig_fou)
rig_kn = rig_int
rig_ks = rig_int

end
```

;18.- ASIGNACION DE VALORES A LA INTERFAZ. MODELO 'GLUE' DE INTERFAZ FIJA

```
def int_glue

command
int 1 glue kn=rig_kn ks=rig_ks
endcommand

end
```

;19.- ASIGNACION DE VALORES A LA INTERFAZ. MODELO MOHR-COULOMB

```
def int_mohr

command
int 1 kn=rig_kn ks=rig_ks fric=phi_int coh=coh_int tbond=sigma_int
endcommand

end
```

;20.- EMPUJE HIDROSTATICO: NIVELES Y NODOS DE APLICACION

```
def data_hid_268

;Caso Nivel 1 = 268.00 Nivel 2 = 266
N1 = 268.00
ni_N1 = 1
nj_N1 = 19
N2 = 266.00
ni_N2 = 13
nj_N2 = 18
;Peso agua sobre terreno aguas arriba
ni_W11 = 1
ni_W12 = 9
nj_W1 = 9
;Peso agua sobre terreno bajo presa
ni_WP1 = 9
ni_WP2 = 21
nj_WP = 9
;Peso agua sobre terreno aguas abajo
ni_W21 = 21
ni_W22 = 29
nj_W2 = 9

end
```

```
def data_hid_300

;Caso Nivel 1 = 300.00 Nivel 2 = 266
N1 = 300.00
ni_N1 = 1
nj_N1 = 32
N2 = 266.00
ni_N2 = 13
nj_N2 = 18
;Peso agua sobre terreno aguas arriba
ni_W11 = 1
ni_W12 = 9
nj_W1 = 9
;Peso agua sobre terreno bajo presa
ni_WP1 = 9
ni_WP2 = 21
nj_WP = 9
;Peso agua sobre terreno aguas abajo
ni_W21 = 21
```

```
ni_W22 = 29  
nj_W2 = 9
```

```
end
```

```
def data_hid_313
```

```
;Caso Nivel 1 = 313.00 Nivel 2 = 266  
N1 = 313.00  
ni_N1 = 1  
nj_N1 = 42  
N2 = 266.00  
ni_N2 = 13  
nj_N2 = 18  
;Peso agua sobre terreno aguas arriba  
ni_W11 = 1  
ni_W12 = 9  
nj_W1 = 9  
;Peso agua sobre terreno bajo presa  
ni_WP1 = 9  
ni_WP2 = 21  
nj_WP = 9  
;Peso agua sobre terreno aguas abajo  
ni_W21 = 21  
ni_W22 = 29  
nj_W2 = 9
```

```
end
```

```
def data_hid_320
```

```
;Caso Nivel 1 = 320.00 Nivel 2 = 266  
N1 = 320.00  
ni_N1 = 1  
nj_N1 = 42  
N2 = 266.00  
ni_N2 = 13  
nj_N2 = 18  
;Peso agua sobre terreno aguas arriba  
ni_W11 = 1  
ni_W12 = 9  
nj_W1 = 9  
;Peso agua sobre terreno bajo presa  
ni_WP1 = 9  
ni_WP2 = 21  
nj_WP = 9  
;Peso agua sobre terreno aguas abajo  
ni_W21 = 21  
ni_W22 = 29  
nj_W2 = 9
```

```
end
```

```
def data_hid_322.50
```

```
;Caso Nivel 1 = 322.50 Nivel 2 = 266  
N1 = 322.50  
ni_N1 = 1  
nj_N1 = 42  
N2 = 266.00  
ni_N2 = 13  
nj_N2 = 18  
;Peso agua sobre terreno aguas arriba  
ni_W11 = 1  
ni_W12 = 9  
nj_W1 = 9  
;Peso agua sobre terreno bajo presa
```

```

ni_WP1 = 9
ni_WP2 = 21
nj_WP = 9
;Peso agua sobre terreno aguas abajo
ni_W21 = 21
ni_W22 = 29
nj_W2 = 9

```

end

```
def data_hid_326
```

```

;Caso Nivel 1 = 326 Nivel 2 = 266
N1 = 326.00
ni_N1 = 1
nj_N1 = 42
N2 = 266.00
ni_N2 = 13
nj_N2 = 18
;Peso agua sobre terreno aguas arriba
ni_W11 = 1
ni_W12 = 9
nj_W1 = 9
;Peso agua sobre terreno bajo presa
ni_WP1 = 9
ni_WP2 = 21
nj_WP = 9
;Peso agua sobre terreno aguas abajo
ni_W21 = 21
ni_W22 = 29
nj_W2 = 9

```

end

```
def data_hid_331.70
```

```

;Caso Nivel 1 = 331.70 Nivel 2 = 266
N1 = 331.70
ni_N1 = 1
nj_N1 = 42
N2 = 266.00
ni_N2 = 13
nj_N2 = 18
;Peso agua sobre terreno aguas arriba
ni_W11 = 1
ni_W12 = 9
nj_W1 = 9
;Peso agua sobre terreno bajo presa
ni_WP1 = 9
ni_WP2 = 21
nj_WP = 9
;Peso agua sobre terreno aguas abajo
ni_W21 = 21
ni_W22 = 29
nj_W2 = 9

```

end

;21.- EMPUJE SEDIMENTOS

```
def data_sed

N_sed = 257.25
ni_N_sed = 1
nj_N_sed = 16
weight_sed_subm = 8567.00 ;N/m3
Ke_sed = 0.415

end
```

;22.- SISTEMA DE DRENAJE

```
def data_drains

;#1 Galería de drenaje
N4 = 269.50
X_gal = 10.50
ni_drain_dam = 3
ni_drain_fou = 11
;#2 Coeficiente ineficiencia de drenes
K_drain = 0.370
;#3 Coeficiente de sobrepresión por encima de NMN
alfa = 0.50

end
```

;23.- ELIMINACIÓN DE TODAS LAS FUERZAS DE CONTORNO

```
def remove_pres

command
;paramento aguas arriba
apply remove i ni_N1      j nj_N_base,nj_N_top
;paramento aguas abajo
apply remove i ni_N2      j nj_N_base,nj_N_top
;base de la presa
apply remove i ni_N1,ni_N2 j nj_N_base
;zona superior terreno aguas arriba
apply remove i ni_W11,ni_W12  j nj_W1
;zona superior terreno bajo la presa
apply remove i ni_WP1,ni_WP2  j nj_WP
;zona superior terreno aguas abajo
apply remove i ni_W21,ni_W22 j nj_W2
endcommand

end
```

;24.- DATOS PARA CALCULOS CON EMPUJES HIDROSTATICOS Y DE SEDIMENTOS

```
def apply_hid_sed

H_sed = N_sed - N_base
L_o_s = N1 - N_top

if L_o_s > 0 then
    P_hid_top = 9.81*1000*(N1-N_top)
else
    P_hid_top = 0
endif

P_hid_N_sed = 9.81*1000*(N1-N_sed)
P_hid_base = 9.81*1000*(N1-N_base)
P_hid_tail = 9.81*1000*(N2-N_base)
```

```

p_sed_base = weight_sed_subm * Ke_sed * H_sed
P1_1 = P_hid_base + P_sed_base
P1_2 = P_hid_N_sed
P1_3 = P_hid_top
Pw1 = P_hid_base
dP1_1 = - (P1_1 - P1_2)
dP1_2 = - (P1_2 - P1_3)
P2_1 = P_hid_tail
Pw2 = P_hid_tail
dP2_1 = -(P_hid_tail)

command
;aplicación del empuje aguas arriba
apply pressure P1_1 var 0 dP1_1 i ni_N1 j nj_N_base,nj_N_sed
apply pressure P1_2 var 0 dP1_2 i ni_N1 j nj_N_sed,nj_N1
;aplicación del empuje aguas abajo
apply pressure P2_1 var 0 dP2_1 i ni_N2 j nj_N_base,nj_N2
;aplicación del peso del agua sobre el terreno
apply pressure Pw1 i ni_W11,ni_W12 j nj_W1
apply pressure Pw2 i ni_W21,ni_W22 j nj_W2
endcommand

end

```

;25.- DATOS PARA CALCULO CON SUBPRESION INICIAL

```

def apply_uplift_ini

L_crack = 0
H1 = N1 - N_base
H2 = N2 - N_base

if N1 <= 320.00 then
    H1 = N1 - N_base
else
    H1 = 320.00 + alfa*(N1-320.00) - N_base
endif

