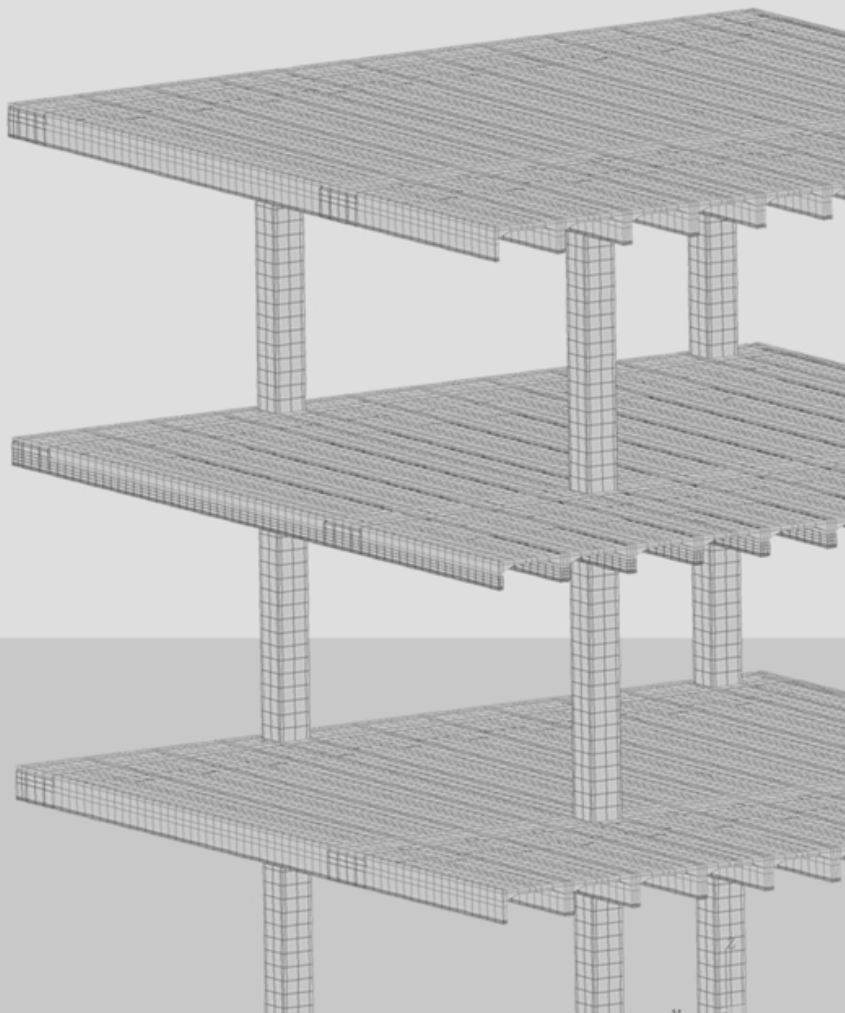
Seguridad residual en los forjados con corrosión severa

JOSÉ MARÍA VERCHER SANCHIS

EDITORIAL
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

SEGURIDAD RESIDUAL EN LOS FORJADOS CON CORROSIÓN SEVERA



TESIS DOCTORAL

Autor:
Jose M. Vercher Sanchis

Directores:
Enrique Gil Benso
Ángeles Mas Tomás
Vicente Galvañ Llopis

Febrero 2013

Esta editorial es miembro de la UNE, lo que garantiza la difusión y comercialización de sus publicaciones a nivel nacional e internacional.

© José María Vercher Sanchis

Primera edición, 2013

© de la presente edición:
Editorial Universitat Politècnica de València
www.editorial.upv.es

ISBN: 978-84-9048-041-0 (versión impresa)

Queda prohibida la reproducción, distribución, comercialización, transformación, y en general, cualquier otra forma de explotación, por cualquier procedimiento, de todo o parte de los contenidos de esta obra sin autorización expresa y por escrito de sus autores.

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

SEGURIDAD RESIDUAL EN LOS FORJADOS CON CORROSIÓN SEVERA

TESIS DOCTORAL

Autor:
Jose M. Vercher Sanchis

Directores:
Enrique Gil Benso
Ángeles Mas Tomás
Vicente Galvañ Llopis

Febrero 2013

Agradecimientos

Llegados a este punto, después de haber pasado mil y una tempestades, parece ser que está apunto de acabar una etapa muy importante pero a la vez muy dura de mi vida. Como último paso previo a la defensa de la Tesis Doctoral, veo imprescindible agradecer a una serie de personas la ayuda y el apoyo que me han mostrado.

En primer lugar, deseo expresar mi más sincero agradecimiento a los directores de mi tesis, Enrique Gil Benso, Ángeles Mas Tomás y Vicente Galvañ Llopis. A ellos les agradezco su labor de dirección, su amistad y por haber tenido siempre un sabio consejo en el momento que lo he necesitado.

Especialmente quiero expresar mi gran deuda con Enrique Gil, ya que ha sido mi compañero de viaje en la mayor parte de mi vida como doctorando. Gracias a él me he iniciado en las tareas de investigación y he aprendido a pensar y trabajar con mente científica. Y si hemos recorrido un largo viaje en el mundo de la investigación, se podría decir que el autobús ha sido el Ansys, que aunque no haya sido del todo confortable, nos ha llevado a muy buen puerto.

Siento también la necesidad de agradecer a mis compañeros de la asignatura Materiales de Construcción en la ETSAV su amistad y apoyo durante los pocos años que llevo impartiendo docencia en la universidad. Maria Soriano, Gracia López, Santiago Tormo, Luisa Fernández y Beatriz García han conseguido que sienta que formo parte de algo muy grande.

Por último, y no en menor medida, me gustaría mostrar mi gratitud hacia Sara Nácher, compañera de la carrera y gran amiga desde entonces, por su comprensión hacia mi trabajo y su constante ayuda siempre que la he necesitado.

A continuación, me gustaría dedicar todo mi trabajo a las personas que me han apoyado durante este tiempo, sin los cuales el esfuerzo realizado hubiera sido mucho menos llevadero:

A numerosos compañeros de la escuela, pero en especial a Carlos Lerma, Fran Cubel y Ana Almerich, con los que he tenido un contacto diario y cuyo apoyo ha sido fundamental.

A diversos colectivos de amigos, que he ido adquiriendo en mi vida. A mis amigos del pueblo, de Benigánim, especialmente a Jose Luis. A mis compañeros de carrera, a los que ya no veo en los bancos y con los que he compartido una etapa muy bonita de mi vida, y en especial a Teresa. Y a las amistades que he adquirido más recientemente que, por circunstancias de la vida, son muy importantes para mí en este momento.

A Maria Soriano por su gran calidad humana, por su amistad y su incondicional apoyo. Ella merece especial atención por su constante preocupación hacia la asignatura, pero sobre todo hacia las personas.

A Toni ‘manetes’ por su amistad, por el continuo aliento recibido y por su transmisión de energía positiva.

A mi familia, en especial a mi madre, por su sonrisa, su incansable apoyo y amor incondicional. A mis hermanos por su afecto y admiración. A mi padre, por su preocupación y apoyo. Con vosotros tengo una gran deuda de tiempo que, a partir de ahora, empezaré a saldar.

Y a Núria, por su cariño y por lo que tiene que venir...

Jose Vercher Sanchis

Valencia, 11 de febrero de 2013

Resumen

Existen numerosos casos de forjados con corrosión en las viguetas, en los que los elementos constructivos que descansan sobre éste no presentan daños importantes. A veces, incluso con todas las viguetas con la armadura inferior corroída no hay una fisuración alarmante ni de solados ni de tabiquería.

Esta investigación ofrece ayuda al experto responsable de la peritación de forjados con corrosión, desde las tareas iniciales de diagnosis hasta los criterios finales de intervención. Para ello, evalúa la seguridad remanente para los forjados más habituales en los edificios de viviendas: los forjados unidireccionales de nervios de hormigón armado y de viguetas prefabricadas con los cantos más usuales.

La evaluación de la seguridad remanente se ha realizado mediante el análisis de modelos de edificio completo con las luces más habituales de las construcciones residenciales. En este análisis, cada una de las armaduras activas y pasivas están en su posición real y cada uno de los elementos estructurales y constructivos aparece en el modelo en el momento que dicta la realidad constructiva. Se realiza el análisis de todo el rango de carga hasta el colapso, mediante unos pasos que tienen en cuenta el proceso de entrada en carga real: las concargas, la carga de servicio, la corrosión, y la carga hasta el fallo. Los modelos contemplan la no linealidad geométrica y de los materiales, con el aplastamiento y la fisuración del hormigón, y la plastificación del acero.

La prueba de carga de la ACI-318 se emplea como criterio de aceptación o rechazo de una estructura existente. Además, se plantea la evaluación del Factor de Carga, que cuantifica la seguridad remanente y da un orden de la magnitud necesaria en la intervención.

Los resultados han sido validados en modelos más sencillos y son coherentes con la realidad. En los casos de existir hasta tres nervios contiguos con corrosión completa, el forjado prácticamente no deforma y puede mantenerse en uso realizando una intervención de grado medio. Y en los casos de tener corroído el armado inferior de todos los nervios de un forjado, éste todavía se mantiene en pie, manteniendo cierta capacidad portante (presenta un Factor de Carga próximo a 1,40 cuando queda solo un nivel de tendones sano y del entorno de 1,60 cuando quedan dos niveles de tendones sanos), pero es obligatorio realizar un refuerzo estructural integral.

Resum

Hi ha nombrosos casos de forjats amb corrosió en les biguetes, en els que els elements constructius que descansen sobre este no presenten danys importants. De vegades, inclús amb totes les biguetes amb l'armadura inferior corroïda no hi ha una fissuració alarmant ni de paviments ni d'envans.

Esta investigació ofereix ajuda a l'expert responsable del peritatge de forjats amb corrosió, des de les tasques inicials de diagnosi fins als criteris finals d'intervenció. Per això, avalua la seguretat romanent per als forjats més habituals en els edificis dels habitatges: els forjats unidireccionals de nervis de formigó armat i de biguetes prefabricades amb els cantells més usuals.

L'avaluació de la seguretat romanent s'ha realitzat per mitjà de l'anàlisi de models d'edifici complet amb les llums més habituals de les construccions residencials. En esta anàlisi, cada una de les armadures actives i passives està en la seua posició real i cada un dels elements estructurals i constructius apareix en el model en el moment que dicta la realitat constructiva. Es realitza l'anàlisi de tot el rang de càrrega fins al col•lapse, per mitjà d'uns passos que tenen en compte el procés d'entrada en càrrega real: les concàrregues, la càrrega de servici, la corrosió, i la càrrega fins a la fallida. Els models contemplen la no linealitat geomètrica i dels materials, amb l'aixafament i la fissuració del formigó, i la plastificació de l'acer.

La prova de càrrega de l'ACI-318 s'empra com a criteri d'acceptació o rebuig d'una estructura existent. A més, es planteja l'avaluació del Factor de Càrrega, que quantifica la seguretat romanent i dóna un orde de la magnitud necessària en la intervenció.

Els resultats han sigut validats en models més senzills i són coherents amb la realitat. En els casos d'existir fins a tres nervis contigus amb corrosió completa, el forjat pràcticament no deforma i pot mantindre's en ús realitzant una intervenció de grau mitjà. I en els casos de tindre corroït l'armat inferior de tots els nervis d'un forjat, este encara es manté en peu, mantenint una certa capacitat portant (presenta un Factor de Càrrega pròxim a 1,40 quan queda només un nivell de tendons sa i de l'entorn de 1,60 quan queden dos nivells de tendons sans) , però és obligatori realitzar un reforç estructural integral.

Abstract

There are numerous cases of slabs with corrosion in their joists, in which the constructive elements that rest on them do not show remarkable damage. Sometimes, even with all the lower reinforcement corroded in all the joists there is no alarming cracking in flooring or partition walls.

This research provides support for making expert decisions about the corroded slabs, from the initial tasks of diagnosis until late intervention criteria, by evaluating the remaining safety of the most common slabs in residential buildings: the reinforced concrete one-way slabs with in-situ and precast joists, having the most usual thickness.

The remaining safety assessment has been performed by the analysis of complete building models with the most usual spans in dwellings. In this analysis, each of the active and passive reinforcements are in their real position, and each of the structural and constructive elements appear in the model when real construction dictates. The entire load range to the collapse is checked through steps that take into account the real constructive process: dead loads, service load, corrosion, and load to failure. Models contemplate the material and geometric nonlinearity, with concrete crushing and cracking and steel yielding.

ACI-318 load test is used as a criterion for acceptance or rejection of an existing structure. The assessment of the Load Factor, which quantifies the remaining safety and gives the necessary order of magnitude in the intervention, is developed in this research.

Results have been validated in simpler models and are in accordance with reality. In the cases of up to three contiguous joists with complete corrosion, the slab have practically not deformed and can remain in use performing an intermediate intervention. And where the lower reinforcement of all the joists of a slab is corroded, it still remains standing, having certain load-bearing capacity (Load Factor is close to 1.40 when there is one healthy level of tendons and 1.60 when there are two healthy levels of tendons), but it is necessary to perform a comprehensive structural reinforcement.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE FIGURAS

ÍNDICE DE TABLAS

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1. Introducción 1
1.2. Objetivos 7
1.3. Contenido 8

CAPÍTULO 2. EFECTO DE LOS DAÑOS ESTRUCTURALES

2.1. Influencia significativa de la corrosión 14
2.2. Corrosión potenciada por el empleo de cemento aluminoso 17
2.3. Factor de seguridad aceptable en edificios dañados 18
2.4. Otros mecanismos de resistencia adicionales 23

CAPÍTULO 3. MARCO TEÓRICO

3.1. Método de los elementos finitos 32
3.2. Análisis no lineal 35
3.3. Criterios de rotura 39
3.4. Criterios de plastificación 45
3.5. Criterios de convergencia 56
3.6. Entorno de aplicación de elementos finitos (ANSYS) 60

CAPÍTULO 4. COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES

4.1. Materiales empleados en la investigación 79
4.2. Hormigón 81
4.3. Acero 93
4.4. Cerámica 97
4.5. Tabla-resumen de las propiedades de los materiales 99

CAPÍTULO 5. VALIDACIÓN DE HIPÓTESIS Y MODELOS

5.1. Flexión – Dominio de rotura gobernado por el hormigón 102
5.2. Flexión – Dominio de rotura gobernado por el acero 115
5.3. Compresión – Dominio de rotura gobernado por el hormigón 124
5.4. Flexión – Dominio de rotura gobernado por la corrosión 130
5.5. Conclusiones de la validación 137

CAPÍTULO 6. ESTUDIO DE CASOS DE ELEMENTOS SIMPLES

6.1. Nervio en T 139
6.2. Pórticos de hormigón armado 158

CAPÍTULO 7. SEGURIDAD DE LOS FORJADOS DAÑADOS

7.1. Forjados armados 183
7.2. Forjados pretensados de 30 cm de canto 229
7.3. Forjados pretensados de 25 cm de canto 258
7.4. Conclusiones parciales de cada grupo de especímenes 280

CAPÍTULO 8. CRITERIOS DE ACTUACIÓN EN LOS CASOS DE CORROSIÓN EN FORJADOS Y CONCLUSIONES

8.1. Criterios de intervención 287
8.2. Conclusiones generales 293
8.3. Aportación original de la Tesis Doctoral 294
8.4. Futuras líneas de investigación 295

REFERENCIAS 297

APÉNDICES

I. Comparación de los resultados del nervio en T (Ansys - CidCad) 307
II. Comparación de los resultados del pórtico (Ansys - CidCad) 313
III. Resultados de los forjados con nervios armados 319
IV. Resultados de los forjados con nervios pretensados de 30 cm 355
V. Comparación descenso vertical en forjados armados y pretensados 391

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Frentes de ataque de las acciones externas

Figura 1.2. Corrosión severa en los nervios de una vivienda en Benigánim

Figura 1.3. Curva carga-desplazamiento vertical con descarga ACI-318

Figura 2.1. Función del ciclo de vida y deterioro prematuro (Cheung y Kyle, 1996)