H4 = N4 - N_base

if L_crack < X_gal then

if H4 > H2 then
    H3 = K_drain*(((L_base-X_gal)/(L_base-L_crack))*(H1-H2)+H2-H4)+H4
else
    H3 = K_drain*((L_base-X_gal)/(L_base-L_crack))*(H1-H2)+H2
endif

else
    H3 = H1
endif

U1 = 9.81*1000*H1
U2 = 9.81*1000*H2
U3 = 9.81*1000*H3
dU1_3 = U1 - U3
dU3_2 = U3 - U2

command
;aplicación subpresión inicial sobre la presa sin grieta
apply pressure U3 var dU1_3 0 i ni_drain_dam,ni_N1 j nj_N_base
apply pressure U2 var dU3_2 0 i ni_N2,ni_drain_dam j nj_N_base
;aplicación subpresión inicial sobre terreno sin grieta
apply pressure U3 var dU1_3 0 i ni_drain_fou,ni_WP1 j nj_WP
apply pressure U2 var dU3_2 0 i ni_WP2,ni_drain_fou j nj_WP
endcommand

end

```

;26.- PARAMETROS DE CONTROL DE LA SIMULACION

```

def control

steps_loop = 1.00e3
steps_max = 2.00e5
unbal_max = 1.00e1
disp_lim_max_x = 5.00e-2 ;en metros
disp_lim_max_y = 10.00e-2 ;en metros
disp_tol = 1e-5 ;en metros
itera = 0
delta_ru_max = 1.00e-2

end
    
```

;27.- CALCULO EN MODO 'SMALL STRAIN' (CONSERVANDO COORDENADAS INICIALES)

```

def calc_small

command
set equil = 0
set slide = 0
set go = 0
set num_steps = 0.00
endcommand

loop while go = 0
    control_1x = xdisp(13,12)
    control_1y = ydisp(1,12)

    command
    set small
    step steps_loop
    endcommand

    num_steps = num_steps + steps_loop
    control_2x = xdisp(13,12)
    control_2y = ydisp(1,12)
    disp_lim_x = xdisp(13,12)
    disp_lim_y = ydisp(1,12)

    if disp_lim_x > disp_lim_max_x then
        slide = 1
    else
    endif

    if disp_lim_y > disp_lim_max_y then
        slide = 1
    else
    endif

        if unbal > unbal_max then
            equil = 0
        else
            equil = 1
        endif

    if num_steps > steps_max then

        if abs(control_1x - control_2x) < disp_tol then
            equil = 1
        else
            slide = 1
        endif

        if abs(control_1y - control_2y) < disp_tol then
            equil = 1
        else
    
```



```

        slide = 1
    endif

    else
    endif

    command
    print control_1x
    print control_2x
    print control_1y
    print control_2y
    endcommand

    go = slide + equil
end_loop

command
set log on
print equil
print slide
print go
print iface
set log off
endcommand

end

```

;28.- CALCULO EN MODO 'LARGE STRAIN' (ACTUALIZANDO COORDENADAS DESPLAZADAS)

```

def calc_large

command
set equil = 0
set slide = 0
set go = 0
set num_steps = 0.00
endcommand

loop while go = 0
    control_1x = xdisp(13,12)
    control_1y = ydisp(1,12)

    command
    set large
    step steps_loop
    endcommand

    num_steps = num_steps + steps_loop
    control_2x = xdisp(13,12)
    control_2y = ydisp(1,12)
    disp_lim_x = xdisp(13,12)
    disp_lim_y = ydisp(1,12)

    if disp_lim_x > disp_lim_max_x then
        slide = 1
    else
    endif

    if disp_lim_y > disp_lim_max_y then
        slide = 1
    else
    endif

    if unbal > unbal_max then
        equil = 0
    else
        equil = 1
    endif
endloop

```

```
if num_steps > steps_max then

    if abs(control_1x - control_2x) < disp_tol then
        equil = 1
    else
        slide = 1
    endif

    if abs(control_1y - control_2y) < disp_tol then
        equil = 1
    else
        slide = 1
    endif

else
endif

command
print control_1x
print control_2x
print control_1y
print control_2y
endcommand

go = slide + equil
end_loop

command
set log on
print equil
print slide
print go
print iface
set log off
endcommand

end
```

;29.- CREACION DE LA LISTA DE ACCESO A LAS TENSIONES

```
def list

ip = int_pnt
loop while ip # 0
imem(ip + $kicext) = get_mem(2)
ip = imem(ip)
end_loop

end
```

;30.- DEFINICION DE LOS REGISTROS A ALMACENAR

```

def keep_history

command
;hist 1
hist xdis i 13 j Nj_N_base
;hist 2
hist disp_lim_x
;hist 3
hist disp_lim_y
;hist 4
hist syy i 1 j Nj_N_base
;hist 5
hist syy i 12 j Nj_N_base
endcommand

end

```

;31.- DEFINICION DE LOS REGISTROS A ALMACENAR EN CALCULO DE PUNTO SOBRE CURVA LIMITE

```

def keep_point_history

command
;hist 1
hist xdis i 13 j Nj_N_base
;hist 2
hist disp_lim_x
;hist 3
hist disp_lim_y
;hist 4
hist syy i 1 j Nj_N_base
;hist 5
hist syy i 12 j Nj_N_base
;hist 6
hist delta_ru
;hist 7
hist phi_1
;hist 8
hist phi_2
;hist 9
hist phi_int
;hist 10
hist coh_1
;hist 11
hist coh_2
;hist 12
hist coh_int
endcommand

end

```

;32.- CALCULO DE TENSIONES CON INTERFAZ 'GLUE' PARA DISTINTOS NIVELES

```

def stress_int_glue_268

control
data_hid_268
data_sed
data_drains
reset_coor_ini
ini_mod
remove_pres
int_glue
calc_small

```

```
    if equil = 1 then
ini_disp_mod
apply_hid_sed
calc_large

    if equil = 1 then
        apply_uplift_ini
        calc_large
        list
    else
    endif

    else
    endif

    end
```

```
def stress_int_glue_300
```

```
control
data_hid_300
data_sed
data_drains
reset_coor_ini
ini_mod
remove_pres
int_glue
```

```
calc_small
```

```
    if equil = 1 then
ini_disp_mod
apply_hid_sed
calc_large

    if equil = 1 then
        apply_uplift_ini
        calc_large
        list
    else
    endif

    else
    endif

    end
```

```
def stress_int_glue_313
```

```
control
data_hid_313
data_sed
data_drains
reset_coor_ini
ini_mod
remove_pres
int_glue
calc_small
```

```
    if equil = 1 then
ini_disp_mod
apply_hid_sed
calc_large

    if equil = 1 then
        apply_uplift_ini
        calc_large
        list
```

```

else
endif

    else
    endif

    end

    def stress_int_glue_320

control
data_hid_320
data_sed
data_drains
reset_coor_ini
ini_mod
remove_pres
int_glue
calc_small

    if equil = 1 then
ini_disp_mod
apply_hid_sed
calc_large

    if equil = 1 then
        apply_uplift_ini
        calc_large
        list
    else
    endif

    else
    endif

    end

    def stress_int_glue_322.50

control
data_hid_322.50
data_sed
data_drains
reset_coor_ini
ini_mod
remove_pres
int_glue
calc_small

    if equil = 1 then
ini_disp_mod
apply_hid_sed
calc_large

    if equil = 1 then
        apply_uplift_ini
        calc_large
        list
    else
    endif

    else
    endif

    end

```

```
def stress_int_glue_326

control
data_hid_326
data_sed
data_drains
reset_coor_ini
ini_mod
remove_pres
int_glue
calc_small

    if equil = 1 then
        ini_disp_mod
        apply_hid_sed
        calc_large

    if equil = 1 then
        apply_uplift_ini
        calc_large
        list

    else
    endif

    else
    endif

end
```

```
def stress_int_glue_331.70

control
data_hid_331.70
data_sed
data_drains
reset_coor_ini
ini_mod
remove_pres
int_glue
calc_small

    if equil = 1 then
        ini_disp_mod
        apply_hid_sed
        calc_large

    if equil = 1 then
        apply_uplift_ini
        calc_large
        list

    else
    endif

    else
    endif

end
```

;33.- CALCULO DE TENSIONES CON INTERFAZ TIPO MOHR-COULOMB

```
def stress_int_mohr

control
data_hid_320
data_sed
data_drains
```

```

reset_coor_ini
ini_mod
remove_pres
int_mohr
calc_small

    if equil = 1 then
ini_disp_mod
apply_hid_sed
calc_large

    if equil = 1 then
        apply_uplift_ini
        calc_large
        list

    else
    endif

    else
    endif

    end

```

;34.- EVALUACION DEL ALCANCE DE LA ZONA CON GRIETA

```

def opening

    ii = imem(int_pnt + $kicext)
    point = imem(int_pnt + $kicbpt)
    loop while point # 0

    If abs(fmem(point+$kidfn)) < 1 then

        if imem(point + $kidi) < 13 then

            if imem(point + $kidi) > imem(ii) then
                imem(ii) = imem(point + $kidi)
            else
            endif

        else
        endif

    else
    endif

    point = imem(point)
    end_loop

    end

```

;35.- DETERMINACION DEL NODO EN EL QUE SE CIERRA LA GRIETA

```

def closing_point
  if node_U_f = node_U_i then
    stable = 1
  else
    if node_U_f = ni_N2 then
      stable = 1
    else
      stable = 0
    endif
  endif

  node_u_i = node_u_f
  node_u_c = imem(ii)

  if node_u_c = 0 then
    node_u_f = node_u_c + 1
  else
    node_u_f = node_u_c
  endif

  node_u_f_fou = node_u_f + 10

end

```

;36.- DETERMINACION DE LA NUEVA SUBPRESION

```

def new_uplift
  if node_u_f < ni_drain_dam then
    if H4 > H2 then
      L_crack = x(node_u_f, Nj_N_base)
      H3 = K_drain*(((L_base-X_gal)/(L_base-L_crack))*(H1-H2)+H2-H4)+H4
      U1 = 9.81*1000*H1
      U2 = 9.81*1000*H2
      U3 = 9.81*1000*H3
      Uf = 9.81*1000*H1
      dUf_3 = Uf - U3
      dU3_2 = U3 - U2

      command
      apply remove      i=ni_N1,ni_N2          j=nj_N_base
      apply pressure U2 var dU3_2 0 i=ni_N2,ni_drain_dam      j=nj_N_base
      apply pressure U3 var dUf_3 0 i=ni_drain_dam,node_u_f    j=nj_N_base
      apply pressure U1      i=ni_N1,node_u_f      j=nj_N_base
      apply remove      i=ni_WP1,ni_WP2          j nj_WP
      apply pressure U2 var dU3_2 0 i=ni_WP2,ni_drain_fou      j=nj_WP
      apply pressure U3 var dUf_3 0 i=ni_drain_fou,node_U_f_fou  j=nj_WP
      apply pressure U1      i=ni_WP1,node_U_f_fou      j=nj_WP
      endcommand

    else
      L_crack = x(node_U_f, nj_N_base)
      H3 = K_drain*(((L_base-X_gal)/(L_base-L_crack))*(H1-H2)+H2)
      U1 = 9.81*1000*H1
      U2 = 9.81*1000*H2
      U3 = 9.81*1000*H3
      Uf = 9.81*1000*H1
      dUf_3 = Uf - U3
      dU3_2 = U3 - U2

      command
      apply remove      i=ni_N1,ni_N2          j=nj_N_base

```



```

    apply pressure U2 var dU3_2 0 i=ni_N2,ni_drain_dam      j=nj_N_base
    apply pressure U3 var dUf_3 0 i=ni_drain_dam,node_U_f  j=nj_N_base
    apply pressure U1      i=ni_N1,node_U_f      j=nj_N_base
    apply remove          i=ni_WP1,ni_WP2      j=nj_WP
    apply pressure U2 var dU3_2 0 i=ni_WP2,ni_drain_fou    j=nj_WP
    apply pressure U3 var dUf_3 0 i=ni_drain_fou,node_U_f_fou j=nj_WP
    apply pressure U1      i=ni_WP1,node_U_f_fou  j=nj_N_WP
    endcommand

endif

else
L_crack = x(node_U_f,nj_N_base)
H3 = H1
U1 = 9.81*1000*H1
U2 = 9.81*1000*H2
U3 = 9.81*1000*H3
Uf = 9.81*1000*H1
dUf_2 = Uf - U2

command
apply remove          i=ni_N1,ni_N2      j=nj_N_base
apply pressure U2 var dUf_2 0 i=ni_N2,node_U_f  j=nj_N_base
apply pressure U1      i=ni_N1,node_U_f  j=nj_N_base
apply remove          i=ni_WP1,ni_WP2  j=nj_WP
apply pressure U2 var dUf_2 0 i=ni_WP2,node_U_f_fou  j=nj_WP
apply pressure U1      i=ni_WP1,node_U_f_fou  j=nj_WP
endcommand

endif

end

```

;37.- EVALUACION DE APERTURA DE GRIETA Y PROPAGACIÓN

```

def crack

    stable = 0
    node_u_i = 1
    loop while stable = 0
    calc_large
    opening
    closing_point
    new_uplift
    end_loop

end

```

;38.- CALCULO DE TENSIONES CON INTERFAZ MOHR-COULOMB CON PROPAGACIÓN DE GRIETA

```

def stress_int_mohr_p_268

    control
    data_hid_268
    data_sed
    data_drains
    reset_coor_ini
    ini_mod
    remove_pres
    int_mohr
    calc_small

    if equil = 1 then
    ini_disp_mod
    apply_hid_sed
    calc_large

    if equil = 1 then

```

```
    apply_uplift_ini
    calc_large

    if equil = 1 then
        list
        crack
    else
    endif

else
endif

    else
    endif

end

def stress_int_mohr_p_300

control
data_hid_300
data_sed
data_drains
reset_coor_ini
ini_mod
remove_pres
int_mohr
calc_small

    if equil = 1 then
ini_disp_mod
apply_hid_sed
calc_large

    if equil = 1 then
        apply_uplift_ini
        calc_large

        if equil = 1 then
            list
            crack
        else
        endif

    else
    endif

end

def stress_int_mohr_p_313

control
data_hid_313
data_sed
data_drains
reset_coor_ini
ini_mod
remove_pres
int_mohr
calc_small

    if equil = 1 then
ini_disp_mod
apply_hid_sed
calc_large
```

```

if equil = 1 then
  apply_uplift_ini
  calc_large

  if equil = 1 then
    list
    crack
  else
  endif

else
endif

else
endif

end

def stress_int_mohr_p_320

control
data_hid_320
data_sed
data_drains
reset_coor_ini
ini_mod
remove_pres
int_mohr
calc_small

  if equil = 1 then
ini_disp_mod
apply_hid_sed
calc_large

if equil = 1 then
  apply_uplift_ini
  calc_large

  if equil = 1 then
    list
    crack
  else
  endif

else
endif

else
endif

end

```

```
def stress_int_mohr_p_322.5
```

```
  control
  data_hid_322.5
  data_sed
  data_drains
  reset_coor_ini
  ini_mod
  remove_pres
  int_mohr
  calc_small
```

```
  if equil = 1 then
  ini_disp_mod
  apply_hid_sed
  calc_large
```

```
  if equil = 1 then
    apply_uplift_ini
    calc_large
```

```
    if equil = 1 then
      list
      crack
    else
    endif
```

```
  else
  endif
```

```
  else
  endif
```

```
end
```

```
def stress_int_mohr_p_326
```

```
  control
  data_hid_326
  data_sed
  data_drains
  reset_coor_ini
  ini_mod
  remove_pres
  int_mohr
  calc_small
```

```
  if equil = 1 then
  ini_disp_mod
  apply_hid_sed
  calc_large
```

```
  if equil = 1 then
    apply_uplift_ini
    calc_large
```

```
    if equil = 1 then
      list
      crack
    else
    endif
```

```
  else
  endif
```

```
  else
  endif
```

```

end

def stress_int_mohr_p_331.7

control
data_hid_331.7
data_sed
data_drains
reset_coor_ini
ini_mod
remove_pres
int_mohr
calc_small

if equil = 1 then
ini_disp_mod
apply_hid_sed
calc_large

if equil = 1 then
apply_uplift_ini
calc_large

if equil = 1 then
list
crack
else
endif

else
endif

else
endif

end

```

**;39.- CALCULO DE TENSIONES CON INTERFAZ MOHR-COULOMB CON PROPAGACIÓN DE GRIETA
;CASO SISMICO**

```

def stress_int_mohr_p_268_sismo

control
data_hid_268
data_sed
data_drains
datos_sismo
reset_coor_ini
ini_mod
remove_pres
int_mohr
calc_small

if equil = 1 then
ini_disp_mod
apply_hid_sed
calc_large

if equil = 1 then
apply_uplift_ini
calc_large

if equil = 1 then
list
crack

if equil = 1 then
apply_hydrodin

```

```
        set_gravity
        calc_large
    else
    endif

    else
    endif

else
endif

    else
    endif

end

def stress_int_mohr_p_300_sismo

control
data_hid_300
data_sed
data_drains
datos_sismo
reset_coor_ini
ini_mod
remove_pres
int_mohr
calc_small