Figura 2.2. Forjado unidireccional con nervios armados in situ

Figura 2.3. Proceso de pérdida del acero de refuerzo (Stewart y Rosowsky, 1998)

Figura 2.4. Pérdida de recubrimiento por expansión de armaduras corroídas (Sanz y otros, 2008)

Figura 2.5. Evolución de la adherencia con la corrosión (FIB, 2000)

Figura 2.6. Efectos que contribuyen a la resistencia del hormigón a esfuerzo cortante en una sección fisurada (Jiménez, 2004)

Figura 2.7. Camino de las cargas en una viga

Figura 2.8. Analogía de la celosía (Jiménez, 2004)

Figura 2.9. Principio de Saint-Venant en una viga (Courbon, 1968)

Figura 2.10. Deformada tipo losa de un forjado unidireccional

Figura 2.11. Tensiones transversales de la losa (a), y deformación tranversal de la losa (b), con y sin bovedillas (Santa Cruz, 2009)

Figura 2.12. Acción membrana en un forjado sin constricciones en su perímetro (Foster y otros, 2004)

Figura 3.1. Modelización con elementos finitos

Figura 3.2. Diagrama tensión-deformación con endurecimiento

Figura 3.3. Configuraciones inicial y deformada

Figura 3.4. Superficie de rotura de la máxima tensión normal

Figura 3.5. Superficie de rotura de la máxima deformación normal

Figura 3.6. Superficie de rotura de la máxima relación σ/ε

Figura 3.7. Superficie de rotura de Tsai-Wu

Figura 3.8. Superficie de rotura del hormigón simple bajo condiciones triaxiales

Figura 3.9. Modelo de Willam-Warnke de tres parámetros

Figura 3.10. Diagrama tensión-deformación elastoplástico

Figura 3.11. Curva de tensión-deformación elastoplástica

Figura 3.12. Superficies de plastificación (Ansys, 2011)
Figura 3.13. Reglas de endurecimiento (Ansys, 2011)
Figura 3.14. Superficie de plastificación de Tresca
Figura 3.15. Superficie de plastificación de Von Mises
Figura 3.16. Superficie de plastificación de Mohr-Coulomb
Figura 3.17. Superficies de plastificación de Von Mises y de Tresca
Figura 3.18. Superficie de plastificación de Drucker-Prager
Figura 3.19. Relación lineal Drucker-Prager
Figura 3.20. Superficie de plastificación de Hill
Figura 3.21. Procedimiento incremental
Figura 3.22. Método iterativo. Procedimiento con la matriz de rigidez tangente (a) y con la matriz de rigidez inicial (b)
Figura 3.23. Técnica mixta (Newton-Raphson)
Figura 3.24. Elemento Solid65 (Ansys, 2011)
Figura 3.25. Puntos de integración de un elemento finito volumétrico
Figura 3.26. Elemento Link180 (Ansys, 2011)
Figura 3.27. Equilibrio en un nodo. Evaluación del vector de carga desequilibrada
Figura 3.28. Comportamiento tensión-deformación de las distintas opciones de plastificación en Ansys (Ansys, 2011)
Figura 3.29. Método Newton-Raphson completo
Figura 3.30. Método Newton-Raphson con rigidez inicial
Figura 3.31. Método de búsqueda Line Search
Figura 3.32. Método de búsqueda arc-length (Ansys, 2011)
Figura 4.1. Modelización de los elementos de hormigón y de acero
Figura 4.2. Diagramas tensión-deformación del acero y el hormigón
Figura 4.3. a) Fisura discreta, b) Fisura disuelta
Figura 4.4. Curva tensión-deformación típica del hormigón sometido a compresión y tracción uniaxial (Bangash, 1989)
Figura 4.5. Diagramas tensión-deformación de los hormigones empleados
Figura 4.6. Ensayo con probetas cilíndricas de hormigón
Figura 4.7. Resistencia en la fisuración
Figura 4.8. Representación del significado del coeficiente de Poisson

Figura 4.9. Corte en el plano de fallo para el hormigón (Ansys, 2011)
Figura 4.10. Diagrama tensión-deformación característicos del acero
Figura 4.11. Gráficas simplificadas tensión-deformación elástica, elastoplástica y bilineal para el acero
Figura 4.12. Asimetría tracción-compresión debida al efecto Bauschinger
Figura 4.13. Estrategias de modelización de las estructuras de fábrica
Figura 5.1. Modelo de viga analizado por Barbosa
Figura 5.2. Malla de elementos finitos de Barbosa y propia
Figura 5.3. Estado de fisuración y aplastamiento del substep 98
Figura 5.4. Estado de fisuración y aplastamiento del substep 99
Figura 5.5. Puntos integración de un elemento sólido de hormigón (Ansys, 2011)
Figura 5.6. Signo de fisuración (Ansys, 2011)
Figura 5.7. Aparición de las fisuras de flexión
Figura 5.8. Progreso de las fisuras de flexión e inicio de las de cortante
Figura 5.9. Fisuras de cortante
Figura 5.10. Aparición de fisuras que causan colapso por laminación en z
Figura 5.11. Fisuración producida por la tracción indirecta
Figura 5.12. Curvas carga-desplazamiento
Figura 5.13. Comparación con curva analítica
Figura 5.14. Resultados procedentes del artículo de Barbosa
Figura 5.15. Modelo de viga estudiado por Fanning (2001)
Figura 5.16. Malla de elementos finitos opción a
Figura 5.17. Malla de elementos finitos opción b
Figura 5.18. Aparición de fisuras motivadas por la compresión
Figura 5.19. Estado en el último paso convergido de carga
Figura 5.20. Estado final en la rotura
Figura 5.21. Estado final de fisuración/aplastamiento en el centro de vano
Figura 5.22. Fisuración después de rotura en ensayo real (Fanning, 2001)
Figura 5.23. Gráfica carga-desplazamiento del profesor P. Fanning
Figura 5.24. Gráficas carga-desplazamiento obtenidas
Figura 5.25. Propiedades geométricas de los especímenes de pilar
Figura 5.26. Mallado empleado en los especímenes de pilares

Figura 5.27. Relación tensión-deformación del hormigón (Popovics,1973)
Figura 5.28. Relación tensión-deformación del acero de refuerzo (Park y Paulay, 1975)
Figura 5.29. Evolución de la fisuración en el espécimen LS1
Figura 5.30. Curva tensión-deformación del hormigón (Lu y Gu, 2004)
Figura 5.31. Sección transversal de la viga analizada por Coronelli y Gambarova
Figura 5.32. Axonometría de la viga
Figura 5.33. Armado de la viga analizada
Figura 5.34. Vigas de hormigón armado: geometría y refuerzo (Rodríguez, 1997)
Figura 5.35. Gráficos carga-desplazamiento vertical del espécimen 11.1
Figura 5.36. Gráficos carga-desplazamiento vertical del espécimen 11.4
Figura 5.37. Gráficos carga-desplazamiento vertical del espécimen 11.5
Figura 5.38. Distribución de las tensiones principales: (a) Viga sana y (b) viga deteriorada (Coronelli y Gambarova, 2004)
Figura 6.1. Características geométricas de la sección del nervio en T
Figura 6.2. Modelo de vigueta en T con malla más basta
Figura 6.3. Modelo de vigueta en T con malla más fina
Figura 6.4. Desplazamiento vertical del modelo A1
Figura 6.5. Inicio y final de la plastificación de la armadura modelo A1
Figura 6.6. Inicio de la fisuración y estado final fisurado del modelo A1
Figura 6.7. Desplazamiento vertical del modelo A2
Figura 6.8. Inicio de la fisuración y estado final fisurado del modelo A2
Figura 6.9. Desplazamiento vertical del modelo A3
Figura 6.10. Inicio y final de la plastificación de la armadura modelo A3
Figura 6.11. Inicio de la fisuración y estado final fisurado del modelo A3
Figura 6.12. Desplazamiento vertical del modelo A4
Figura 6.13. Inicio de la fisuración y estado final fisurado del modelo A4
Figura 6.14. Desplazamiento vertical del modelo B1
Figura 6.15. Inicio de la fisuración y estado final fisurado del modelo B1
Figura 6.16. Desplazamiento vertical del modelo B2
Figura 6.17. Inicio de la fisuración y estado final fisurado del modelo B2
Figura 6.18. Desplazamiento vertical del modelo B3

Figura 6.19. Inicio de la fisuración y estado final fisurado del modelo B3
Figura 6.20. Desplazamiento vertical del modelo B4
Figura 6.21. Inicio de la fisuración y estado final fisurado del modelo B4
Figura 6.22. Efecto arco en el modelo B2 a la carga de 29924,8 N/m^2
Figura 6.23. Curvas carga-desplazamiento del nervio biapoyado
Figura 6.24. Curvas carga-desplazamiento del nervio biempotrado
Figura 6.25. Primer estado de fisuración
Figura 6.26. Progreso de las fisuras por flexión
Figura 6.27. Aparición de las fisuras por cortante
Figura 6.28. Aplastamiento y fisuración por compresión en alzado
Figura 6.29. Aplastamiento y fisuración por compresión en planta
Figura 6.30. Distribución de tensiones en X antes y después de la fisuración
Figura 6.31. Geometría del pórtico analizado
Figura 6.32. Armadura del pórtico analizado
Figura 6.33. Secciones de pilares y vigas en los distintos tramos
Figura 6.34. Solicitaciones en el tramo 1
Figura 6.35. Solicitaciones en el tramo 2
Figura 6.36. Solicitaciones en el tramo 3
Figura 6.37. Solicitaciones en el tramo 4
Figura 6.38. Deformada vertical del pórtico a 200.000 N/m^2 de carga
Figura 6.39. Desplazamiento en X del pórtico a 200.000 N/m^2 de carga
Figura 6.40. Tensiones en X del pórtico a 200.000 N/m^2 de carga
Figura 6.41. Detalle de las tensiones en X de la viga extrema superior
Figura 6.42. Esfuerzos axiles en el acero de refuerzo a 200.000 N/m^2
Figura 6.43. Deformación plástica en el acero de refuerzo a 200.000 N/m^2
Figura 6.44. Puntos representados en las curvas carga-desplazamiento
Figura 6.45. Curvas carga-desplazamiento vertical
Figura 6.46. Desplazamiento horizontal del extremo del voladizo superior
Figura 6.47. Analogía de la celosía (Perepérez y Barberá, 2005)
Figura 6.48. Cortantes en el tramo 4 de la viga de PB a 200.000 N/m^2
Figura 6.49. Cortantes en el hormigón de la sección a 24 cm del pilar con una carga de 200.000 N/m^2

Figura 6.50. Estado de fisuración a la carga previa a la de colapso
Figura 6.51. Estado de fisuración a la carga de 37.516,2 N/m^2
Figura 6.52. Estado de fisuración a la carga de 52.452,6 N/m^2
Figura 6.53. Estado de fisuración a la carga de 99.607 N/m^2
Figura 6.54. Estado de fisuración a la carga de 121.608 N/m^2
Figura 6.55. Estado de fisuración a la carga de 197.018 N/m^2
Figura 7.1. Geometría del cuarto de modelo vista en alzado
Figura 7.2. Geometría del cuarto de modelo vista en planta
Figura 7.3. Armado de vigas en el centro de vano (a) y en los apoyos (b), armado de pilares (c) y armado de nervios (d)
Figura 7.4. Forjado 2. Paños y puntos de análisis
Figura 7.5. Forjado 2. Cuadrantes
Figura 7.6. Curvas carga-desplazamiento del punto 1
Figura 7.7. Curvas carga-desplazamiento del punto 2
Figura 7.8. Curvas carga-desplazamiento del punto 3
Figura 7.9. Curvas carga-desplazamiento del punto 4
Figura 7.10. Simulación de la prueba de carga (ACI-318) en el punto 1
Figura 7.11. Simulación de la prueba de carga (ACI-318) en el punto 2
Figura 7.12. Fisuración del nervio central, detalle del apoyo y tensión de cortante (valor máximo = 1,1 MPa)
Figura 7.13. Pendiente segura y no segura en la curva carga-desplazamiento del punto 2 con corrosión completa del paño extremo
Figura 7.14. Detalle del forjado con corrosión en el conjunto del edificio
Figura 7.15. Deformada del forjado con 6.100 N/m^2 de carga sin corrosión
Figura 7.16. Deformada del forjado con 6.776,2 N/m^2 con corrosión
Figura 7.17. Fisuración del forjado con 6.100 N/m^2 de carga sin corrosión
Figura 7.18. Fisuración del forjado con 6.776,2 N/m^2 con corrosión
Figura 7.19. Fisuración del forjado 2 con una carga de 3.936,78 N/m^2
Figura 7.20. Fisuración del forjado 2 con una carga de 5.529,51 N/m^2
Figura 7.21. Fisuración del forjado 2 con una carga de 7.348,87 N/m^2
Figura 7.22. Fisuración del forjado 2 con una carga de 8.250,32 N/m^2
Figura 7.23. Fisuración del forjado 2 con una carga de 9.362,54 N/m^2

Figura 7.24. Fisuración del forjado 2 con una carga de 9.850,08 N/m²
Figura 7.25. Fisuración del forjado 2 con una carga de 10.761,2 N/m²
Figura 7.26. Fisuración del forjado 2 con una carga de 13.818 N/m²
Figura 7.27. Fisuración del forjado 2 con una carga de 17.096,6 N/m²
Figura 7.28. Fisuración del forjado 2 con una carga de 19.560 N/m²
Figura 7.29. Esquema en planta del modelo
Figura 7.30. Fisuración del forjado 2 con una carga de 5.561,15 N/m²
Figura 7.31. Fisuración del forjado 2 con una carga de 7.338,68 N/m²
Figura 7.32. Fisuración del forjado 2 con una carga de 7.564,94 N/m²
Figura 7.33. Fisuración del forjado 2 con una carga de 7.821,54 N/m²
Figura 7.34. Fisuración del forjado 2 con una carga de 8.222,45 N/m²
Figura 7.35. Fisuración del forjado 2 con una carga de 9.128,54 N/m²
Figura 7.36. Fisuración del forjado 2 con una carga de 9.993,24 N/m²
Figura 7.37. Fisuración del forjado 2 con una carga de 10.337,2 N/m²
Figura 7.38. Fisuración del forjado 2 con una carga de 12.406 N/m²
Figura 7.39. Fisuración del forjado 2 con una carga de 22.207,2 N/m²
Figura 7.40. Nomenclatura de los paños y cuadrantes
Figura 7.41. Curvas carga-desplazamiento vertical en el punto 2 de los modelos sin desprendimiento
Figura 7.42. Curvas carga-desplazamiento vertical en el punto 2 de los modelos con desprendimiento
Figura 7.43. Descarga ACI-318 de los modelos con desprendimiento en 3 nervios en el punto 2
Figura 7.44. Curvas carga-desplazamiento vertical en el punto 4 de los modelos sin desprendimiento
Figura 7.45. Curvas carga-desplazamiento vertical en el punto 4 de los modelos con desprendimiento
Figura 7.46. Descarga ACI-318 de modelos con desprendimiento 3 nervios punto 4
Figura 7.47. Nervio pretensado con problemas de aluminosis
Figura 7.48. Viguetas con toda la armadura activa inferior corroída
Figura 7.49. Geometría del modelo simulado, siendo una cuarta parte del modelo completo

Figura 7.50. Armado de vigas en el centro de vano (a) y en los apoyos (b), armado de pilares (c) y vigueta pretensada (d)
Figura 7.51. Deformada vertical al final del paso de carga 1
Figura 7.52. Deformada vertical al final del paso de carga 3
Figura 7.53. Deformada vertical al final del paso de carga 5
Figura 7.54. Deformada vertical previa al colapso
Figura 7.55. Casos estudiados: zonas de carga y corrosión en el segundo forjado y puntos de análisis
Figura 7.56. Curvas carga-desplazamiento del punto 1
Figura 7.57. Curvas carga-desplazamiento del punto 2
Figura 7.58. Curvas carga-desplazamiento del punto 3
Figura 7.59. Curvas carga-desplazamiento del punto 4
Figura 7.60. Paso de la deformada bajo cargas habituales (izquierda) a deformada en artesa (derecha)
Figura 7.61. Esquema de pilares y vigas de un cuarto del modelo
Figura 7.62. Fisuración del forjado 2 con una carga de 4.188,22 N/m^2
Figura 7.63. Fisuración del forjado 2 con una carga de 7.819,56 N/m^2
Figura 7.64. Fisuración del forjado 2 con una carga de 12.220,6 N/m^2
Figura 7.65. Fisuración del forjado 2 con una carga de 16.056 N/m^2
Figura 7.66. Fisuración del forjado 2 con una carga de 18.290,8 N/m^2
Figura 7.67. Fisuración del forjado 2 con una carga de 20.200,8 N/m^2
Figura 7.68. Estado sano y corroído de los tipos de vigueta utilizados
Figura 7.69. Curvas carga-desplazamiento vertical en el punto 2 de los casos en el paño extremo
Figura 7.70. Curvas carga-desplazamiento vertical en el punto 4 de los casos en el paño central
Figura 7.71. Secciones de vigas, pilares y nervios
Figura 7.72. Paños y cuadrantes
Figura 7.73. Curvas carga-desplazamiento del punto 1
Figura 7.74. Curvas carga-desplazamiento del punto 2
Figura 7.75. Curvas carga-desplazamiento del punto 3
Figura 7.76. Curvas carga-desplazamiento del punto 4

Figura 7.77. Esquema de pilares y vigas de un cuarto del modelo
Figura 7.78. Fisuración del forjado 2 con una carga de 6.014,76 N/m^2
Figura 7.79. Fisuración del forjado 2 con una carga de 7.505,51 N/m^2
Figura 7.80. Fisuración del forjado 2 con una carga de 9.639,9 N/m^2
Figura 7.81. Fisuración del forjado 2 con una carga de 13.844,1 N/m^2
Figura 7.82. Fisuración del forjado 2 con una carga de 15.602 N/m^2
Figura 7.83. Fisuración del forjado 2 con una carga de 19.771,9 N/m^2
Figura 7.84. Curvas carga-desplazamiento vertical en el punto 2 de los casos en el paño extremo
Figura 7.85. Curvas carga-desplazamiento vertical en el punto 4 de los casos en el paño central
Figura 7.86. Descarca ACI-318 para el caso D.2.2.
Figura 7.87. Cuadrantes y paños del forjado
Figura 8.1. Vivienda de Benigánim (Valencia) con corrosión completa de todos los tendones inferiores en todas las viguetas
Figura 8.2. Detalle constructivo de la zona de máximo cortante
Figura 8.3. Detalles constructivos propuestos para los diferentes grados de intervención
Figura 8.4. Curvas carga-desplazamiento vertical del punto 2 en especímenes de forjados de 25 cm con nervios pretensados
Figura 8.5. Descarga ACI-318 para el caso de corrosión en todas las viguetas con un nivel de tendones sano
Figura 8.6. Recomendación constructiva en los nervios que enfrentan pilares

Figura I.1. Desplazamiento vertical en centro de vano en el modelo de vigueta en T de malla basta, según Ansys
Figura I.2. Desplazamiento vertical en centro de vano en el modelo de vigueta en T de malla basta, según CidCad
Figura I.3. Desplazamiento vertical en centro de vano en el modelo de vigueta en T de malla fina, según Ansys
Figura I.4. Desplazamiento vertical en centro de vano en el modelo de vigueta en T de malla fina, según CidCad

Figura I.5. Tensiones en X en el modelo de vigueta en T de malla basta, Ansys
Figura I.6. Tensiones en X en el modelo de vigueta en T de malla basta, CidCad
Figura I.7. Tensiones en X en el modelo de vigueta en T de malla fina, Ansys
Figura I.8. Tensiones en X en el modelo de vigueta en T de malla fina, CidCad
Figura II.1. Valores de axiles en pilares obtenidos con CidCad y ANSYS
Figura II.2. Comparativa de momentos flectores CID-ANSYS
Figura II.3. Diferencia entre los valores de momentos flectores CID-ANSYS
Figura II.4. Nudo extremo superior del pórtico
Figura III.1. Vista en axonometría del desplazamiento en Z a 6.100 N/m^2
Figura III.2. Desplazamiento en Z del forjado 2 a 6.100 N/m^2
Figura III.3. Tensiones en X del forjado 2 a 6.100 N/m^2
Figura III.4. Tensiones en Y del forjado 2 a 6.100 N/m^2
Figura III.5. Tensiones en Y del forjado 2 a 6.100 N/m^2. Vista inferior
Figura III.6. Fisuración del forjado 2 a 6.100 N/m^2. Alzado y planta
Figura III.7. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso A
Figura III.8. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso A
Figura III.9. Tensiones en X del forjado 2 del caso A
Figura III.10. Tensiones en Y del forjado 2 del caso A
Figura III.11. Tensiones en Y del forjado 2 del caso A. Vista inferior
Figura III.12. Fisuración del forjado 2 del caso A. Alzado y planta
Figura III.13. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso B.1
Figura III.14. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso B.1
Figura III.15. Tensiones en X del forjado 2 del caso B.1
Figura III.16. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.1
Figura III.17. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.1. Vista inferior
Figura III.18. Fisuración del forjado 2 del caso B.1. Alzado y planta
Figura III.19. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso B.2
Figura III.20. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso B.2
Figura III.21. Tensiones en X del forjado 2 del caso B.2
Figura III.22. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.2
Figura III.23. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.2. Vista inferior
Figura III.24. Fisuración del forjado 2 del caso B.2. Alzado y planta

Figura III.25. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso B.3
Figura III.26. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso B.3
Figura III.27. Tensiones en X del forjado 2 del caso B.3
Figura III.28. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.3
Figura III.29. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.3. Vista inferior
Figura III.30. Fisuración del forjado 2 del caso B.3. Alzado y planta
Figura III.31. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso B.4
Figura III.32. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso B.4
Figura III.33. Tensiones en X del forjado 2 del caso B.4
Figura III.34. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.4
Figura III.35. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.4. Vista inferior
Figura III.36. Fisuración del forjado 2 del caso B.4. Alzado y planta
Figura III.37. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso C.1
Figura III.38. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso C.1
Figura III.39. Tensiones en X del forjado 2 del caso C.1
Figura III.40. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.1
Figura III.41. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.1. Vista inferior
Figura III.42. Fisuración del forjado 2 del caso C.1. Alzado y planta
Figura III.43. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso C.2
Figura III.44. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso C.2
Figura III.45. Tensiones en X del forjado 2 del caso C.2
Figura III.46. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.2
Figura III.47. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.2. Vista inferior
Figura III.48. Fisuración del forjado 2 del caso C.2. Alzado y planta
Figura III.49. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso C.3
Figura III.50. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso C.3
Figura III.51. Tensiones en X del forjado 2 del caso C.3
Figura III.52. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.3
Figura III.53. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.3. Vista inferior
Figura III.54. Fisuración del forjado 2 del caso C.3. Alzado y planta
Figura III.55. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso C.4
Figura III.56. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso C.4

Figura III.57. Tensiones en X del forjado 2 del caso C.4
Figura III.58. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.4
Figura III.59. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.4. Vista inferior
Figura III.60. Fisuración del forjado 2 del caso C.4. Alzado y planta
Figura III.61. Planta del modelo
Figura IV.1. Vista en axonometría del desplazamiento en Z a 6.100 N/m^2
Figura IV.2. Desplazamiento en Z del forjado 2 a 6.100 N/m^2
Figura IV.3. Tensiones en X del forjado 2 a 6.100 N/m^2
Figura IV.4. Tensiones en Y del forjado 2 a 6.100 N/m^2
Figura IV.5. Tensiones en Y del forjado 2 a 6.100 N/m^2. Vista inferior
Figura IV.6. Fisuración del forjado 2 a 6.100 N/m^2. Alzado y planta
Figura IV.7. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso A
Figura IV.8. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso A
Figura IV.9. Tensiones en X del forjado 2 del caso A
Figura IV.10. Tensiones en Y del forjado 2 del caso A
Figura IV.11. Tensiones en Y del forjado 2 del caso A. Vista inferior
Figura IV.12. Fisuración del forjado 2 del caso A. Alzado y planta
Figura IV.13. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso B.1
Figura IV.14. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso B.1
Figura IV.15. Tensiones en X del forjado 2 del caso B.1
Figura IV.16. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.1
Figura IV.17. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.1. Vista inferior
Figura IV.18. Fisuración del forjado 2 del caso B.1. Alzado y planta
Figura IV.19. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso B.2
Figura IV.20. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso B.2
Figura IV.21. Tensiones en X del forjado 2 del caso B.2
Figura IV.22. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.2
Figura IV.23. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.2. Vista inferior
Figura IV.24. Fisuración del forjado 2 del caso B.2. Alzado y planta
Figura IV.25. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso B.3
Figura IV.26. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso B.3
Figura IV.27. Tensiones en X del forjado 2 del caso B.3

Figura IV.28. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.3
Figura IV.29. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.3. Vista inferior
Figura IV.30. Fisuración del forjado 2 del caso B.3. Alzado y planta
Figura IV.31. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso B.4
Figura IV.32. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso B.4
Figura IV.33. Tensiones en X del forjado 2 del caso B.4
Figura IV.34. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.4
Figura IV.35. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.4. Vista inferior
Figura IV.36. Fisuración del forjado 2 del caso B.4. Alzado y planta
Figura IV.37. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso C.1
Figura IV.38. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso C.1
Figura IV.39. Tensiones en X del forjado 2 del caso C.1
Figura IV.40. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.1
Figura IV.41. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.1. Vista inferior
Figura IV.42. Fisuración del forjado 2 del caso C.1. Alzado y planta
Figura IV.43. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso C.2
Figura IV.44. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso C.2
Figura IV.45. Tensiones en X del forjado 2 del caso C.2
Figura IV.46. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.2
Figura IV.47. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.2. Vista inferior
Figura IV.48. Fisuración del forjado 2 del caso C.2. Alzado y planta
Figura IV.49. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso C.3
Figura IV.50. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso C.3
Figura IV.51. Tensiones en X del forjado 2 del caso C.3
Figura IV.52. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.3
Figura IV.53. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.3. Vista inferior
Figura IV.54. Fisuración del forjado 2 del caso C.3. Alzado y planta
Figura IV.55. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso C.4
Figura IV.56. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso C.4
Figura IV.57. Tensiones en X del forjado 2 del caso C.4
Figura IV.58. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.4
Figura IV.59. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.4. Vista inferior

Figura IV.60. Fisuración del forjado 2 del caso C.4. Alzado y planta
Figura IV.61. Planta del modelo
Figura V.1. Curvas carga-deplazamiento del punto 1 de los modelos sanos
Figura V.2. Curvas carga-deplazamiento del punto 2 de los modelos sanos
Figura V.3. Curvas carga-deplazamiento del punto 3 de los modelos sanos
Figura V.4. Curvas carga-deplazamiento del punto 4 de los modelos sanos
Figura V.5. Curvas carga-deplazamiento del punto 1 de los modelos sanos con carga hasta el colapso en el paño extremo
Figura V.6. Curvas carga-deplazamiento del punto 2 de los modelos sanos con carga hasta el colapso en el paño extremo
Figura V.7. Curvas carga-deplazamiento del punto 3 de los modelos sanos con carga hasta el colapso en el paño central
Figura V.8. Curvas carga-deplazamiento del punto 4 de los modelos sanos con carga hasta el colapso en el paño central
Figura V.9. Curvas carga-deplazamiento del punto 1 de los modelos con corrosión en el paño extremo
Figura V.10. Curvas carga-deplazamiento del punto 2 de los modelos con corrosión en el paño extremo
Figura V.11. Curvas carga-deplazamiento del punto 3 de los modelos con corrosión en el paño central
Figura V.12. Curvas carga-deplazamiento del punto 4 de los modelos con corrosión en el paño central
Figura V.13. Curvas carga-deplazamiento del punto 1 de los modelos con corrosión en el cuadrante en esquina
Figura V.14. Curvas carga-deplazamiento del punto 2 de los modelos con corrosión en el cuadrante simetría paralela a los nervios
Figura V.15. Curvas carga-deplazamiento del punto 3 de los modelos con corrosión en el cuadrante simetría perpendicular a nervios
Figura V.16. Curvas carga-deplazamiento del punto 4 de los modelos con corrosión en el cuadrante en la doble simetría

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Valores de reserva de resistencia (Vielma y otros, 2008)

Tabla 3.1. Criterios de rotura y plastificación empleados por otros

Tabla 3.2. Opciones de plastificación de Ansys

Tabla 4.1. Propiedades de los hormigones

Tabla 4.2. Valores de coef. de transferencia por cortante (Thomas, 2003)

Tabla 4.3. Tabla resumen de las propiedades de los materiales

Tabla 5.1. Propiedades de los aceros empleados en la simulación

Tabla 5.2. Ataque por corrosión y parámetros residuales de los materiales (Coronelli y Gambarova, 2004)

Tabla 6.1. Propiedades de los materiales (hormigón y acero)

Tabla 6.2. Nomenclatura de los diferentes modelos analizados

Tabla 6.3. Resultados de los diferentes modelos de nervio en T

Tabla 7.1. Valores de carga máxima, deformada vertical máxima y factor de carga de servicio para los diversos modelos

Tabla 7.2. Valores de Dz a la carga de 4.500 N/m^2 y de f_a

Tabla 7.3. Valores de Dz a la carga de 5.500 N/m^2 y de flecha total admisible al valor de prueba de carga ACI-318

Tabla 7.4. Comparación de la fisuración de los modelos con y sin fachada

Tabla 7.5. Nomenclatura de los casos de forjados armados de 30 cm

Tabla 7.6. Valores de Factor de Carga y cumplimiento ACI-318

Tabla 7.7. Valores de carga máxima, deformada vertical máxima y factor de carga para los diversos modelos

Tabla 7.8. Valores de Dz a la carga de 4.500 N/m^2 y de f_a

Tabla 7.9. Valores de Dz a la carga de 5.500 N/m^2 y de flecha total admisible al valor de prueba de carga ACI-318

Tabla 7.10. Nomenclatura de los casos de forjados pretensados de 30 cm

Tabla 7.11. Valores de Factor de Carga y cumplimiento ACI-318

Tabla 7.12. Valor de las cargas en el forjado de 30 cm pretensado

Tabla 7.13. Valores de carga máxima, deformada vertical máxima y factor de carga para los diversos modelos

Tabla 7.14. Valores de Dz a la carga de 4.500 N/m^2 y de f_a

Tabla 7.15. Valores de Dz a la carga de 5.500 N/m^2 y de flecha total admisible al valor de prueba de carga ACI-318

Tabla 7.16. Valores de Factor de Carga para los modelos simulados

Tabla 7.17. Nomenclatura de los casos de forjados pretensados de 25 cm

Tabla 7.18. Valor de las cargas en el forjado de 25 cm pretensado

Tabla 7.19. Valores de Factor de Carga y cumplimiento ACI-318

Tabla I.1. Resultados obtenidos para el nervio en T

Tabla III.1. Casos estudiados de edificios con los forjados armados

Tabla IV.1. Casos estudiados de edificios con los forjados pretensados

1. Introducción y objetivos

1.1. Introducción

El forjado es el elemento estructural que en primer lugar recibe las cargas verticales en un edificio. La mayoría de edificios residenciales a nivel nacional contienen forjados que están formados por nervios de hormigón armado o pretensado y capa de compresión.

Todos los elementos que componen una edificación, tanto los constructivos como los estructurales, con el tiempo se encuentran sometidos a una serie de agresiones externas, que producen su deterioro. Las estructuras deben mantener unas propiedades que permitan que el edificio se mantenga en uso durante un determinado periodo de tiempo, denominado vida útil. Los daños de todo el conjunto del forjado deben ser estudiados, diagnosticados y tratados, ya que disminuyen la seguridad.