    if equil = 1 then
    ini_disp_mod
    apply_hid_sed
    calc_large

    if equil = 1 then
    apply_uplift_ini
    calc_large

        if equil = 1 then
        list
        crack

            if equil = 1 then
            apply_hydrodin
            set_gravity
            calc_large
            else
            endif

        else
        endif

    else
    endif

else
endif

    else
    endif

end

def stress_int_mohr_p_313_sismo

control
data_hid_313
data_sed
data_drains
datos_sismo
reset_coor_ini
```

```

ini_mod
remove_pres
int_mohr
calc_small

    if equil = 1 then
ini_disp_mod
apply_hid_sed
calc_large

    if equil = 1 then
        apply_uplift_ini
        calc_large

        if equil = 1 then
            list
            crack

            if equil = 1 then
                apply_hydrodin
                set_gravity
                calc_large
            else
            endif

        else
        endif

    else
    endif

    else
    endif

    end

def stress_int_mohr_p_320_sismo

control
data_hid_320
data_sed
data_drains
datos_sismo
reset_coor_ini
ini_mod
remove_pres
int_mohr
calc_small

    if equil = 1 then
ini_disp_mod
apply_hid_sed
calc_large

    if equil = 1 then
        apply_uplift_ini
        calc_large

        if equil = 1 then
            list
            crack

            if equil = 1 then
                apply_hydrodin
                set_gravity
                calc_large
            else
            endif

        else
        endif

    end

```

```

else
endif

else
endif

else
endif

end

```

;40.- APLICACION DEL EMPUJE HIDRODINAMICO SOBRE PARAMENTO AGUAS ARRIBA

```

def apply_hydrodin

deep_tot = N1 - N_base
loop node_j (13,41)
  Ny_node = N_base + y(ni_N1,node_j)
  deep_node = N1 - Ny_node
  Zone_up = y(ni_N1,node_j + 1) - y(ni_N1,node_j)
  zone_down = y(ni_N1,node_j) - y(ni_N1,node_j-1)
  zone_y = 0.5*zone_up + 0.5*zone_down

  if deep_node > 0 then
    pres_hydrodin = 0.875*a_hor_sismo*9.81*1000.0*sqrt(deep_tot*deep_node)
    force_hydrodin = pres_hydrodin*zone_y

    command
    apply xforce force_hydrodin i=ni_N1 j=node_j
    endcommand

  else
  endif

endloop

Ny_node_12 = N_base + y(ni_N1,12)
deep_node_12 = N1 - Ny_node_12
Zone_up_12 = y(ni_N1,13) - y(ni_N1,12)
zone_y_12 = 0.5*zone_up_12

if deep_node_12 > 0 then
  pres_hydrodin_12 = 0.875*a_hor_sismo*9.81*1000.0*sqrt(deep_tot*deep_node_12)
  force_hydrodin_12 = pres_hydrodin_12*zone_y_12

  command
  apply xforce force_hydrodin_12 i=ni_N1 j=12
  endcommand

else
endif

Ny_node_42 = N_base + y(ni_N1,42)
deep_node_42 = N1 - Ny_node_42
Zone_down_42 = y(ni_N1,42) - y(ni_N1,41)
zone_y_42 = 0.5*zone_down_42

if deep_node_42 > 0 then
  pres_hydrodin_42 = 0.875*a_hor_sismo*9.81*1000.0*sqrt(deep_tot*deep_node_42)
  force_hydrodin_42 = pres_hydrodin_42*zone_y_42

  command
  apply xforce force_hydrodin_42 i=ni_N1 j=42
  endcommand

else
endif

end

```


;41.- APLICACION DE LA ACCION INERCIAL SÍSMICA

```
def set_gravity

a_hor = 9.81*a_hor_sismo
a_ver = 9.81*(1 - a_ver_sismo)
a_total = ((a_hor^2)+(a_ver^2))^0.5
angulo_rad = atan(a_hor/a_ver)
angulo_deg = angulo_rad * 180/pi

command
set grav=a_total angulo_deg
endcommand

end
```

;42.- CALCULO DE VALORES INICIALES

```
def ini_points_1_2

phi_1 = (180/pi)*atan((tan(phi_min*(pi/180)))/SF_phi)
phi_2 = (180/pi)*atan((tan(phi_base*(pi/180)))/SF_phi)
coh_1 = coh_min/SF_coh
coh_2 = coh_base/SF_coh
phi_u_1 = phi_1 / phi_max
phi_u_2 = phi_2 / phi_max
coh_u_1 = coh_1 / coh_max
coh_u_2 = coh_2 / coh_max
ru_1 = ((phi_u_1)^2 + (coh_u_1)^2)^0.5
ru_2 = ((phi_u_2)^2 + (coh_u_2)^2)^0.5
delta_ru = ru_2 - ru_1

end
```

;43.- DETERMINACION DEL PUNTO DE CALCULO

```
def calc_point

phi_int = phi_1 + ((phi_2 - phi_1) / 2)
coh_int = coh_1 + ((coh_2 - coh_1) / 2)

end
```

;44.- CÁLCULO DE VALORES DE PUNTO PARA SIGUIENTE ITERACION

```

def new_points_1_2

  if slide = 1 then
    phi_1 = phi_int
    coh_1 = coh_int
  else
    phi_2 = phi_int
    coh_2 = coh_int
  endif

  phi_u_1 = phi_1 / phi_max
  phi_u_2 = phi_2 / phi_max
  coh_u_1 = coh_1 / coh_max
  coh_u_2 = coh_2 / coh_max
  ru_1 = ((phi_u_1)^2 + (coh_u_1)^2)^0.5
  ru_2 = ((phi_u_2)^2 + (coh_u_2)^2)^0.5
  delta_ru = ru_2 - ru_1
  itera = itera + 1

end

```

;45.- CALCULO DE VALORES LIMITE PARA 2 VARIABLES

```

def limit_point

  loop while abs(delta_ru) > delta_ru_max
  reset_coor_ini
  ini_mod
  remove_pres
  calc_point
  int_mohr
  calc_small

  if equil = 1 then
    ini_disp_mod
    apply_hid_sed
    calc_large

    if equil = 1 then
      apply_uplift_ini
      calc_large

      if equil = 1 then
        list
        crack
      else
      endif

    else
    endif

  else
  endif

  new_points_1_2

  endloop

end

```

;46.- FUNCION FISH DE ALMACENAMIENTO DE TENSIONES RESULTANTES EN LA BASE

```

def stress_base

array stress(100)
n_nodes = 0
point = imem(int_pnt + $kicbpt)
loop while point # 0
    n_nodes = n_nodes + 1

    if fmem(point+$kidlen) > 0 then
        stress(n_nodes) = string(fmem(point+$kidfn)/fmem(point+$kidlen))
        err = out(string(fmem(point+$kidfn)/fmem(point+$kidlen)))
        point = imem(point)
    else
        stress(n_nodes) = string(0)
        err = out(string(0))
        point = imem(point)
    endif

end_loop
err = open(results,1,1)
err = write(stress,n_nodes)
err = close

end

```

**;47.- CALCULO DE VALORES LIMITE PARA 2 VARIABLES
;CASO SISMICO - METODO PSEUDO-ESTATICO**

```

def limit_point_sismo

loop while abs(delta_ru) > delta_ru_max

command
set grav=9.81
endcommand

reset_coor_ini
ini_mod
remove_pres
calc_point
int_mohr
calc_small

if equil = 1 then
    ini_disp_mod
    apply_hid_sed
    calc_large

    if equil = 1 then
        apply_uplift_ini
        calc_large

        if equil = 1 then
            list
            crack

            if equil = 1 then
                apply_hydrodin
                set_gravity
                calc_large
            else
            endif

        else
        endif

    else
    endif

end_loop

```

```
else  
endif
```

```
else  
endif
```

```
new_points_1_2
```

```
endloop
```

```
end
```

A6.3.- Rutinas tipo en *FLAC* para análisis en Nivel 1

Rutinas tipo para cálculos tenso-deformacionales en Escenario Hidrológico. Formato de nombre de archivo tipo 'sXXX_m_ee.dat'.

Ejemplo. Archivo 's320_m_ee.dat'