El deterioro de los forjados es el daño más frecuente en los edificios de hormigón armado, y la que mayor repercusión tiene en caso de reparación o intervención, debido a que su fisuración o excesiva deformación afecta a la mayoría de elementos constructivos, a los que sirve como soporte, como son la tabiquería, el solado, el falso techo o las fachadas. Los forjados unidireccionales son los más empleados, y por lo tanto, los más afectados.

Uno de los daños más frecuentes en los forjados unidireccionales junto con la deformación excesiva es la corrosión del refuerzo inferior de los nervios, favorecida en ocasiones por el empleo del cemento aluminoso, llegando a producir la pérdida de adherencia entre acero y hormigón, el desprendimiento del recubrimiento inferior, e incluso la rotura del armado debida a la corrosión severa.

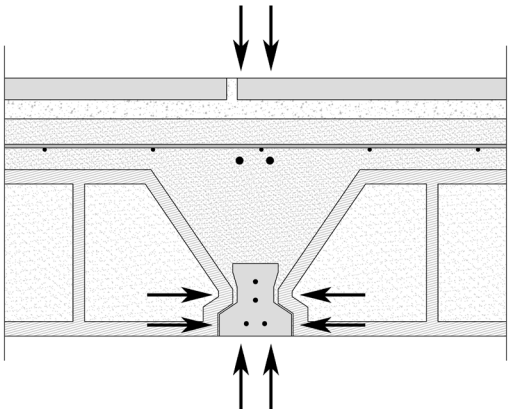


Figura 1.1. Frentes de ataque de las acciones externas

En la realidad existen casos donde los nervios de un forjado unidireccional han perdido completamente el recubrimiento inferior, y el armado inferior de los mismos se encuentra totalmente cortado. Sin embargo, raramente se ha observado la corrosión del armado superior, correspondiente con el armado de negativos de los nervios sobre las vigas.

Esto es lógico, debido a que el armado inferior es más agredido, ya que el hormigón del recubrimiento posee tres frentes libres, si se considera la gran porosidad de las bovedillas. Por el contrario, el armado superior que está en la capa de compresión, hormigonada in situ, solo está expuesto por la cara superior, y sobre esta capa se coloca el solado, que protege en mayor medida. En la figura 1.1. se observa la mayor desprotección del armado inferior frente al armado superior.

En algunos de estos casos no aparecen deformaciones excesivas ni fisuración en el resto de elementos constructivos, y por tanto se descubren los nervios dañados de forma casual, motivada por ejemplo por la demolición del falso techo debido a un cambio de uso en el edificio.

Este ha sido el caso de la edificación sita en Benigánim (Valencia) que se muestra en la figura 1.2. El forjado corresponde con el techo de la planta baja. Esta planta baja es un bajo comercial que cambió de uso, y en la reforma pertinente se demolió el falso techo, quedando al descubierto el estado de las viguetas. Según el testimonio del propietario de la vivienda situada en la planta primera se quedaron muy sorprendidos porque no habían apreciado fisuración ni en la tabiquería ni en el solado.

Figura 1.2. Corrosión severa en los nervios de una vivienda en Benigánim

Este es un caso concreto de corrosión favorecida por empleo del cemento aluminoso, en el que pese a existir un alto grado de deterioro en los nervios, la deformación del forjado y por tanto la fisuración de los elementos constructivos que descansan sobre él no era detectable.

Durante los años 1950-1970 en España se extendió el empleo del cemento aluminoso, para la fabricación de viguetas pretensadas fundamentalmente. Esto sucedió debido a las ventajas que ofrece a priori este tipo de cemento, como el corto plazo de fabricación y puesta en obra respecto a viguetas fabricadas con cemento común. En esta época se construyó una gran proporción del parque de edificios de viviendas que existen actualmente. Se exigía una construcción masiva y realizada con gran celeridad, por lo que el empleo del cemento aluminoso era una gran ventaja para las empresas fabricantes de viguetas. Pero, más adelante, se comprobó que este tipo de cemento sufre el fenómeno definido como conversión (IVE, 2008a), con lo que resulta con el tiempo un hormigón más poroso y más atacable, acelerando y favoreciendo la corrosión.

La observación de casos con daños extremos, como el de Benigánim, y la ausencia de métodos de análisis para estos casos han motivado a desarrollar la presente Tesis Doctoral. En la literatura existente no se han encontrado modelos o herramientas que ayuden en la toma de decisiones respecto a la intervención a realizar cuando nos enfrentamos a uno de estos casos.

No existe a nivel nacional ni internacional ninguna normativa o investigación publicada que resulte de ayuda frente a estos casos. Se carece de una normativa específica que trate sobre el diseño y cálculo de las actuaciones de reparación y refuerzo sobre las estructuras de edificación, salvo la recomendación de pruebas de carga. Y en los escasos textos publicados se trazan ligeramente las pautas a seguir en caso de enfrentarse a una estructura de hormigón armado dañada, pero no se establecen reglas de diseño ni método de cálculo alguno, siendo estas publicaciones en ocasiones contradictorias.

En las publicaciones de investigación de la patología estructural no se encuentran estudios que aborden el tema de la seguridad remanente. Las escasas publicaciones existentes se ocupan de evaluar el comportamiento y la seguridad residual en nervios aislados, de forma individual, y sin formar un conjunto con el resto de los elementos que componen un forjado en la realidad. De este modo no se están evaluando los mecanismos de resistencia adicionales que aparecen en la realidad al formar un conjunto todo el edificio, como es la colaboración lateral entre nervios. Este aspecto es muy importante, sobre todo cuando aparece un elemento con un grado de alteración considerable. De estudiar el nervio dañado aislado a estudiarlo entre nervios sanos los valores de seguridad residual obtenidos varían en gran manera.

La metodología desarrollada en esta investigación y el trabajo realizado facilitan la evaluación de la seguridad remanente en forjados unidireccionales con corrosión severa en el armado inferior de sus nervios. Evaluar esta seguridad residual y decidir sus niveles de seguridad adecuados que permitan mantener el edificio en uso es una tarea compleja. En los casos de peritación no deben exigirse los niveles de seguridad que se buscan en fase de diseño. Mediante una seria labor de diagnosis se puede disponer de información suficientemente precisa de la realidad construida, características de los materiales, geometría, deformaciones..., y además la vida útil restante es menor que la que se pide en fase de proyecto.

El trabajo se ha realizado de forma pormenorizada, con las hipótesis más precisas, y se ha llevado a cabo teniendo en cuenta la geometría real espacial de un edificio completo de viviendas. Al realizar el análisis en el espacio, intervienen los mecanismos de resistencia que colaboran en la realidad, pero que no se tienen en cuenta a la hora de analizar la estructura mediante barras en fase de diseño, como son el funcionamiento en arco, membrana, placa en ambas direcciones, y la formación de bielas y tirantes. Por lo tanto, se evalúa la seguridad residual de una forma más precisa.

El edificio genérico analizado está formado por una estructura de hormigón armado y posee alturas y luces habituales en edificios de viviendas. Está compuesto por pórticos de vigas planas, forjados unidireccionales y por una fachada cerámica, llegando incluso a contar con el antepecho que cierra la terraza. A su vez cada armadura de acero está colocada en su ubicación espacial exacta.

Se ha realizado un estudio del proceso constructivo y del orden de aparición de cargas, y se ha trasladado al análisis, para de este modo obtener resultados extrapolables a los casos reales. La secuencia es:

- En un primer paso se realiza el pretensado de los nervios en fábrica (en los casos de análisis de forjados pretensados), con lo que se obtiene cierta contraflecha.
- Los nervios se colocan en la posición que ocupan finalmente en el edificio.
- A continuación se construye el resto de la estructura (los pórticos y la capa de compresión) con su peso propio.
- Acto seguido, en la obra se incrementan las acciones con la fachada, el solado y la tabiquería, así como los falsos techos.
- Se pone en uso del edificio, añadiendo la carga cuasipermanente.
- La pérdida de sección del refuerzo inferior de los nervios se aplica cuando el edificio está en uso, es decir en el momento en el que está cargado con la carga a la que va a estar sometido durante su vida útil, para posteriormente aumentar la carga en el forjado hasta el colapso.

La dificultad que entraña esta meta solo puede ser abordada con el empleo de la no linealidad (Bathe y Wilson, 1976) mediante elementos finitos. Se tienen en cuenta todo tipo de no linealidades, como el planteamiento del equilibrio en la estructura deformada, la pérdida de rigidez debida a la fisuración y el aplastamiento del hormigón (Willam y Warnke, 1975), y la plastificación del acero.

En el estudio se han evaluado una gran variedad de casos en lo que se refiere al número de nervios con corrosión y a la posición que ocupan los nervios con corrosión dentro del forjado, tanto para los casos de nervios armados como para los de nervios pretensados. Se ha analizado la influencia de la pérdida de recubrimiento inferior de hormigón, total o parcial, y del número de niveles de tendones pretensados existentes en las viguetas prefabricadas.

Las herramientas empleadas en la evaluación de la seguridad remanente son el Factor de Carga y la prueba de carga de la normativa americana ACI-318 (American Concrete Institute, 2008).

La prueba de carga definida por la ACI-318 para estructuras existentes se emplea como criterio de aceptación o rechazo, es decir, para decidir si un edificio puede continuar en uso. En la figura 1.3. se muestra la curva carga-desplazamiento vertical del caso de forjado unidireccional armado con corrosión severa en 3 nervios contiguos, al realizarle esta prueba de carga.

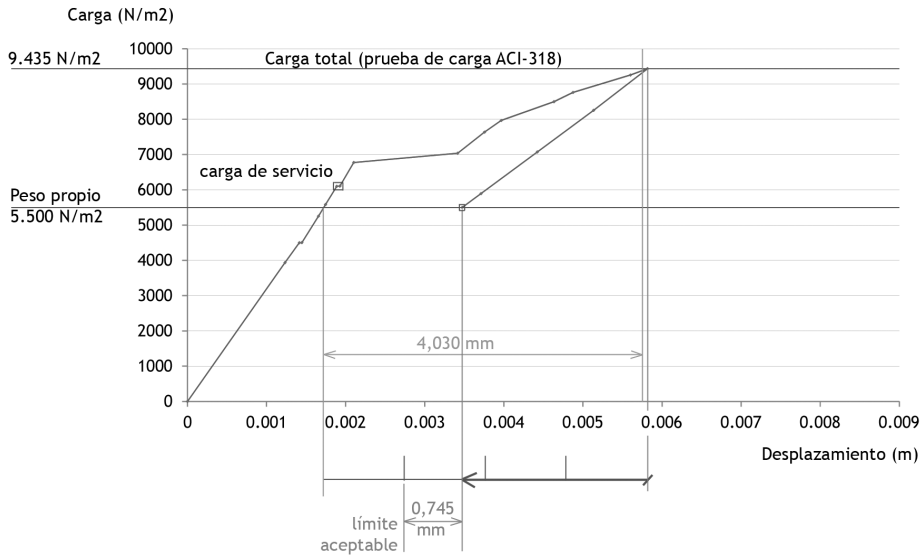


Figura 1.3. Curva carga-desplazamiento vertical con descarga ACI-318

El Factor de Carga remanente es propuesto en este trabajo. Expresa la relación entre dos valores de carga. Por un lado, es necesario conocer la carga que debe existir sobre un forjado para que éste alcance la flecha máxima admisible respecto a la tabiquería, según CTE-06 (MV, 2006). Ésta es la máxima carga que puede existir sobre el forjado real para cumplir con esta normativa. Y, por otro lado, es importante conocer la carga de servicio, es decir, la carga que existe sobre el forjado mientras está en uso. El Factor de Carga relaciona estos dos valores y da información sobre la seguridad remanente, ayudando a decidir la magnitud de la intervención a realizar.

Además, la observación del tramo de la curva carga-desplazamiento vertical en que se encuentra un caso ayuda a valorar la fiabilidad.

En los resultados de los casos estudiados se ha visto que un forjado unidireccional de hormigón armado con el refuerzo de positivos completamente corroído puede encontrar otros mecanismos resistentes que le permiten permanecer en pie.

Con luces habituales en edificios de viviendas, si existen hasta 3 nervios contiguos con el armado inferior corroído completamente, la reserva de seguridad es suficiente y el edificio puede continuar en uso realizando una intervención de grado medio en los nervios afectados, tanto en forjados unidireccionales de nervios armados como pretensados.

Hablando del mismo rango de luces, en el caso de existir la completa corrosión del armado inferior de todos los nervios de un paño, es necesario realizar una reparación importante para restablecer el nivel de seguridad.

Afortunadamente, en la mayoría de casos de forjados unidireccionales con desperfectos, el proceso de corrosión no es completo, y únicamente aparece de forma completa en 1, 2 ó 3 nervios contiguos en las zonas húmedas, con la fuga en las bajantes como causa principal. Pero la realidad es muy compleja, por lo que en el presente trabajo se ha tratado de realizar un planteamiento conservador con la adopción de valores mínimos de seguridad residual.

Además, es necesario comentar que cuando existe corrosión completa en el nivel de tendones inferior de las viguetas prefabricadas, los tendones pretensados superiores que aparecen para equilibrar la sección proporcionan al forjado de una gran capacidad remanente, sobre todo si se compara con los casos de corrosión del armado de positivos de un forjado de nervios armados. Esto es lo que ha contribuido en gran manera a que el edificio con corrosión situado en Benigánim no esté en el suelo.

El objetivo de este trabajo es proporcionar una herramienta de ayuda para las labores de diagnóstico y reparación en los casos de peritación debida a la corrosión severa del refuerzo inferior de los nervios de un forjado unidireccional de hormigón armado, ya que actualmente no se dispone de ésta, y recae

sobre el profesional una gran responsabilidad y presión social en la mayoría de las ocasiones. Es necesario tomar una decisión adecuada respecto a la intervención a realizar.

1.2. Objetivos

El objetivo fundamental de la investigación llevada a cabo en esta tesis doctoral es evaluar la seguridad residual en los forjados con corrosión severa en el armado inferior de los nervios y realizar propuestas de las intervenciones necesarias. Se estudian los casos más habituales en la construcción a nivel nacional, que son los forjados unidireccionales de 30 cm de canto, tanto los realizados con nervios armados como los realizados con nervios pretensados, y los forjados con viguetas pretensadas con un canto total de 25 cm. Este último tipo de forjado se emplea mucho durante las décadas de los 50-70, con el uso muy habitual de viguetas pretensadas elaboradas con cemento aluminoso.

Con la finalidad de desarrollar los objetivos descritos, se plantea un estudio que tratará de forma pormenorizada los siguientes puntos:

a) La elaboración del estado del arte respecto a la evaluación y aceptación de construcciones con corrosión en los nervios de un forjado unidireccional, tanto armado como pretensado. Además de una búsqueda de la literatura relacionada con la corrosión y la aceptación de estructuras con daños, se analizan los distintos mecanismos de resistencia adicionales que colaboran en la sustentación de una edificación, y que no se tienen en cuenta en la fase de diseño. Se ha observado la escasa investigación que existe respecto al tema y la ausencia de normativa que ayuda al especialista en sus decisiones.

b) El desarrollo de un marco teórico que haga comprensibles todas las variables tenidas en cuenta en la investigación para obtener los resultados más próximos a la realidad.

c) En esta tesis se ha realizado una minuciosa labor de validación de hipótesis y resultados, desde los fenómenos y elementos más sencillos trabajando a axil, pasando por flexión y cortante, y terminando en el estudio de vigas con diferentes grados de corrosión, y en todos los casos simulados ha existido una concordancia total con los resultados de otros autores. Todo el proceso de validación de hipótesis y resultados se encuentra en su correspondiente capítulo.

d) El estudio de casos de un edificio completo, con sus materiales reales en su ubicación exacta, donde se tenga en cuenta el proceso constructivo y el proceso de entrada en carga, de cara a obtener resultados fiables.

e) Llevar a cabo un estudio paramétrico en el edificio completo, en el que se varía el número de nervios con corrosión y la posición de estos nervios en un modelo de edificio genérico de viviendas, además de otras variables como la presencia de desprendimiento total o parcial y el número de niveles de tendones pretensados existentes en las viguetas prefabricadas.

f) El establecimiento de unos criterios de valoración para estimar la seguridad remanente en un forjado con corrosión en los nervios, basándose en la limitación de la flecha activa respecto de la tabiquería de la Instrucción del Hormigón Estructural (EHE-08) y en el ensayo de la prueba de carga de la norma americana ACI-318 (2008), que aparece en su apartado dedicado a las estructuras existentes.

g) La redacción de una serie de recomendaciones y detalles constructivos que ayuden al experto a tomar decisiones respecto a la intervención en casos de peritación de forjados dañados. Concretamente, se facilitan herramientas para realizar la labor de diagnóstico, y se dan unos primeros trazos respecto hacia donde encaminar las labores de reparación.

1.3. Contenido

El presente trabajo para la obtención de la tesis doctoral se compone de los siguientes capítulos:

- Capítulo 1. Introducción y objetivos
- Capítulo 2. Efecto de los daños estructurales
- Capítulo 3. Marco teórico
- Capítulo 4. Comportamiento de los materiales
- Capítulo 5. Validación de hipótesis y modelos
- Capítulo 6. Estudio de casos de elementos simples
- Capítulo 7. Seguridad de los forjados dañados
- Capítulo 8. Criterios de actuación en los casos de corrosión en forjados y conclusiones
- Referencias
- Apéndices

En el Capítulo 1 se explica la motivación que ha llevado a realizar esta investigación y se justifica la necesidad del estudio abordado en la tesis doctoral. Nos introducimos en el campo de las peritaciones, donde son necesarios tanto los refuerzos como las reparaciones, plasmando la falta de investigaciones y

normativas que apoyen al técnico en la toma de decisiones en cuanto al estudio de una estructura dañada, más en concreto en los forjados.

El Capítulo 2 presenta el estado del arte respecto a diversos aspectos importantes para esta investigación, como es la corrosión, la corrosión favorecida por el amplio empleo del cemento aluminoso durante los años 50-70, el factor de seguridad aceptable en una construcción o los mecanismos de resistencia adicionales que aparecen en el caso de existir desperfectos.

En el Capítulo 3 se estudian brevemente los aspectos que se han tenido en cuenta en el análisis por el Método de los Elementos Finitos (MEF). De forma simplificada se explica la no linealidad, los criterios de plastificación, los criterios de rotura o los criterios de convergencia. Además, dentro del software empleado, se realiza un estado del arte de los tipos de elementos empleados, las opciones de plastificación y rotura, y de los criterios de convergencia.

El comportamiento de los materiales se evalúa en el Capítulo 4. Se analizan las características y las propiedades de los tres materiales empleados en el estudio del edificio completo: el hormigón, el acero y el cerámico. Se pretende reproducir su comportamiento de la forma más próxima a la realidad posible.

En el Capítulo 5 se analizan elementos estructurales simples ya estudiados por otros autores, tanto de forma experimental como numérica. Se evalúan estudios realizados por otros profesores en la bibliografía relacionada de cara a dar validez a los resultados. Se calibran todas las opciones que intervienen en el análisis (propiedades de los materiales, aspectos relacionados con el cálculo no lineal iterativo, mallado,...) para elementos donde el dominio de rotura está gobernado por diversos aspectos, para cubrir la amplia variedad que aparece en la realidad. Se valida un modelo a flexión donde el dominio de rotura está gobernado por el hormigón (Barbosa y Ribeiro, 1998), otro modelo a flexión (Fanning, 2001) donde el dominio de rotura está gobernado por el acero, y un modelo donde la rotura viene determinada por el hormigón a compresión (Tavio y Tata, 2009). Además se trabaja un modelo sometido a flexión donde el dominio de rotura está gobernado por la corrosión (Coronelli y Gambarova, 2004). De esta forma, a falta de estudios experimentales propios, se calibran y validan todos los aspectos que intervendrán en un estudio de modelos de edificios completos, con la certeza de que se reproducen correctamente todos los materiales, para las distintas solicitaciones a las que van a estar expuestos.

Se evalúa el comportamiento de nervios en T y de pórticos de hormigón armado en el Capítulo 6. Se lleva a cabo un estudio paramétrico del nervio en T que va a formar parte de los forjados en los modelos de edificio completo. Entre los parámetros analizados aparecen el tamaño del mallado, las condiciones de contorno y la existencia de corrosión. Se evalúa también un pórtico tipo de dimensiones habituales en edificación realizando una validación de los resultados obtenidos.

En los Capítulos 4, 5 y 6 se sientan las bases para el estudio realizado en el Capítulo 7. Este es el capítulo fundamental de la investigación. Se evalúa la seguridad que queda en un forjado cuando aparece corrosión en el armado inferior de sus nervios. Dada la imposibilidad de realizar un estudio experimental en modelos de todo un edificio completo, se realiza un análisis mediante el Método de los Elementos Finitos, donde se varían diversos parámetros de cara a cubrir la mayoría de posibilidades que pueden aparecer en la realidad.

En el Capítulo 8 se presentan los criterios de intervención y las conclusiones extraídas del estudio desarrollado y se trazan unas posibles futuras líneas de investigación relacionadas con esta tesis doctoral que le darían continuidad y completarían el estudio.

Se incluyen una serie de Apéndices que completan el estudio realizado, que por cuestiones de claridad expositiva no se han incluido dentro de los capítulos.

2. Efecto de los daños estructurales

Todas las construcciones, con el tiempo, sufren deterioro. Éste es el caso de los diferentes elementos, tanto constructivos como estructurales, que constituyen una edificación. Existen numerosos factores que afectan a la merma de las propiedades que los elementos tienen inicialmente: la carga prolongada en el tiempo, posibles cargas accidentales, reacciones químicas imprevistas debidas a determinadas condiciones ambientales... Todo ello influye directamente en la durabilidad de la construcción.

Como técnicos responsables de la construcción, se debe garantizar la durabilidad de la obra. Los requisitos básicos del proyecto en relación con la durabilidad los expresa claramente el Model Code C.E.B. 90 (1993) en el párrafo siguiente:

"Las estructuras de hormigón deben ser proyectadas, construidas y utilizadas de tal manera que, bajo las influencias medio-ambientales previstas, mantengan su seguridad, servicialidad y apariencia aceptable durante un periodo de tiempo explícito o implícito sin requerir costes anormalmente altos de mantenimiento y reparación".

La existencia de desperfectos hace necesario un control y mantenimiento que garantice que todos los elementos cumplen las propiedades mínimas exigibles.

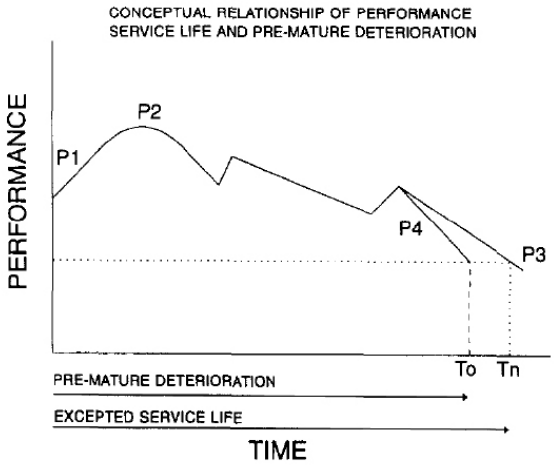


Figura 2.1. Función del ciclo de vida y deterioro prematuro (Cheung y Kyle, 1996)

Una manera de representar gráficamente los conceptos de durabilidad y ciclo de vida de un componente estructural típico se muestra en la figura 2.1. La pendiente ascendente, la etiqueta P1, representa el período inmediatamente después de la construcción, cuando el sistema se espera que experimente un aumento en la función a un nivel óptimo de P2. A partir de este punto en la vida de servicio, se espera que disminuya el rendimiento. Al llevar a cabo reparaciones y alterando las operaciones de mantenimiento, es posible efectuar pequeños aumentos en la función (los picos intermedios), así como reducir la velocidad de degradación. Finalmente, el sistema se ha deteriorado hasta un punto en que ya no funciona al nivel requerido, P3, marcando así el final de su vida útil, Tn. Si en realidad en la vida de servicio no cumplen con las expectativas específicas, tales como la vida de diseño, el sistema se dice que se ha deteriorado prematuramente, es decir, una vida de servicio más corta, simbolizada por T0 (Cheung y Kyle, 1996).

En nuestro país, SEOPAN (asociación de empresas constructoras de ámbito nacional) afirma que la rehabilitación y el mantenimiento de edificios representa el 30% de la actividad del sector de la construcción, con tendencia al alza, y se prevé que en los próximos años el presupuesto destinado al refuerzo de estructuras supere al destinado para las nuevas construcciones (Giménez, 2007).

Pero, dentro del sector en alza de la rehabilitación, los elementos sometidos a flexión son los que más daños tienen. En España, aparecen lesiones en el 25,6% de los forjados (Figura 2.2.). El tipo de estructura más afectado por la corrosión son los forjados unidireccionales, que son los más habituales, representando el 68% de las situaciones patológicas (Vieitez y Ramírez, 1984).

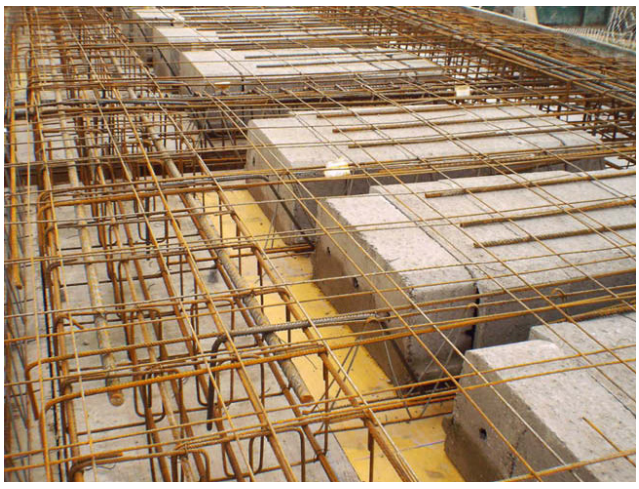


Figura 2.2. Forjado unidireccional con nervios armados in situ

Más recientemente, J. Aragón (2010) ha realizado una tesis doctoral donde ha analizado estadísticamente las situaciones patológicas de forjados de hormigón en Galicia. Concluye también que de todos los elementos estructurales de hormigón armado el forjado es, sin lugar a dudas, el más vulnerable de todos ellos y, además, su falta de rigidez repercute con frecuencia sobre los elementos constructivos soportados.

Las técnicas más empleadas en la actualidad de reparación y refuerzo de un forjado a flexión, con las que se aumenta el ciclo de vida, son:

a) Recrecido del forjado original, generalmente por su cara superior, incorporando en dicho recrecido el armado necesario.

b) Refuerzo mediante encolado con adhesivos epoxi de armadura adicional, sea por la cara inferior, superior, o por ambas. Esta armadura adicional puede ser en forma de bandas de acero o de fibra de carbono.

También se utilizan otros métodos menos usuales como son: el adosado inferior de perfiles de acero (creación de nervios mixtos), el refuerzo mediante cables postesados que actúen como tirantes, la reducción de la luz libre o los cambios de geometría mediante la introducción de parteluces (del Río, 2008).

El problema es que no existe a nivel nacional ni internacional una normativa específica que trate sobre el diseño y cálculo de las actuaciones de reparación y refuerzo sobre las estructuras de edificación. Entre los escasos textos publicados por un organismo oficial, a nivel nacional existe la "Reparación y refuerzo de estructuras hormigón. Guía FIP de buena práctica", editado por el Grupo Español del Hormigón (GEHO, 1994). A nivel autonómico, el Instituto Valenciano de la Edificación ha desarrollado unas guías de inspección, evaluación e intervención (IVE, 2008a, 2008b, 2008c, 2008d). Pero en todas estas publicaciones de organismos oficiales se trazan ligeramente las pautas a seguir en caso de enfrentarse a una patología estructural en el hormigón armado, pero no se establecen reglas de diseño ni método de cálculo alguno, siendo estas normativas en ocasiones contradictorias.

La evaluación de las estructuras construidas, con sus desperfectos presentes, así como de las posibilidades de refuerzo y reparación, se ha consolidado como una rama del conocimiento que se encuentra en expansión (del Río, 2008).

Siguiendo con esta línea, se desarrolla esta investigación en la que se evalúa el índice de seguridad real remanente en casos de daños por corrosión severa en forjados unidireccionales de hormigón armado. En este capítulo 2 se profundiza en la complejidad de los desperfectos del hormigón armado y pretensado, en la evaluación de la reserva de resistencia tanto en estructuras sanas como dañadas, y en el dilema de la toma de decisión frente al que se encuentra el perito. Necesita valorar la seguridad remanente y planificar una intervención si es necesaria.

2.1. Influencia significativa de la corrosión

Se ha hecho mucho esfuerzo por conocer las causas y mecanismos de la corrosión del armado y por conocer las técnicas y materiales de reparación, pero se ha prestado muy poca atención a la evaluación de la integridad de estructuras corroídas. Este aspecto es en el que se centra la investigación de esta tesis doctoral.

Cuando los agentes despasivantes penetran a través del recubrimiento del hormigón, se produce una oxidación en la superficie de la barra de acero, disminuyendo su sección, y, por tanto, su resistencia mecánica, y comprometiendo, para estados más avanzados de la corrosión, la seguridad de la estructura.

Stewart y Rosowsky (1998) representan en la figura 2.3. el proceso de pérdida de diámetro del refuerzo de acero con el tiempo. El periodo de iniciación de la corrosión dura hasta el momento en que comienza la pérdida de diámetro, donde empieza la etapa de propagación en la que se va perdiendo gradualmente diámetro del refuerzo de acero hasta que falla el refuerzo.

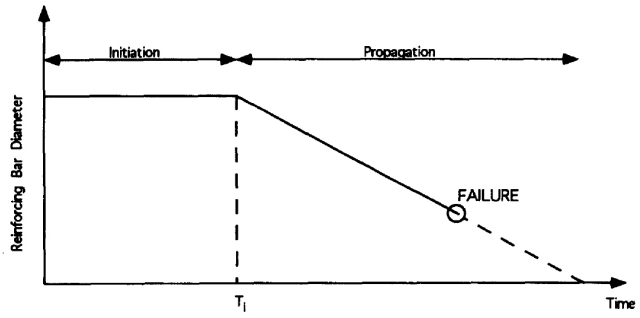


Figura 2.3. Proceso de pérdida del acero de refuerzo (Stewart y Rosowsky, 1998)

Sin embargo, mucho antes de que se produzca una disminución significativa de la sección neta, la expansión volumétrica del óxido induce presiones internas que causan la fisuración del hormigón circundante a la barra, perdiéndose de forma progresiva la adherencia entre el hormigón y el acero, hasta la pérdida del recubrimiento (Figura 2.4.) (Sanz y otros, 2008).

La situación se agravará en piezas pretensadas, donde se suelen ajustar al mínimo las secciones de acero y los recubrimientos; además, en determinadas circunstancias, el riesgo de corrosión bajo tensión es muy peligroso por la posibilidad de rotura frágil de los alambres de pretensado (IVE, 2008a), sin estricción ni signos claros y sin suficiente alargamiento último (Anh y otros, 2009).

Figura 2.4. Pérdida de recubrimiento por expansión de armaduras corroídas (Sanz y otros, 2008)

La corrosión puede afectar de forma considerable a la capacidad de carga, a la capacidad de flexión y a la deformada de un forjado. La corrosión incrementa tanto las deformaciones como los anchos de fisuras en carga de servicio, y reduce la resistencia a carga última (Rodríguez y otros, 1997).

La gravedad del daño producido por la corrosión está en función del porcentaje de sección de la armadura perdido, de la pérdida de adherencia de ésta con el hormigón, circunstancia difícil de evaluar, y de si se trata de hormigón armado o pretensado. En muchos casos la evaluación del daño y por ende, el nivel de actuación que se derive, estará supeditado a la inspección mediante cata para cuantificar el orden de magnitud de la pérdida de sección de la armadura.