```
new

config extra 2
grid 32,41
call int.fin

call funciones.fis

;-----ZONA FISH-----

    def data_interface

        phi_int = 50.00
        coh_int = 4.18e5
        sigma_int = 9.00e5

    end

;-----ZONA FLAC-----

geo_fou_e
sta_fou_e
boundary

;Stress development in foundation
set g 9.81
set force 10
set sratio 0
solve

ini_fou
geo_dam_e
coor_ini
sta_dam_e
geo_interface

data_interface

stress_int_mohr_p_320

keep_history

set results = 's320_m_ee.txt'
stress_base
save s320_m_ee.sav
```

Rutinas tipo para cálculo con degradación de parámetros y búsqueda del coeficiente de seguridad en Escenario Hidrológico. Formato de nombre de archivo tipo '2LXXX_m_ee.dat'

Ejemplo. Archivo '2L320_m_ee.dat'

```
new

config extra 2
grid 32,41
call int.fin
call funciones.fis

;-----ZONA FISH-----

    def data_2va

        phi_min = 0.00
        phi_max = 70.00
        coh_min = 0.00e5
        coh_max = 20.00e5
        phi_base = 50.00
        coh_base = 4.18e5
        sigma_int = 9.00e5
        SF_phi = 1.00
        SF_coh = 1.00

    end

;-----ZONA FLAC-----

geo_fou_e
sta_fou_e
boundary
;Stress development in foundation
set g 9.81
set force 10
set sratio 0
solve
ini_fou
geo_dam_e
coor_ini
sta_dam_e
geo_interface
control

data_hid_320
data_sed
data_drains
data_2va

ini_points_1_2
keep_point_history
limit_point

set results = '2L320_m_ee.txt'
stress_base
save 2L320_m_ee.sav
```

Rutinas tipo para cálculos tenso-deformacionales en Escenario Sísmico. Formato de nombre de archivo tipo 'a_Y_YY_sXXX.dat'

Ejemplo. Archivo 'a_0_06_s320.dat'

```

new

config extra 2
grid 32,41
call int.fin

call funciones.fis

;-----ZONA FISH-----

    def data_interface

        phi_int = 50.00
        coh_int = 4.18e5
        sigma_int = 9.00e5

    end

;DATOS SISMO

    def datos_sismo

        a_hor_base = 0.06
        coef_r_sismo = 1.50
        a_hor_sismo = a_hor_base/coef_r_sismo
        a_ver_sismo = 0.5 * a_hor_sismo

    end

;-----ZONA FLAC-----

geo_fou_e
sta_fou_e
boundary
;Stress development in foundation
set g 9.81
set force 10
set sratio 0
solve
ini_fou
geo_dam_e
coor_ini
sta_dam_e
geo_interface
data_interface

stress_int_mohr_p_320_sismo

keep_history

set results = 'a_0_06_s320.txt'
stress_base
save a_0_06_s320.sav
    
```

Rutinas tipo para cálculo con degradación de parámetros y búsqueda del coeficiente de seguridad en Escenario Sísmico. Formato de nombre de archivo tipo 'a_Y_YY_2LXXX.dat'.

Ejemplo. Archivo 'a_0_06_2L320.dat'

```
new

config extra 2
grid 32,41
call int.fin
call funciones.fis

;-----ZONA FISH-----

    def data_2va

        phi_min = 0.00      phi_max = 70.00
        coh_min = 0.00e5    coh_max = 20.00e5
        phi_base = 50.00    coh_base = 4.18e5
        sigma_int = 9.00e5  SF_phi = 1.00    SF_coh = 1.00

    end

;DATOS SISMO

    def datos_sismo

        a_hor_base = 0.06    coef_r_sismo = 1.50
        a_hor_sismo = a_hor_base/coef_r_sismo
        a_ver_sismo = 0.5 * a_hor_sismo

    end

;-----ZONA FLAC-----

geo_fou_e
sta_fou_e
boundary
;Stress development in foundation
set g 9.81
set force 10
set sratio 0
solve
ini_fou
geo_dam_e
coor_ini
sta_dam_e
geo_interface
control
data_hid_320
data_sed
data_drains
data_2va
datos_sismo
ini_points_1_2
keep_point_history
limit_point_sismo

set results = 'a_0_06_2L320.txt'
stress_base
save a_0_06_2L320.sav
```


A6.4.- Rutinas tipo en FLAC para análisis en Nivel 3

Rutinas FLAC para cálculos de fiabilidad de Nivel 3 en Escenario Hidrológico. Obtención de puntos límite para 5 trayectorias diferentes de degradación. Formato de nombre de archivo tipo '2LXXX_pZ.dat'

Ejemplo. Archivo '2L320_p4.dat'

```

new

config extra 2
grid 32,41
call int.fin
call funciones.fis

;-----ZONA FISH-----

    def data_2va

    phi_min = 0.00
        phi_max = 70.00
    coh_min = 0.00e5
        coh_max = 20.00e5

    phi_base = 70.00
        coh_base = 10.00e5

    sigma_int = 9.00e5
        SF_phi = 1.00
        SF_coh = 1.00

    end

;-----ZONA FLAC-----

geo_fou_e
sta_fou_e
boundary
;Stress development in foundation
set g 9.81
set force 10
set sratio 0
solve
ini_fou
geo_dam_e
coor_ini
sta_dam_e
geo_interface
control

data_hid_320
data_sed
data_drains
data_2va
ini_points_1_2
keep_point_history
limit_point

set results = '2L320_p4.txt'
stress_base
save 2L320_p4.sav

```

Rutinas tipo FLAC para cálculos de fiabilidad de Nivel 3 en Escenario Sísmico. Formato de nombre de archivo tipo 'a_Y_YY_2LXXX_pZ.dat'.

Ejemplo. Archivo '2L320_p3.dat'

new

config extra 2
grid 32,41
call int.fin
call funciones.fis

;-----ZONA FISH-----

```
def data_2va  
  
phi_min = 0.00  
phi_max = 70.00  
coh_min = 0.00e5  
coh_max = 20.00e5  
  
phi_base = 70.00  
coh_base = 20.00e5  
  
sigma_int = 9.00e5  
SF_phi = 1.00  
SF_coh = 1.00  
  
end
```

;DATOS SISMO

```
def datos_sismo  
  
a_hor_base = 0.06  
coef_r_sismo = 1.50  
a_hor_sismo = a_hor_base/coef_r_sismo  
a_ver_sismo = 0.5 * a_hor_sismo  
  
end
```

;-----ZONA FLAC-----

```
geo_fou_e  
sta_fou_e  
boundary  
;Stress development in foundation  
set g 9.81  
set force 10  
set sratio 0  
solve  
ini_fou  
geo_dam_e  
coor_ini  
sta_dam_e  
geo_interface  
control  
  
data_hid_320  
data_sed  
data_drains  
data_2va  
datos_sismo
```

ini_points_1_2
keep_point_history
limit_point_sismo

set results = 'a_0_06_2L320_p3.txt'
stress_base
save a_0_06_2L320_p3.sav

Bibliografía

- [1] ALTAREJOS, L. (2004)
Potencialidad de la herramienta numérica FLAC para la estimación de probabilidades de fallo en presas.
Trabajo de investigación para la obtención del Diploma de Estudios Avanzados.
Universidad Politécnica de Valencia.
- [2] ÅMDAL, T. (1998)
The Norwegian approach to and guidelines for risk assessment for dams.
Dam safety. 321-327. Ed. Berga, L.
Balkema, Rotterdam.
- [3] AUSTRALIAN NATIONAL COMITTEE ON LARGE DAMS (2000)
Guidelines on assessment of the consequences of dam failure.
- [4] AUSTRALIAN NATIONAL COMITTEE ON LARGE DAMS (2003)
Guidelines on dam safety management.
- [5] AUSTRALIAN NATIONAL COMITTEE ON LARGE DAMS (2003)
Guidelines on risk assessment.
- [6] BAHN, B.Y.; HSU, C.T.T. (1998)
Stress-strain behaviour of concrete under cyclic loading.
ACI Materials Journal. 178-193.
- [7] BARBAT, A; CANET, J.M. (1994)
Estructuras sometidas a acciones sísmicas. Cálculo por ordenador (2ª edición).
Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería.
Barcelona
- [8] BARTON, N.; CHOUBEY, V. (1977)
The shear strength of rock joints in theory and practice.
Rock Mechanics, 10, Springer Verlag, Berlin, 1-54
- [9] BATHE, K-J.; y WILSON, E.L. (1976)
Numerical methods in finite element analysis.
Prentice-Hall, Englewood Cliffs
New Jersey

- [10] BEDFORD, T; COOKE, R.M. (2001)
Probabilistic risk analysis: foundations and methods
Cambridge University Press
- [11] BETÂMIO DE ALMEIDA, A. (xxxx)
Dam risk management at downstream valleys. The portuguese NATO integrated project.
Universidade Técnica de Lisboa.
- [12] BIENIAWSKI, Z.T. (1973)
Engineering classification of jointed rock masses.
Transactions, South African Institute of Civil Engineers, vol. 15, n°12, pp. 335-344
- [13] BIENIAWSKI, Z.T. (1979)
The geomechanics classification in rock engineering applications.
Proc. 4th International Conference on Rock Mechanics. Montreaux. Balkema, vol 2, pp 41-48.
- [14] BIENIAWSKI, Z.T. (1989)
Engineering rock mass classifications.
John Wiley and Sons, Inc.
- [15] BOILLAT, J.L.; DUBOIS, J. (1998)
Application of PMP-PMF methodology to the Mattmark scheme
Dam safety. 1221-1228. Ed. Berga, L.
Balkema, Rotterdam.
- [16] BOWLES, D.S.; ANDERSON, L.R.; GLOVER, T.F. (1998)
The practice of dam safety risk assessment and management: its roots, its branches and its fruit.
Proceedings of the 1998 USCOLD Annual Lecture
Buffalo
- [17] BREITUNG, K. (1984)
Asymptotic approximations for multinormal integrals
Journal of Engineering Mechanics, 100, 3, 357-366
- [18] BROCH et al. (Ed.) (1997)
Proceedings of the 3rd International Conference Hydropower, 359-560.
Balkema. Rotterdam
- [19] BRUNET, C.; POUPART, M.; ROSSIGNOL, D. (1995)
Analyse de la piézometrie observée en fondation des barrages poids en beton.
Crans Montana Symposium
- [20] BU, S. (2001)
Seismic evaluation of concrete gravity dams using FLAC
FLAC and numerical modeling in geomechanics. Proceedings of the 2nd International FLAC Symposium. Billaux et al (Eds.). Balkema.
Lyon. France

- [21] BURDEN, R.L.; FAIRES, J.D. (1985)
Numerical Analysis
PWS, Boston. USA.
- [22] BUREAU, G.J. (1996)
Assessment of conventional and advanced procedures for seismic safety evaluation of gravity dams
Proceedings of the USCOLD Annual Meeting and Lecture.
Los Angeles. California
- [23] BUREAU, G.J.; KELLER, T.O.; y McCLELLAND, S.W. (2005)
Nonlinear seismic analysis of Sweetwater Dam
Proceedings of the US Society on Dams Annual Meeting. 367-384
Salt Lake City. Utah
- [24] BUREAU, G.J. (2006)
Use of FLAC for seismic analysis of concrete gravity dams
4th International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics. Paper 04-01
Madrid
- [25] BUREAU OF RECLAMATION (1987)
Design of Gravity Dams.
U.S. Department of the Interior.
- [26] BUREAU OF RECLAMATION (1999)
A procedure for estimating loss of life caused by dam failure; DSO-99-06.
U.S. Department of the Interior.
- [27] BUREAU OF RECLAMATION (2001)
Guidelines on technical priority rating system.
U.S. Department of the Interior.
- [28] BUREAU OF RECLAMATION (2001)
Risk based profiling system.
U.S. Department of the Interior.
- [29] BUREAU OF RECLAMATION (2003)
Dam safety risk analysis methodology. Version 3.3.1.
U.S. Department of the Interior.
- [30] BUREAU OF RECLAMATION (2007)
Diseño de pequeñas presas (traducción de la 3^a edición americana).
Ed. Bellisco. Madrid.
- [31] CHARLWOOD, R. (2005)
Overview of potential failure modes analysis in the FERC and other US dam safety programs.
CESI Workshop on risk methodologies in dam safety.
Milán
- [32] CLARK, E. (1961)
Importance sampling in Monte Carlo Analyses.
Operations Research, 9 – 603-6

- [33] COCHRAN, W.S. (1966)
Sampling techniques.
2nd ed. Wiley, New York
- [34] COMITÉ NACIONAL ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS. CNEGP (2003)
Guía Técnica nº2 “Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas”.
Ed. CNEGP – Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- [35] COMITÉ NACIONAL ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS. CNEGP (1999)
Guía Técnica nº3 “Estudios geológico-geotécnicos y de prospección de materiales”.
Ed. CNEGP – Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- [36] DEERE, D.U.; MILLER, R.P. (1966)
Engineering classification and index properties for intact rock
Technical report nº AFNL-TR-65-116. Air Force Weapons Laboratory
New Mexico
- [37] DEFRA (2002)
Reservoir safety: Floods and reservoir safety integration.
Secretary of State for the Environment, Transport and the Regions.
Reino Unido.
- [38] DETOURNAY, E.; CHENG, A. H-D. (1993)
Fundamentals of poroelasticity.
Comprehensive rock engineering, Vol. 2, pp. 113-171.
Hudson, J; Hoek, E; Brown, E.T. y Fairhurst, C. Eds.
London: Pergamon Press
- [39] DITLEVSEN, O.; MADSEN, H.O. (1996)
Structural reliability methods
Wiley
Chichester, New York
- [40] ESCUDER, I. (2005)
Risk assessment applied to dam safety in Spain: Justification, study cases and identified needs
CESI Workshop on Risk methodologies in dam safety
Milan
- [41] ESCUDER, I.; MEMBRILLERA, M.G. de; ALTAREJOS, L. (2006)
FLAC numerical models applied to safety assessment of dams
4th Int. FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics. 157-161
Madrid
- [42] FANELLI, M.A.; GIUSEPPETTI, G. (1998)
Considerations on mathematical models of non-linear dynamic behaviour of dams.
Dam safety. 471-481. Ed. Berga, L.
Balkema, Rotterdam.
- [43] FAUCHET, B.; COUSSY, O.; CARRERE, A.; TARDIEU, B. (1991)
Poroplastic analysis of concrete dams and their foundations.
Dam Engineering, Vol. II, issue 3.

- [44] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (1998)
Federal guidelines for dam safety.
- [45] FEDERAL ENERGY REGULATORY COMMISSION (1991)
Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects.
Chapter III: Gravity dams.
Office of Hidropower Licensing, Report nº FERC 0119-2
Washington D.C.
- [46] FEDERAL ENERGY REGULATORY COMMISSION (1993)
Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects.
Chapter II: Selecting and accommodating inflow design floods for dams.
The Division of Dam Safety and Inspections.
- [47] FEDERAL ENERGY REGULATORY COMMISSION (2000)
Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects.
Chapter III: Gravity dams. Peer review version.
The Division of Dam Safety and Inspections.
- [48] FELL, R.; BOWLES, D.S.; ANDERSON, L.R.; y BELL, G. (2000)
The status of methods for estimation of the probability of failure of dams for use in
quantitative risk assessment.
ICOLD Q76 R 15. Vol. 1, 213-236. Correction in Volume 5 page 73.
- [49] FENVES, G.L.; y CHOPRA, A.K. (1986)
Simplified analysis for earthquake resistant design of concrete gravity dams.
Report nº UCB/EERC-85/10, Earthquake Engineering Research Center.
University of California, Berkeley
California
- [50] GASPARINI, D., y VANMARCCKE, E. (1976)
Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra
Report R76-4 of the Department of Civil Engineering.