En la bibliografía relacionada se encuentran tanto investigaciones que relacionan la pérdida de resistencia de un elemento estructural con la pérdida de sección del acero de refuerzo, como investigaciones que analizan la influencia en la resistencia del elemento de la pérdida progresiva de la adherencia entre acero y hormigón.

En primer lugar, se muestran las conclusiones obtenidas en trabajos relacionados respecto a la relación entre pérdida de sección y pérdida de capacidad resistente:

- Según Uomoto y Misra (1988), una pérdida de peso del 1-2,4% en las barras de refuerzo principales (16 mm) corresponde con una reducción de la capacidad de carga del 4-17%.
- Una pequeña cantidad de corrosión incrementa la capacidad a flexión de la losa. Pero la capacidad se reduce considerablemente cuando la pérdida de diámetro en la barra excede el 2% (Chung y otros, 2008).
- Para Cabrera y Ghoddoussi (1992), una reducción máxima (9%) de la sección de las barras inferiores causan una reducción del 20% del momento flector último, y un incremento del 40% de la deformada en mitad de vano correspondiente con la carga de servicio.

La influencia del deterioro de la adherencia es mucho más crítica que la pérdida de sección del acero (Mangat y Elgarf, 1999). La adherencia de barras corroídas no puede medirse directamente. El problema de identificar las propiedades de la adherencia está lejos de ser resuelto.

A continuación, se recoge información que relaciona la pérdida de adherencia entre acero y hormigón con la pérdida de resistencia de un elemento estructural:

- La relación entre la resistencia de la adherencia y la corrosión tiene en cuenta la presión debida a la acción expansiva de la corrosión, la resistencia a tracción del hormigón fisurado y la adhesión y fricción entre el hormigón fisurado y la barra corroída (Chung y otros, 2008).
- De acuerdo con el FIB-2000, la resistencia de la adherencia cambia cualitativamente como se indica en la figura 2.5. Un incremento inicial para niveles de corrosión limitados (estado prefisurado) es seguido por una disminución, debido a la fisuración del recubrimiento como resultado de la corrosión.

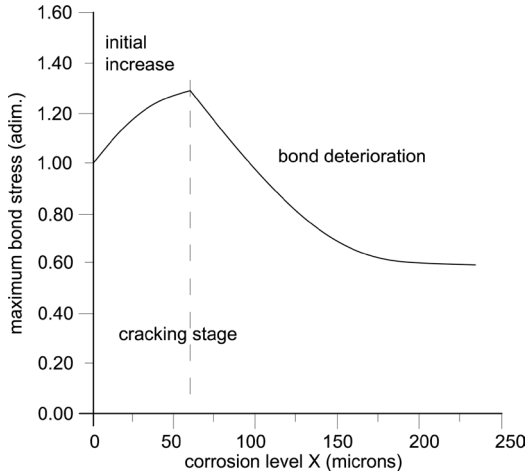


Figura 2.5. Evolución de la adherencia con la corrosión (FIB, 2000)

- En el modelo propuesto por Bhargava y otros (2007) la resistencia de la adherencia en barras corroídas se incrementa mientras el recubrimiento de hormigón no se fisure, usualmente hasta niveles de corrosión de 1-4% de pérdida de masa de las barras de refuerzo. A niveles de corrosión superiores al 4% de la pérdida de masa la resistencia de la adherencia ya es despreciable.

La corrosión puede llegar incluso a cambiar el modo de fallo de un elemento estructural. Según Tachibana y otros (1990), el fallo de las vigas no corroídas o poco corroídas es producido por plastificación de las armaduras a flexión. Sin embargo, las vigas con alto grado de corrosión fallan por falta de adherencia, de una forma frágil.

Es importante diagnosticar correctamente el tipo de daño al que nos enfrentamos. En elementos armados se considerará un defecto de carácter grave cuando se observe pérdida considerable de sección, y de carácter leve cuando se observe ligera pérdida de sección; en viguetas pretensadas incluso una ligera pérdida de sección debe considerarse como un desperfecto de carácter grave (IVE, 2008a).

En la presente investigación se asume la pérdida completa de adherencia, para ayudar a entender el peor escenario posible. En el caso que se estudia de desaparición de la armadura inferior en las viguetas, y no en las vigas, se observa que la estructura encuentra otros mecanismos que le permiten permanecer en pie, como son el arco, la membrana o el funcionamiento losa en otra dirección, o las bielas y tirantes.

2.2. Corrosión potenciada por el empleo de cemento aluminoso

El problema de la corrosión se agrava en el caso de las viguetas prefabricadas con cemento aluminoso. Se utilizó mucho en los años 50-70 debido a la expansión de la construcción. El motivo de su utilización es que con cemento aluminoso se alcanza en uno o dos días la resistencia que con cemento portland se alcanza en un mes. Esta propiedad hizo que fuera empleado abundantemente en prefabricación, pues aunque su precio era del orden del triple del cemento portland, evitaba costosas instalaciones de curado acelerado.

A nivel nacional, considerados los datos de producción de cemento aluminoso y estableciendo distintos panoramas de consumo de dicho cemento en la fabricación de viguetas, se estima, como más probable, que el número de viviendas en cuyos forjados se ha utilizado cemento aluminoso, y construidas en el periodo 1950-1970, alcanza un número comprendido entre 400.000 y 800.000, de un total de unas 3.400.000 viviendas construidas en dicho periodo. El 25% de las viguetas pretensadas utilizadas en la Comunidad Valenciana desde principio de los cincuenta hasta final de los setenta están fabricadas con cemento aluminoso (IVE, 2008b).

El problema que tiene el empleo de cemento aluminoso es que puede sufrir conversión. Mediante la absorción del agua, el aluminato monocálcico produce la formación de hidratos, el aluminato monocálcico hidratado, el bicálcico hidratado y el tricálcico hidratado. Los dos primeros tienen estructura hexagonal, son meta-estables y tienden a transformarse, a temperaturas superiores

a 24ºC, en el tercero que es un hidrato de estructura cúbica estable. Esta transformación recibe el nombre de "conversión". Durante el proceso de conversión se produce una importante liberación de agua, acompañada de una reducción de volumen, debido a la mayor densidad de los cristales cúbicos, lo que da lugar a hormigones porosos, fácilmente atacables desde el exterior y con menos capacidad resistente (IVE, 2008a).

Si, tal como se predice por los científicos, la evolución del fenómeno de reconversión cristalina y calcificación de los fabricados con cemento aluminoso oscila entre los 10 y los 30 años aproximadamente, según las condiciones medioambientales y como el empleo del aluminoso en forjados fue principalmente entre los años 1950 a 1970-74, es de esperar que durante los próximos años haya que afrontar este tipo de desperfectos para lo cual, como técnicos, hay que estar preparados para su detección temprana y tratamiento adecuado y evitar así los casos lamentables de colapso (COAATM, 1992).

Un edificio con estructura de hormigón de cemento aluminoso que ha sido profundamente estudiado y no presenta riesgo superior al normal debe permanecer simplemente bajo inspección periódica; pero no por el simple hecho de estar construido con cemento aluminoso debe ser reforzado (Calavera, 2003). Únicamente en aquellos casos puntuales donde se hubiera producido una fuente de humedad por rotura de instalaciones, fallos en las cubiertas e impermeabilizaciones o condensaciones en cuartos húmedos, es donde se puede desarrollar con una cierta celeridad el proceso de corrosión y por tanto aparecer un factor de riesgo (COAATM, 1992). La presencia de agua por fugas de instalaciones sanitarias produce, en igual plazo, muchos más daños por corrosión en viguetas de cemento aluminoso que en las de Portland (IVE, 2008b).

2.3. Factor de seguridad aceptable en edificios dañados

En caso de existir daños el técnico es el responsable de recomendar la reparación o la demolición del edificio, decisión compleja ya que en general los costes son altos y recae sobre él una cierta presión psicológica por las partes implicadas. Necesita conocer la relación entre la carga última y la carga de servicio y tener criterios para asumir el rango de validez de este coeficiente de seguridad remanente. En esta línea se ha desarrollado la presente investigación.

En el campo de los informes periciales hay que ser consciente de la situación en la que se encuentra el edificio. Hay que llevar además especial precaución en lo que respecta a una serie de cuestiones, muy importantes en la realidad, pero que pueden pasar desapercibidas:

- El primer problema real que aparece es la variedad de interpretaciones que puede dársele a un informe. La decisión es personal del perito y puede dar lugar a distintas interpretaciones de un mismo hecho, tanto

por su actitud al redactar el informe, como por la opinión extraída de él por terceras personas. Debido a esto el experto debe intentar ser lo más concreto posible en sus informes.

- Otra cuestión que puede ocasionar complicaciones si no se es consciente de ella es el caso en que se tenga que peritar una estructura antigua, que en su momento se calculó con la normativa vigente, pero que hoy en día esta normativa está obsoleta. El problema que aparece es el carácter opinable de muchos informes periciales, avalados por ensayos y cálculos aceptados en "este" tiempo pero de validez relativa cuando se aplican a edificios de "otro" tiempo (Monfort, 2011). Aparecen problemas en los edificios construidos en su momento con técnicas y criterios de seguridad que entonces se podían considerar habituales, pero ahora son difíciles de adecuar a la normativa vigente. Por lo tanto, se debe prestar especial atención a los edificios que se calcularon con normativas obsoletas en la actualidad, con coeficientes de seguridad distintos a los actuales, ya que puede ocurrir que, según norma actual, la estructura completamente sana ya no cumpla norma, con lo que se declararía no apta para continuar en uso.
- Y otro aspecto que se debe cuidar es la adopción de los coeficientes parciales de seguridad a la hora de realizar una peritación. Los métodos tradicionales de análisis son acordes para la fase de diseño, pero si se aplican al análisis de la seguridad residual de edificios dañados hace que se consideren, muchas veces, como no utilizables, a pesar de su apariencia de estabilidad. Y sin embargo la realidad, tozuda como siempre, indica generalmente lo contrario respecto a la seguridad, en particular, en condiciones de uso (IVE, 2008b). Según los métodos de cálculo comúnmente empleados en la práctica profesional, el elemento dañado debería colapsar, sin embargo la construcción se mantiene en pie, con una gran rigidez, y sin una sensación de riesgo inmediato, porque la obra tiene unos mecanismos de resistencia adicionales.
  - En fase de diseño se utilizan métodos semiprobabilistas que emplean unos coeficientes parciales de seguridad para tener en cuenta las variaciones en cada una de las propiedades que entrarían a formar parte del cálculo de la resistencia de un elemento estructural. Generalmente se basan en unas hipótesis muy seguras, como son el comportamiento lineal del material, el planteamiento del equilibrio en las estructuras sin deformar, la consideración de que un sólido es una línea, de cargas estadísticas y de las propiedades de los materiales también estadísticos (Calavera, 1983).
  - En la evaluación de la seguridad de estructuras existentes, se pueden obtener datos como resultado de la recopilación y ensayos de la

estructura real. En la estimación de la capacidad residual de un elemento estructural ya construido se tiende a la aplicación de métodos deterministas antes que a la utilización de los semiprobabilistas utilizados en el diseño de obra nueva, habida cuenta de que las piezas a analizar ya están perfectamente determinadas en su geometría y características mecánicas; por lo tanto, la asignación de los valores de cálculo depende sólo de la intensidad de la inspección con que se estudie y reconozca la estructura (IVE, 2008c). Los coeficientes parciales de seguridad deben modificarse para propósitos de evaluación (Micic y otros, 1995), de acuerdo a la calidad de la toma de datos.

Una vez el perito tiene claros todos los aspectos anteriores, se encuentra en una mejor posición para realizar un informe correcto. A continuación, el problema con el que se encuentra un perito en la actualidad no es el de medir las desviaciones producidas en las características dimensionales de las piezas ni en la resistencia de los materiales de los edificios dañados, tema que está bastante bien resuelto. Lo esencial es evaluar la variación que esas desviaciones han provocado en la seguridad de la pieza o estructura (Calavera, 2003). Este es el aspecto más complejo de evaluar y el que dotará al experto de información más precisa para ayudarle a tomar una decisión correcta.

En otros campos de la física, como en la ingeniería mecánica y aeroespacial, sí que hay una preocupación por la resistencia última residual (o capacidad de carga remanente) en elementos dañados. Se busca reconocer la salud de la estructura y esto puede proporcionar una información básica para la detección, ensayo y cuantificación del daño estructural (Chellini y otros, 2010).

En el campo de la edificación no se han realizado grandes esfuerzos por llegar a evaluar de forma precisa la seguridad remanente en casos de corrosión, sino que se ha reparado o reforzado, dejando la construcción del lado de la seguridad. Esto puede estar ocasionado por cuestiones económicas. Los estudios realizados para analizar la reserva de resistencia se han centrado básicamente en el caso del sismo (Vielma y otros, 2008).

Entre los escasos estudios destinados a evaluar la seguridad remanente o confiabilidad de una estructura en edificación existen dos tendencias. Hay autores que evalúan la reserva de resistencia de estructuras no dañadas, y otros que la evalúan en estructuras dañadas.

<u>Estructuras sanas:</u>

- En la investigación llevada a cabo por Vielma y otros (2008) se recopilan valores publicados por otros autores respecto a la reserva de resistencia de edificios porticados de hormigón armado sin la aparición de sismo (Tabla 2.1.), pudiendo notar cierta dispersión entre dichos valores, desde 1,6 hasta 4,6, según sea la altura del edificio. La aceptación del coeficiente de

seguridad es responsabilidad del técnico, pero si que se observa un valor límite mínimo de 2 en cuanto a la reserva de seguridad.

Fuente	Tipología estudiada	Reserva de resistencia (RS)
Osteraas y Krawlinker (1990)	Pórticos resistentes a momentos	2,1 - 6,5
	Pórticos perimetrales	1,8 - 3,5
	Pórticos con diagonales concéntricas	2,2 - 2,8
Uang y Maarouf (1993)	Edificio de hormigón de 6 plantas	1,9
Hwang y Shinozuka (1994)	Edificio de hormigón de 4 plantas	2,2
Fischinger, Fajfar y Vidic (1994)	Edificios de hormigón de baja y mediana altura	1,6 - 4,6
Panagiotakos y Fardis (1998)	Edificios de hormigón armado	2,0 - 2,5
Mwafi y Elnashai (2002)	Edificios de hormigón de mediana altura con y sin irregularidad vertical	2,0 - 3,0

Tabla 2.1. Valores de reserva de resistencia (Vielma y otros, 2008)

Estructuras dañadas:

- Por otra parte, también se han realizado estudios respecto a la reserva de resistencia en estructuras dañadas. Es el caso de los profesores O. Río y otros (2000), que estudian experimentalmente el comportamiento mecánico de nervios armados reparados y sin reparar sometidos a flexión, previamente sometidos a un proceso de corrosión acelerada mediante penetración de cloruros en una zona localizada de los mismos. Además existen investigaciones sobre el comportamiento de viguetas pretensadas con corrosión, pero éstas se estudian también de forma individual. Es el caso de los ensayos estáticos y dinámicos de viguetas pretensadas aisladas con diferentes patrones de armado y porcentajes de corrosión realizados por Di Evangelista y otros (2011). También Coronelli y Gambarova (2004) analizan la capacidad remanente de nervios de hormigón armado con distintos porcentajes de corrosión.

Como se ha comentado, existen muy pocas publicaciones relacionadas con la evaluación de la seguridad residual en el caso concreto de forjados con corrosión. Y las pocas que aparecen se ocupan de evaluar la seguridad en nervios de forma individual, con lo que no se evalúan los mecanismos de resistencia adicionales que aparecen en la realidad al formar un conjunto todo el edificio.

En toda la literatura estudiada no se ha visto el análisis ni el ensayo de todo el conjunto del edificio con corrosión en los forjados, teniendo en cuenta el proceso constructivo, la historia de carga y el fenómeno de deterioro.

En esta investigación se lleva hasta la carga última la simulación de los modelos planteados con la corrosión completa. Esta carga respecto de la de servicio da una estimación de la seguridad remanente.

Aparte de las investigaciones relativas a la cuantificación del coeficiente de seguridad remanente o reserva de resistencia, existen métodos cualitativos para determinar si una estructura existente puede continuar en uso.