Massachusetts Institute of Technology
Massachusset
- [51] GHRIB, F.; LÈGER, P.; TINAWI, R.; LUPIEN, R, y VEILLEUX, M. (1998)
A progressive methodology for seismic safety evaluation of gravity dams: from
preliminary screening to non-linear finite element análisis.
The International Journal of Hydropower & Dams, Issue two pp. 126-138
- [52] GONZÁLEZ DE VALLEJO, L.; FERRER, M.; ORTUÑO, LUIS; OTEO, C.
(2002)
Ingeniería geológica.
Prentice Hall. Madrid.
- [53] GOYAL, A.; y CHOPRA, A.K. (1989)
Earthquake analysis and response of intake-outlet towers.
Report nº UCB/EERC-89/04, Earthquake Engineering Research Center.
University of California, Berkeley
California

- [54] GUMBEL, E.J. (1967)
Statistics of extremes.
Columbia University Press. New York.
- [55] HAMMITT, G.M (1966)
Statistical analysis of data from comparative laboratory test program sponsored by ACIL. Miscellaneous paper 4-785
U.S. Army Engineer Waterways Experimental Station, Vicksburg, 40p
- [56] HARR, M.E. (1987)
Reliability-based design in civil engineering.
John Wiley and Sons, New York, USA.
- [57] HARTFORD, N.D.; BAECHER, B. (2004).
Risk and uncertainty in dam safety.
Thomas Telford Ltd.
- [58] HASOFER, A.M.; LIND, N.C. (1974)
Exact and invariant second moment code format.
Journal of Engineering Mechanics. 100, EM1, 111-121
- [59] HOEK, E.; BROWN, E.T. (1997)
Practical estimates of rock mass strength.
Int. Journal of Rock Mechanics and Min. Sci. Vol. 34, pp 1165-1186
- [60] HOEK, E.; CARRANZA-TORRES, C. y CORKUM, B. (2002)
Hoek-Brown criterion – 2002 edition
Proc. NARMS-TAC Conference, 1, 267-273
Toronto. Canadá
- [61] HOEK, E. (2007)
Practical Rock Engineering.
On-line course.
- [62] HOHENBICHLER, M.; RACKWITZ, R. (1981)
Non-normal dependent vectors in structural safety
Journal of Engineering Mechanics Division. ASCE 107, 6, 1227-1238
- [63] HORDIJK, D. A. (1991)
Local approach to fatigue of concrete.
PhD thesis. Delft University of Technology
- [64] ICOLD – International Commission on Large Dams (1986)
Earthquake analysis for dams. Bulletin 52
Paris
- [65] ICOLD – International Commission on Large Dams (2001).
Non-structural risk reduction measures. Benefits and costs for dams.
Bulletin E02. 4-50.
- [66] ICOLD – International Commission on Large Dams (2004).
Guidelines for use of numerical models in dam engineering. Proposal for new
bulletin.
Ad-Hoc Committee on Computational Aspects.

- [67] IMAN, R.L.; DAVENPORT, J.M.; ZEIGLER, D.K. (1980)
Latin Hypercube Sampling
Technical Report SAND79-1473.
Sandia Laboratories. Albuquerque
- [68] IMAN, R.L.; CONOVER, W.J. (1980)
Risk Methodology for geologic disposal of radioactive waste: a distribution-free approach to inducing correlations among input variables for simulation studies.
Technical Report NUREG CR 0390.
Sandia Laboratories. Albuquerque
- [69] IONESCU, S. (1998)
Necessity and principles of regular system on safety evaluation of existing dams.
Dam safety. 97-104. Ed. Berga, L.
Balkema, Rotterdam.
- [70] ISMES (1999)
La verifica allo scorrimento di dighe a gravità: Riflessioni da evidenze sperimentali.
Internal report RAT-STR-2016.
- [71] ITASCA CONSULTING (1994)
Manuales de FLAC.
- [72] JEFFERSON, T. (2003)
Preliminary report on comparison of codes using various benchmark problems.
Task 2.4. Integrity Assessment of Large Dams. NW-IALAD.
Cardiff University School of Engineering.
- [73] JIMÉNEZ SALAS, J.A. (1980)
Geotecnia y Cimientos
Ed Rueda. Madrid.
- [74] KATAYAMA, T. et al. (2001)
Dynamic analysis and earthquake resistant design
Japanese Society of Civil Engineers
Balkema.
- [75] KOTTEGODA, N.T.; ROSSO, R. (1997)
Statistics, probability and reliability for civil and environmental engineers.
McGraw-Hill.
- [76] KREUZER, H. (1998)
Uncertainty assessment of the Barton-Choubey shear envelope. Parts I & II.
Dam safety. 353-367. Ed. Berga, L.
Balkema, Rotterdam.
- [77] KREUZER, H. (2000)
The use of risk analysis to support dam safety decisions and management
20th ICOLD International Congress.
Beijing. China

- [78] KREUZER, H. (2005)
Assessing uncertainty in dam engineering
Proceedings of the 73rd Annual Meeting of ICOLD. Paper n° 007-S1
Teherán. Irán
- [79] LECLERC, M.; LÉGER, P.; TINAWI, R. (2001)
CADAM User`s manual.
Department of Civil, Geological and Mining Engineering. École Polytechnique de
Montréal. Canada.
- [80] LINK, H. (1969)
The slinding stability of dams.
Water power, March-April-May 1969, pp. 99-103, 135-139, 172-179.
- [81] LINSBAUER, H. N.; BHATTACHARJEE, S. (1999)
Dam safety assessment due to uplift pressure action in a dam-foundation interface
crack.
5th Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams.
Denver, Colorado USA
- [82] LO, K.Y.; OGAWA, T.; LUKAJIC, B.; SMITH, G.F.; TANG, J.H.K. (1991)
The evaluation of stability of existing concrete dams on rock foundations and
remedial measures.
17th ICOLD Congress. Viena.
- [83] LO, K.Y.; LUKAJIC, B.; WANG, S.; OGAWA, T.; TSUI, K.K. (1990)
Evaluation of strength parameters of concrete-rock interface for dam safety
assessment.
Canadian Dam Safety Conference. Toronto.
- [84] LO, K.Y.; GRASS, J.D. (1994)
Recent experiences with safety assessment of concrete dams on rock foundation.
Canadian Dam Safety Conference. Winnipeg.
- [85] LOMBARDI, G. (2002)
Comments on ICOLD Bulletin on Risk Assessment (Draft End 2001).
Switzerland
- [86] MADSEN, H.O.; KRENK, S.; LIND, N.C. (1986)
Methods of structural safety (2nd Ed)
Prentice Hall, Inc. Englewood Cliffs, New York
- [87] MARCO, C. (1995)
Modelos de fisuración en presas de hormigón.
Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid.
- [88] McCOLM, E.J.; KO, P.K.; MUKHERJEE, P.K. (1997)
Evaluation of horizontal construction joints in massive concrete hydraulic structures.
CSDA/CANCOLD Joint Dam Safety Conference, Montreal.
- [89] McKAY, M.D.; CONOVER, W.J.; BECKMAN, R.J. (1979)
A comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis
of output from a computer code.
Technometrics 211, 239-245

- [90] McLEAN, F.G.; PIERCE, J.S. (1988)
Comparison for joint shear strength for conventional and roller compacted concrete.
RCC II, Proc. Conf. Sponsored by Const. Geotech. Eng., Mat. Eng. Division of
ASCE, San Diego.
- [91] MEMBRILLERA, M.G. de (2004)
Fundamentos y ejemplos de aplicación de la técnica del análisis de riesgos a la
seguridad de presas.
Trabajo de investigación para la obtención del Diploma de Estudios Avanzados.
Universidad Politécnica de Valencia.
- [92] MEMBRILLERA, M.G. de (2007)
Contribución a la aplicación del análisis y declaración de riesgos en presas españolas,
incluyendo priorización de inversiones.
Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Valencia.
- [93] MEMBRILLERA, M.G. de; ESCUDER, I.; GONZÁLEZ, J.; ALTAREJOS, L.
(2005)
Aplicación del análisis de riesgos a la evaluación de seguridad de presas.
Ed. Universidad Politécnica de Valencia.
- [94] MÍNGUEZ, R. (2003)
Seguridad, fiabilidad y análisis de sensibilidad en obras de ingeniería civil mediante
técnicas de optimización por descomposición. Aplicaciones.
Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria.
- [95] MINISTERIO DE FOMENTO (1999).
Instrucción de Hormigón Estructural (EHE)
España.
- [96] MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS, TRANSPORTE Y MEDIO AMBIENTE
(1994)
Norma de Construcción Sismorresistente. NCSE-94
España.
- [97] MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS, TRANSPORTE Y MEDIO AMBIENTE
(1996)
Reglamento técnico sobre seguridad de presas y embalses
España
- [98] OOSTHUIZEN, C.; ELGES, H. (1998)
Risk analysis of dams in South Africa – 13 years on.
Dam safety. 337-344. Ed. Berga, L.
Balkema, Rotterdam.
- [99] OTTER, J.R.H.; CASELL, A.C.; HOBBS, R.E. (1966)
Dynamic relaxation
Proceedings of the Institution of Civil Engineers 35, 633-665
- [100] PACELLI, W.A.; ANDRIOLO, F.R.; SARKARIA, G.S. (1993)
Treatment and performance of construction joints in concrete dams
Water Power and Dam Construction.

- [101] PLESHA, M.E. (1987)
Constitutive models for rock discontinuities with dilatancy and surface degradation
Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech. 11:345-362