Según la normativa americana ACI-318 (ACI, 2008), se puede realizar una prueba de carga con una carga total final (incluyendo los pesos propios ya presentes) mínima de un valor igual a *0,85 (1,4D + 1,7L)*, donde D es la suma de los pesos propios y L es la suma de las sobrecargas. Los incrementos de deformación vertical medidos deben satisfacer las siguientes ecuaciones:

1. Si el incremento de flecha ocasionado por la prueba de carga es mayor que l_t^2 / *(20.000 h)* el porcentaje de recuperación de la flecha debe ser como mínimo el 75 por ciento después de 24 horas, siendo *h* el espesor total del elemento y l_t la luz del elemento sometido al ensayo de carga. Se trata de la menor de las luces en los sistemas de losas en dos direcciones. La luz se define como el menor valor entre (a) la distancia entre los centros de los apoyos, y (b) la distancia libre entre los apoyos más el espesor del elemento, *h*. Para los voladizos la luz se debe tomar igual al doble de la distancia entre el apoyo y el extremo del voladizo.

2. Si el incremento de flecha ocasionado por la prueba de carga es menor que l_t^2 / *(20.000 h)* se puede obviar el requisito sobre la recuperación de la flecha.

3. Para los elementos que no satisfacen el criterio del 75 por ciento de recuperación de la flecha al retirar la carga de la prueba de carga, se puede repetir el ensayo de carga.

4. La repetición del ensayo no se puede realizar antes de transcurridas 72 horas desde que se retiren las cargas. Para el segundo ensayo (repetición del ensayo) la recuperación de la flecha debe ser del 80 por ciento.

Por tanto, podemos concluir que sí que se dispone de herramientas para evaluar y valorar la seguridad remanente o confiabilidad de una construcción dañada.

2.4. Otros mecanismos de resistencia adicionales

Las estructuras reales contienen variaciones en las resistencias del hormigón y del acero respecto de los valores especificados, y hay desviaciones inevitables en las medidas especificadas debido a tolerancias constructivas (Park y Paulay, 1975).

Para resolver los problemas planteados por las construcciones, se han tenido que añadir a las hipótesis fundamentales de la teoría de la elasticidad nuevas hipótesis simplificativas que permiten la obtención de soluciones aproximadas (Courbon, 1968). Esto implica la existencia de ciertas suposiciones en la deducción de las ecuaciones de la resistencia, por lo que es difícil calcular con exactitud la resistencia real de una estructura; aunque es posible definir niveles de resistencia probable de los miembros, las cuales se pueden utilizar en distintos tipos de diseño.

Una de las principales simplificaciones que se realizan a la hora de calcular una estructura es suponer que está formada por barras, calculando estas barras a nivel de sección.

Cualquier sección de hormigón está sometida a una serie de esfuerzos. El esfuerzo axil es prácticamente constante, mientras que el momento flector suele presentar una variación significativa a lo largo de la directriz, apareciendo el esfuerzo cortante como consecuencia de esta variación. Esto provoca un comportamiento complejo de la pieza de hormigón.

Los esfuerzos cortante y torsor provocan unas tensiones tangenciales que inclinan las tensiones principales de tracción con respecto a la directriz de la pieza. Ante grandes cargas, el hormigón se fisura y se produce un reajuste de tensiones entre el hormigón y las armaduras, que varía a la vez que aumenta la fisuración hasta llegar a la rotura. Esta rotura puede producirse por flexión pura, por cortante, por flexión y cortante, por compresión del alma o por deslizamiento de las armaduras.

Una estructura puede encontrar en el espacio otros mecanismos, diferentes a los del comportamiento de barra, con el que seguro fue proyectada. La simplificación del comportamiento de barra identificada además por una única línea, su línea neutra, no consigue describir el balance de trabajo mínimo con el que se comporta en la realidad una estructura.

Por lo tanto, para realizar un estudio pormenorizado, de la forma más próxima a la realidad posible, es necesario tratar el conjunto del elemento de hormigón armado, siendo imposible un estudio de sección a sección, debido a que los mecanismos resistentes no son planos sino espaciales. En ellos influye tanto la forma de la sección como su variación a lo largo de la pieza, la esbeltez de ésta, la disposición de las armaduras longitudinales y transversales, la adherencia entre el acero y el hormigón, el tipo y la situación de las cargas y de los

apoyos, etc. Pese a que se han expuesto varias teorías, ninguna se considera como definitiva, al no ser fácil incluir todas estas variables en una formulación simple y práctica (Jiménez y otros, 2004).

Al analizar las estructuras en el espacio se comprueba que los esfuerzos en los forjados continuos se distribuyen de forma notablemente distinta de la obtenida por los métodos lineales de cálculo (Calavera, 2003). La aplicación de modelos no lineales permite la evaluación directa de la seguridad de la estructura completa en el estado de análisis estructural (Val y otros, 1997). El uso del análisis plástico puede revelar reservas de resistencia no utilizadas en el diseño, y por lo tanto, aliviar la necesidad de refuerzo (Micic y otros, 1995). Aparecen otras formas de trabajo, como el arco (Coronelli y Gambarova, 2004) o el efecto membrana (Foster y otros, 2004), la formación de bielas y tirantes y la transmisión de cargas en el espacio. Estos otros mecanismos de resistencia, y no con los que se ha calculado, son los que le permiten permanecer en pie a una estructura dañada.

Pero lo realmente más importante de estos mecanismos de resistencia adicional es que colaboran en gran manera en la resistencia a cortante. El esfuerzo cortante es la principal causa de los colapsos de estructuras de hormigón armado, en vigas y forjados. Por tanto, estos mecanismos son esenciales en los casos en que exista daño. Debido a esto resulta idóneo evaluar la seguridad remanente de un forjado realizando un análisis en el espacio y permitiendo que intervengan todos los mecanismos de resistencia que aparecen en la realidad.

Los mecanismos de resistencia adicional que aparecen son la resistencia a cortante de la cabeza comprimida, el efecto arco, el efecto del engranamiento de áridos y el efecto pasador. Para acabar con este capítulo se analiza el comportamiento en placa, esencial en los casos de fallo de un nervio.

En la actualidad disponemos de herramientas para estudiar una estructura con una gran cantidad de desperfectos. En muchos casos existen estructuras dañadas que pueden alcanzar cargas elevadas con un nivel de seguridad suficiente para que el edificio permanezca en uso, realizando un control y un mantenimiento adecuado.

2.4.1. Resistencia a cortante de la cabeza comprimida

Hay una zona en las piezas a flexión, denominada cabeza comprimida, donde no llegan las fisuras y aparecen tensiones tangenciales ($\tau 1$) que contribuyen a resistir el cortante. La resistencia que aportan estas tensiones depende de la resistencia del hormigón a tracción, y por tanto, también de la resistencia característica a compresión.

En la figura 2.6. se observa gráficamente las diferentes fuerzas y tensiones a las que hacen referencia estos apartados de mecanismos de resistencia adicional.

2.4.2. Efecto arco

La cabeza comprimida se inclina en las zonas próximas del apoyo, donde se produce el cortante máximo. La compresión longitudinal en dicha cabeza tiene una componente vertical que ayuda a resistir el cortante, transmitiéndolo al apoyo, y dando como resultado un arco atirantado en la viga. Este funcionamiento en arco, por el que resiste entre el 20 y el 40 por 100 del cortante (Jiménez y otros, 2004), viene condicionado por la capacidad de la armadura longitudinal que llega al apoyo y actúa como tirante del arco, en función de la relación entre el canto y la luz de la viga.

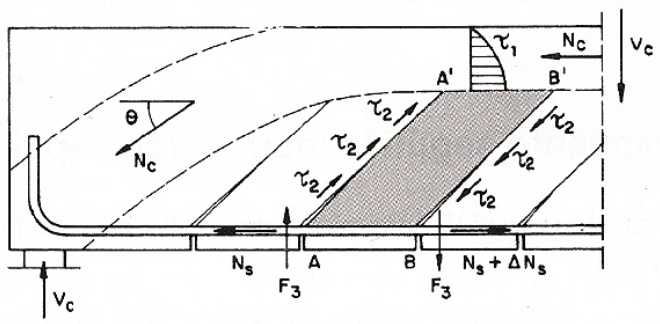


Figura 2.6. Efectos que contribuyen a la resistencia del hormigón a esfuerzo cortante en una sección fisurada (Jiménez, 2004)

2.4.3. Efecto del engranamiento de áridos

Las bielas, zonas de hormigón entre dos fisuras de flexión, pueden resistir parte del esfuerzo cortante.

El comportamiento a cortante en rotura de una viga se observa en la figura 2.6., donde la biela AA'BB' puede considerarse como una ménsula empotrada en la cabeza comprimida y sometida a una fuerza N_s, situada a la altura de la armadura principal. La sección de empotramiento es la A'B'. La deformación de la ménsula provoca un alargamiento de la fibra A'A y un acortamiento de la B'B, a los que se oponen las tensiones ($\tau 2$) provocadas por el engranamiento de los áridos que cosen entre sí las dos caras de la fisura. Este efecto, que depende de la fracción de árido grueso y del canto útil de la viga, cubre entre el 30 y el 50 por 100 del esfuerzo cortante (Jiménez y otros, 2004).

Para una misma fracción y hablando en términos relativos, el efecto es mayor en vigas de pequeño canto, placas y losas, de 20 cm de espesor.

2.4.4. Efecto pasador (Bielas y tirantes)

Este efecto surge con la forma de trabajo que posee una viga, en forma de bielas y tirantes. Esta forma de trabajo es el mecanismo de transporte de las cargas que llegan a la viga. Las cargas se transmiten de la forma más directa posible. Con una distancia considerable, las cargas tienen el obstáculo de las fisuras y no pueden adquirir la suficiente inclinación para ir de forma directa, por lo que hacen el giro posible: 45º.

Este movimiento implica una tracción en la armadura (ta) que genera un mecanismo de tracción en la transmisión de la carga (T) necesaria para equilibrar el sistema, tal y como explica la hipótesis fundamental de la teoría de las vigas, según en Principio de Saint-Venant (Figura 2.7.).

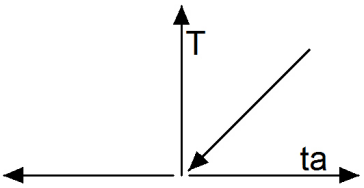


Figura 2.7. Camino de las cargas en una viga

Este proceso se va repitiendo hasta llegar al apoyo, obteniendo un recorrido en diente de sierra, explicado mediante el método de bielas y tirantes (Figura 2.8.). Esto justifica la necesidad de disponer estribos en las vigas que transmitan la carga (Arroyo, 2012).

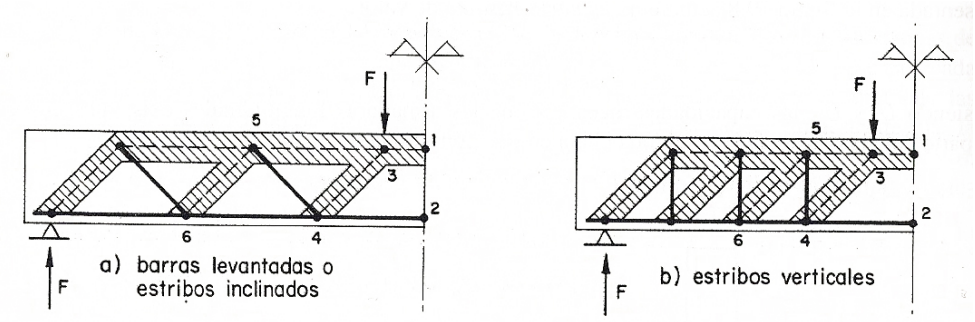


Figura 2.8. Analogía de la celosía (Jiménez, 2004)

El principio de Saint-Venant (Figura 2.9.) afirma que todas las fuerzas aplicadas a una viga, en virtud de los principios de la estática, deben formar un sistema de fuerzas en equilibrio. Para las ecuaciones de equilibrio se supone despreciable la deformación de la viga, es decir, la línea de acción de una fuerza no se desplaza por la deformación de la viga. Las tensiones, y por tanto deformaciones, en una zona alejada de los puntos de aplicación de un sistema de fuerzas, solo dependen de la resultante general y del momento resultante de este sistema de fuerzas.

La biela AA'BB' está también rigidizada por la propia armadura longitudinal que la atraviesa y cose, oponiéndose a su deformación mediante unas fuerzas rasantes F_3, análogas a las tensiones $\tau 2$. Este efecto ayuda a resistir ente el 15 y el 25 por 100 del cortante (Jiménez y otros, 2004).

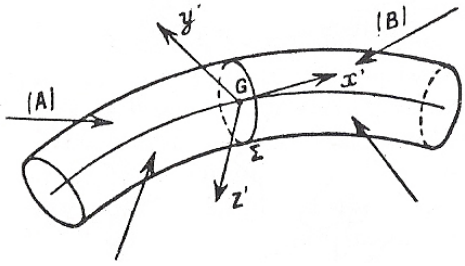


Figura 2.9. Principio de Saint-Venant en una viga (Courbon, 1968)

El trabajo en celosía del conjunto formado por el hormigón y las armaduras transversales no aumenta las tensiones tangenciales en el hormigón, ya que únicamente provoca compresiones inclinadas según la disposición de las bielas, mientras las armaduras transversales recogen las tracciones. Solo se comprueba que estas compresiones no lleguen a agotar al hormigón por aplastamiento (Jiménez y otros, 2004).

2.4.5. Funcionamiento en placa/losa en las dos direcciones

Además de todos los mecanismos vistos hasta aquí, es necesario analizar también el funcionamiento que tiene un forjado en las dos direcciones, aunque se trate de un forjado unidireccional (Figura 2.10.).

El hecho de que una losa maciza o una losa bidireccional aligerada con casetones trabaja en forma de placa en las dos direcciones no es discutible. Pero ante el caso de encontrarnos ante forjados unidireccionales, sean con nervios hormigonados in situ o prefabricados, la aceptación de que sigue funcionando como una losa en dos direcciones ya no es tan evidente.

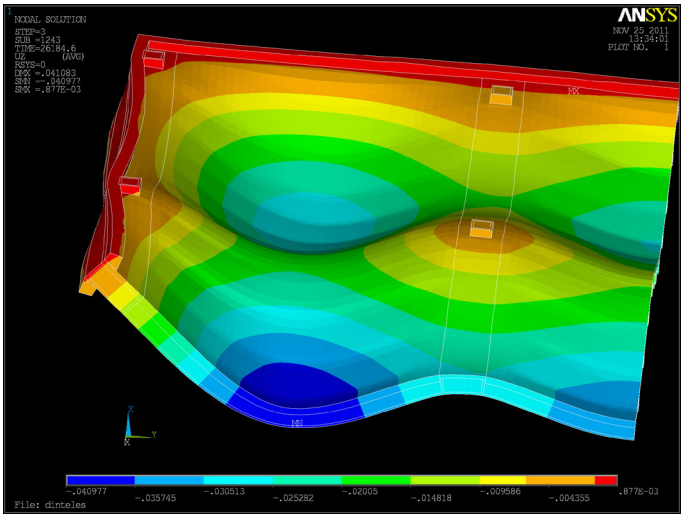


Figura 2.10. Deformada tipo losa de un forjado unidireccional

La dirección principal en la que trabaja un forjado unidireccional es en la dirección de los nervios. No se cuestiona el hecho de que trabaje en esta dirección. La duda surge cuando intentamos analizar la transmisión de esfuerzos en la dirección transversal, en perpendicular a los nervios.

La manera de comprobar que el forjado unidireccional se comporta como una placa es muy simple, y se puede realizar de una forma muy intuitiva analizando la deformada de un forjado cargado de estas características. En la figura 2.10. se aprecia una deformada típica de uno de los forjados unidireccionales analizados en este trabajo.