- [102] QIU, X.; PLESHA, M.E.; HUANG; HAIMSON, B.C. (1993)
An investigation of the mechanics of rock joints – Part II. Analytical investigation.
Int. J. Rock Mech. Min. Sci & Geomech Abstr. 30(3):271-287
- [103] RETTEMEIER, K.; KÖNGETER, J. (1998)
Dam safety management: overview of the state of the art in Germany compared to other european countries.
Dam safety. 55-62. Ed. Berga, L.
Balkema, Rotterdam.
- [104] RETTEMEIER, K. et al. (2001)
Risk assessment new trends in Germany.
Aachen University of Technology.
- [105] ROCHA, M. (1964)
Mechanical behaviour of rock foundations in concrete dams
8th ICOLD Congress. Edimburgo.
- [106] ROMANA, M. (2003)
DMR, a new geomechanics classification for use in dams foundations, adapted from RMR
4th International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams
Madrid
- [107] ROSENBLATT, M. (1952)
Remarks on a multivariate transformation
Ann. Math. Stat. 23, 3, 470-472
- [108] ROSENBLUETH, E. (1975)
Point estimates for probability moments.
Proceedings of the National Academy of Science, USA, 72 (10)
- [109] ROSENBLUETH, E. (1981)
Two-point estimates in probabilities.
Applied mathematical modeling, 5.
- [110] RUBINSTEIN, R.Y. (1981)
Simulation and the Monte Carlo Method.
John Wiley & Sons.
- [111] RUGGERI, G.; PELLEGRINI, R.; RUBIN DE CELIX, M.; BERNSTEN, M.; ROYET, P.; BETTIZIECHE, V.; AMBERG, W.; GUSTAFFSON, A.; MORISON, T. and ZENZ, G. (2004)
Sliding safety of existing gravity dams. Final report.
ICOLD European Club. Working group on sliding safety of existing gravity dams.
- [112] RUGGERI, G. (2004)
Uplift pressures under concrete dams. Final report.
ICOLD European Club. Working group on uplift pressures under concrete dams.

- [113] SAEB, S.; AMADEI, B. (1992)
Modeling rock joints under shear and normal loading.
Int. J. Rock Mech. Min. Sci & Geomech Abstr. 29(3):267-278
- [114] SALETE, E., LANCHA, J.C. (1998).
Presas de hormigón. Problemas térmicos evolutivos.
Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid.
- [115] SALMONTE, A. (1998)
A consistent approach to the evaluation of stresses due to seepage through a concrete dam.
Dam safety. 441-448. Ed. Berga, L.
Balkema, Rotterdam
- [116] SERAFIM, J.L.; PEREIRA, J.P. (1983)
Considerations on the geomechanical classification of Bieniawski.
International Symposium on Engineering Geology and Underground Construction.
Theme II. Vol. 1, pp II.33-II.42. Lisbon
- [117] SERRANO, A. (2007)
La modelación numérica del comportamiento de presas en el contexto del análisis de riesgos.
Trabajo de investigación para la obtención del Diploma de Estudios Avanzados.
Universidad Politécnica de Valencia.
- [118] SERRANO, A.; ESCUDER, I.; MEMBRILLERA, M.G. de; ALTAREJOS, L. (2009)
iPresas: Software for risk analysis.
XXII Congreso Internacional de Grandes Presas.
Brasilia, Brasil.
- [119] SLUNGA, E. (2001)
Concept and bases of risk analysis for dams
Helsinki University of Technology
- [120] SMITH, N. (1971)
A history of dams.
Peter Davies. London
- [121] SMITH, M. (2003)
Influence of uncertainty in the stability analysis of a dam foundation.
Dam maintenance and rehabilitation. 151-158. Ed. Llanos et al.
Swets & Zeitlinger, Lisse.
- [122] SORIANO, A.; SÁNCHEZ, F.J. (1998)
Evaluation of safety against foundation failure of concrete dams.
Dam safety. 537-544. Ed. Berga, L.
Balkema, Rotterdam.
- [123] STARTZMAN, R.A.; WATTENBARGER, R.A. (1985)
An improved computation procedure for risk analysis problems with unusual probability functions
SPE Hydrocarbon Economics and Evaluation Symposium Proceedings. Dallas

- [124] STONE & WEBSTER ENGINEERING CORPORATION (1992)
Uplift pressures, shear strengths and tensile strengths for stability analysis of concrete gravity dams.
Electric Power Research Institute (EPRI). TR-100345, Vol.1, Project 2917-05.
Palo Alto, California.
- [125] STRASSBURGER, A.G. (1988)
Uplift pressures in existing concrete dams.
Research Project 1745-27
- [126] TAVARES DE CASTRO, A.; SANTANA, T.; LEITAAÑO, N.S. (2003)
Thermal analysis of a RCC dam during construction using FLAC.
NCLE
Lisboa. Portugal
- [127] THORENFELDT, E.; TOMASZEWICZ, A.; JENSEN, J.J. (1987)
Mechanical properties of high-strength concrete and applications in design
In Proc. Symp. Utilisation of high-strength concrete
Stavanger, Norway
- [128] TRIANA, E. (2004)
Valoración económica de resguardos en presas.
Trabajo de investigación para la obtención del Diploma de Estudios Avanzados.
Universidad Politécnica de Valencia.
- [129] TRIANA, E. (2007)
Contribución a la estimación de consecuencias de fallo y rotura de presas en el contexto del análisis de riesgos
Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Valencia
- [130] TRIANA, E.; ESCUDER, I.; MEMBRILLERA, M.G. de; ALTAREJOS, L. (2006)
Interacciones de aspectos de seguridad de presas con la explotación de sistemas de recursos hídricos.
Proceedings del XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica
Venezuela
- [131] TRIANA, E.; ESCUDER, I.; MEMBRILLERA, M.G. de; ALTAREJOS, L. (2006)
Consequences of dam failure and effects on water resources systems
Dam and reservoirs, societies and environment in 21st century. 471-475.
Ed. Balkema
- [132] US ARMY CORPS OF ENGINEERS (1995)
EP 1110-2-12 – Chapter 2. Seismic design criteria.
Washington, DC
- [133] US ARMY CORPS OF ENGINEERS (1995)
EM 1110-2-2200. Gravity dam design.
Washington, DC
- [134] US ARMY CORPS OF ENGINEERS (1999)
ETL 1110-2-556. Risk-based analysis in geotechnical engineering for support of planning studies. Appendix A: An overview of probabilistic analysis for geotechnical engineering problems.
Washington, DC.

- [135] US ARMY CORPS OF ENGINEERS (1999)
EM 1110-2-6050 – Response spectra and seismic analysis for concrete hydraulic structures.
Washington, DC
- [136] US ARMY CORPS OF ENGINEERS (2000)
Evaluation and comparison of stability analysis and uplift criteria for concrete gravity dams by three federal agencies. ERDC/ITL TR-00-1.
Washington, DC.
- [137] VERMEER, P.A., DE BORST, R. (1984).
Non-associated plasticity for soils, concrete and rock.
Heron. Vol. 29. No. 3
- [138] VOGEL, A. (1993).
Research for risk evaluation of dam failures by defining a break dimension-time factor
Proceedings of the International Workshop on dam safety evaluation
Switzerland
- [139] VOGEL, A. (1998).
Data collection and analysis of dam failures of small dams according to the ICOLD definition
Proceedings of the 10th Danube-European Conference on soil mechanics and geotechnical engineering
- [140] VOGEL, A. (1998).
Risk classification of dams in relation to a failure-cause-specific break mechanism
Proceedings of the International Symposium on new trends and guidelines in dam safety
Barcelona
- [141] WESTERGAARD, H.M. (1933)
Water pressures on dams during earthquakes.
Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol 98, pp 418-433
- [142] WIELAND, M.; GUIMOND, R.; MALLA, S. (2005)
Uncertainties in seismic analysis of concrete and embankment dams.
Paper n°: 015-S1. 73rd Annual Meeting of ICOLD.
Teherán
- [143] WILSON, E.L.; DER KIUREGHIAN, A. y BAYO, E.P. (1981)
Short communication: A replacement for the SRSS method in seismic analysis.
Journal of earthquake engineering and structural dynamics, Vol 9, pp 187-194
- [144] WILSON, E..L. (1998)
Dynamic analysis using response spectra seismic loading
Technical paper. Computers & Structures, Inc.
- [145] xxx (2002)
Documento XYZT de la presa y embalse de xxx. Technical report.
Confederación Hidrográfica del xxx

- [146] xxx (2002)
Proyecto de ampliación y refuerzo de la pantalla de impermeabilización de la presa de xxx.
Confederación Hidrográfica del xxx
- [147] xxx (2004)
Primera Revisión y Análisis General de la Seguridad de la Presa y el Embalse de xxx.
Confederación Hidrográfica del xxx
- [148] xxx (2004)
Informe final de auscultación de la presa de xxx durante su puesta en carga parcial.
Confederación Hidrográfica del xxx
- [149] xxx (2005)
Proyecto de corrección de impactos ambientales en el embalse de xxx.
Confederación Hidrográfica del xxx
- [150] ZIENKIEWICZ, O.C. (1973)
The Finite Element Method
McGraw-Hill