Aunque en realidad el mayor motivo de que un forjado deforme en forma de losa es debido a que los nervios deforman en una dirección y las vigas que los soportan deforman en otra (Santa Cruz y otros, 2009), sí que existe cierta colaboración entre nervios contiguos a la hora de resistir cargas. La transmisión de cargas entre nervios se efectúa a través de la capa de compresión. Este fenómeno es de vital importancia en los casos de patología severa en un nervio. Según el cálculo simplificado que supone el nervio como una linea, ese nervio debería estar en el suelo. Pero, en la realidad aguanta, gracias al sustento de los nervios contiguos.

La colaboración transversal entre nervios contiguos aparece principalmente por la capa de compresión, pero también influye, aunque en menor medida, el fondo de las bovedillas que hay entre los nervios. Esto ha quedado demostrado con el estudio de Santa Cruz y otros (2009). Realiza un estudio sobre la

fisuración que aparece en la cara inferior de los forjados unidireccionales de nervios in situ con bovedillas prefabricadas de hormigón, a los pocos días de entrar en carga. Esta fisuración, muy habitual, suele causar alarma en los propietarios sin suponer riesgo alguno para la estabilidad del forjado. Modelizan el forjado sin bovedillas y con el fondo de las bovedillas.

En la figura 2.11. se observa la deformada del forjado, con lo se ve que al existir la bovedilla se favorece el comportamiento losa en la dirección transversal, al tener conexión en la parte superior e inferior del forjado.

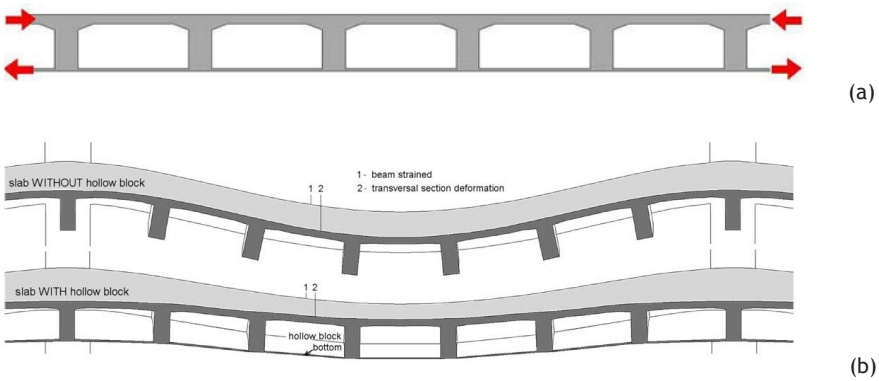


Figura 2.11. Tensiones transversales de la losa (a), y deformación tranversal de la losa (b), con y sin bovedillas (Santa Cruz, 2009)

Otro trabajo que analiza el comportamiento en forma de membrana de un forjado es el de Foster y otros (2004). En este trabajo se demuestra que las losas sometidas a grandes desplazamientos verticales aguantan más que lo que se obtiene en el cálculo mediante las líneas de plastificación. Para una losa que no tiene constricciones en su perímetro (figura 2.12.), simplemente cogida por sus cuatro esquinas, se desarrollan fuerzas de compresión alrededor de su perímetro, y estas fuerzas de compresión son el soporte de las fuerzas de tracción de la membrana en la zona central. La función de sostén del anillo de compresión solo es efectiva si el desplazamiento vertical del perímetro sigue siendo pequeño bajo carga incrementada. El caso habitual de las losas es que tengan totalmente constreñido el perímetro.

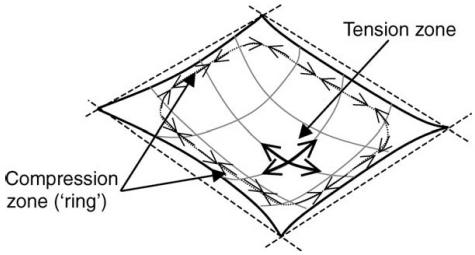


Figura 2.12. Acción membrana en un forjado sin constricciones en su perímetro (Foster y otros, 2004)

En definitiva, en forjados hiperestáticos, los diagramas de esfuerzos a cubrir mediante la capacidad resistente aportada por el conjunto hormigón-armadura, pueden ser muy diferentes, siendo todos resistentemente y funcionalmente válidos, si la fisuración que aparece para la distribución de esfuerzos elegida no es perjudicial para la durabilidad del forjado ni para el comportamiento de los revestimientos (Calavera, 2003).

3. Marco teórico

La intención de este capítulo es desarrollar una base teórica sobre la que se asiente la presente investigación. No se pretende elaborar un manual ni un capítulo excesivamente extenso, sino que dentro de la brevedad posible signifique una base sólida para el trabajo de investigación. En el proceso en el que se ha desarrollado la presente Tesis Doctoral se ha dedicado una gran cantidad de tiempo al estudio de todos estos aspectos, ya que es fundamental tener conocimiento de todo lo desarrollado en este capítulo. Se ha redactado de forma que solo aparece lo fundamental en cada punto, evitando así la elaboración de un capítulo demasiado arduo y extenso. Únicamente aparece lo necesario para ser capaz de llevar a cabo este trabajo de investigación.

La información aportada por este tercer capítulo es necesaria para entender aspectos como la caracterización de los materiales utilizados y las opciones tenidas en cuenta en los cálculos y/o simulaciones.

En primer lugar se esbozan unos breves trazos sobre el Método de los Elementos Finitos, método de cálculo que ha tenido una gran expansión en los últimos años debido en gran parte a que puede resolver problemas físicos complejos inabordables hace pocos años con un ordenador de buenas prestaciones.

Acto seguido se comentan las cuestiones fundamentales del cálculo no lineal. No linealidad que puede ser geométrica, material o de ambos tipos a la vez. Tener en cuenta el comportamiento no lineal es muy importante en determinados casos, pero es fundamental en el campo de la reparación y rehabilitación de estructuras.

Se continúa con el estudio de la gran variedad de criterios de rotura y de plastificación que se le pueden asignar a un material para su modelización. Se hace hincapié en la diferenciación entre ambos.

Después analizaremos los diferentes criterios de convergencia que se pueden adoptar para obtener una solución lo más real posible, dentro de los tiempos de cálculo razonables.

Y, para finalizar con este capítulo de marco teórico, se estudia el entorno de aplicación de elementos finitos Ansys. Se explican aspectos considerados en el cálculo mediante este software, como los tipos de elementos que se pueden elegir para representar cada material, la forma en que el Ansys trata la no linealidad y las posibilidades de criterios de rotura, plastificación y convergencia que el software ofrece.

Con todo esto, se puede tener una visión completa y global de todos los aspectos que se han tenido en cuenta, y conocer a la perfección el trabajo de investigación realizado, en toda su complejidad.

3.1. Método de los elementos finitos

El método de los elementos finitos (MEF en castellano o FEM en inglés) es un método numérico general para la aproximación de soluciones de ecuaciones diferenciales parciales muy utilizado en diversos problemas de ingeniería y física (Bathe and Wilson, 1976).

La finalidad del método es su utilización en ordenadores, aspecto que permite resolver ecuaciones diferenciales asociadas a un problema físico sobre geometrías complicadas. Se usa en el diseño y mejora de productos y aplicaciones industriales, así como en la simulación de sistemas físicos y biológicos complejos. Ha crecido enormemente la variedad de problemas a los que puede dar solución, teniendo como requisito básico el conocer de antemano las ecuaciones constitutivas y ecuaciones de evolución temporal.

Desde que se han implementado los métodos de cálculo mediante elementos finitos en programas informáticos se ha facilitado mucho el estudio. Ahora ya se pueden obtener resultados mediante el M.E.F. de modelos volumétricos muy complejos, que antes, cuando se debían calcular a mano, eran inabordables.

Las grandes ventajas del cálculo por ordenador se pueden resumir en:

- Hace posible el cálculo de estructuras que eran, en la práctica, inabordables mediante el cálculo manual; bien por el gran número de operaciones que presenta su resolución (entramados de muchos pisos, por ejemplo) o por lo tedioso de las mismas (entramados espaciales, por ejemplo).
- En la mayoría de los casos reduce el riesgo de errores operativos a límites despreciables.

Con este método se puede obtener una solución numérica aproximada sobre un cuerpo, estructura o dominio (medio continuo), sobre el que están definidas ciertas ecuaciones diferenciales que caracterizan el comportamiento físico del problema, dividiéndolo en un número elevado de subdominios no-intersectantes entre sí denominados “elementos finitos”. El conjunto de elementos finitos forma una partición del dominio también denominada discretización. Dentro de cada elemento se distinguen una serie de puntos representativos llamados “nodos”. Dos nodos son adyacentes si pertenecen al mismo elemento finito; además, un nodo sobre la frontera de un elemento finito puede pertenecer a varios elementos. El conjunto de nodos considerando sus relaciones de adyacencia se llama “malla”.

Los cálculos se realizan sobre una malla de puntos (llamados nodos), que sirven a su vez de base para la discretización del dominio en elementos finitos. De acuerdo con las relaciones de adyacencia o conectividad de los nodos se relaciona el valor de un conjunto de variables incógnitas definidas en cada nodo y denominadas grados de libertad. El conjunto de relaciones entre el

valor de una determinada variable entre los nodos se puede escribir en forma de sistema de ecuaciones lineales (o linealizadas). La matriz de dicho sistema de ecuaciones se llama matriz de rigidez del sistema. El número de ecuaciones de dicho sistema es proporcional al número de nodos. Debido a esto último, el tiempo empleado por un ordenador en resolver un problema está muy relacionado con la cantidad de nodos que tenga el modelo, o lo que es lo mismo, del tamaño de la malla que modeliza un objeto (Figura 3.1.).

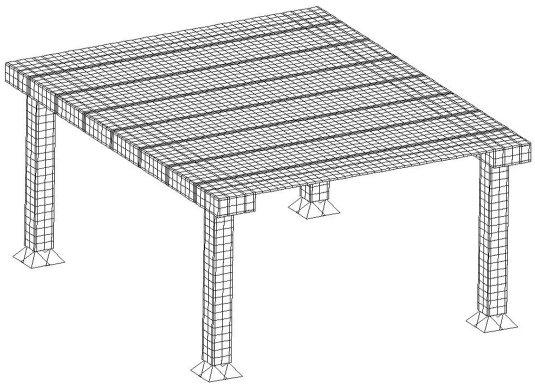


Figura 3.1. Modelización con elementos finitos

Por lo general el método de los elementos finitos se programa para calcular el campo de desplazamientos y, posteriormente, a través de relaciones cinemáticas y constitutivas, las deformaciones y tensiones respectivamente, cuando se trata de un problema de mecánica de sólidos deformables, o más generalmente, un problema de mecánica de medios continuos. Se usa mucho debido a su generalidad y a la facilidad de introducir dominios de cálculo complejos (en dos o tres dimensiones). Además el método es fácilmente adaptable a problemas de transmisión de calor, de mecánica de fluidos para calcular campos de velocidades y presiones (mecánica de fluidos computacional, CFD) o de campo electromagnético. Dada la imposibilidad práctica de encontrar la solución analítica de estos problemas, con frecuencia en la práctica ingenieril los métodos numéricos y, en particular, los elementos finitos, se convierten en la única alternativa práctica de cálculo.

En este método la convergencia es una propiedad muy importante; si se consideran particiones de elementos finitos sucesivamente más finas, la solución numérica calculada converge rápidamente hacia la solución exacta del sistema de ecuaciones. Es decir, cuanto más fina sea la malla de elementos finitos, más se aproximará la solución obtenida a la solución real. Pero no hay que olvidar, que a su vez, mayor será el tiempo necesario en calcular el problema.

Con este método se obtiene una solución exacta únicamente para los nodos. Para el resto de los puntos del modelo completo es sólo aproximada (Zienkiewicz and Taylor, 1993). En el resto de puntos que no son nodos, la solución aproximada se obtiene interpolando a partir de los resultados obtenidos para los nodos, lo cual hace que la solución sea sólo aproximada debido a ese último paso.

A la hora de realizar un cálculo por el método de los elementos finitos mediante ordenador hay que tener claros los pasos que se deben seguir. En lo que a la programación se refiere las tareas necesarias para llevar a cabo un cálculo mediante cualquier programa de elementos finitos se organiza en los siguientes procesos:

- Preproceso. Es donde se define la geometría, se genera la malla, se indican las condiciones de contorno y se asignan las propiedades a los materiales. En ocasiones existen operaciones de regularización de la malla y precondicionamiento para garantizar una mejor aproximación o una mejor convergencia del cálculo.
- Cálculo. En este apartado se obtiene el resultado del preproceso, en un problema simple no-dependiente del tiempo, permite generar un conjunto de N ecuaciones y N incógnitas, que puede ser resuelto con cualquier algoritmo para la resolución de sistemas de ecuaciones lineales. Cuando el problema a tratar es un problema no-lineal o un problema dependiente del tiempo a veces el cálculo consiste en una sucesión finita de sistemas de N ecuaciones y N incógnitas que deben resolverse uno a continuación de otro, y cuya entrada depende del resultado del paso anterior.
- Postproceso. Aquí el cálculo proporciona valores de cierto conjunto de funciones en los nodos de la malla que define la discretización. En el postproceso se calculan magnitudes derivadas de los valores obtenidos para los nodos, y en ocasiones se aplican operaciones de suavizado, interpolación e incluso determinación de errores de aproximación.

El MEF es una herramienta para predecir los fallos debidos a tensiones desconocidas, monitorizando en gráficas la distribución de tensiones en el material y permitiendo a los diseñadores comprobar su validez. Este método de diseño y prueba del producto es mejor al ensayo y error en donde hay que mantener costes de manufactura asociados a la construcción de cada ejemplar para las pruebas de laboratorio.

Normalmente las investigaciones en el campo de las estructuras de hormigón armado se suelen hacer contrastando los resultados obtenidos con ensayos reales experimentales y resultados obtenidos de forma teórica mediante las fórmulas matemáticas pertinentes (cálculo de flechas, distribución de tensiones/deformaciones internas…).

Los métodos analíticos con los que se contrastaban los resultados experimentales eran métodos que consideraban las estructuras como barras lineales. Con la aparición del Método de los Elementos Finitos (M.E.F.) se pueden obtener también resultados analíticos mediante cálculos matemáticos mucho más complejos (Agüero, 2008), pero que a la vez dan unos resultados mucho más aproximados a la realidad, porque las estructuras reales son volumétricas, y con un método de cálculo que tenga en cuenta esto, se pueden obtener resultados numéricos que representan la totalidad de los fenómenos complejos que intervienen en el comportamiento real de la estructura (plasticidad, no linealidad,…).

3.2. Análisis no lineal

En el campo de las estructuras se dice que un análisis es no lineal cuando las relaciones entre tensiones y deformaciones no son proporcionales. Es decir, se considera un problema no lineal cuando el diagrama tensión-deformación no es una recta.

El cálculo lineal elástico suele ser el método de análisis escogido para dimensionar una estructura en la fase de diseño. Se puede considerar que, en general y para las estructuras más comunes, si un diseño cumple las exigencias de los estados límite de servicio con las hipótesis de la elasticidad, casi se puede asegurar que también va a cumplir el estado límite último. Esto es así porque, en las normativas, las restricciones en desplazamiento de los estados límite de servicio suelen ser más estrictas que las exigencias de seguridad de los estados límite últimos.

Sin embargo, en la ingeniería actual existen gran cantidad de situaciones donde los estados límite de servicio o las restricciones en desplazamiento pierden su sentido.

- Esto es especialmente cierto en diseños de estructuras o zonas de estructuras donde existe una gran concentración de tensiones mientras sus desplazamientos son despreciables. A modo de ejemplo ilustrativo se pueden considerar los siguientes casos:
  - En las cabezas de vigas pretensadas existe una fuerte concentración de tensiones en un estado triaxial mientras que sus desplazamientos son prácticamente nulos en comparación con la solicitación que reciben. Por ello, el diseño clásico elástico se ve desbordado y aparece la necesidad de un planteamiento alternativo basado en la energía de fractura.
  - Un problema parecido sucede en las vigas clásicas de hormigón. En zonas cercanas a los apoyos, el cortante introduce un esfuerzo tensional

suplementario que hace obligatorio un armado especial en esa zona. Ese mismo efecto se encuentra en el punzonamiento de forjados. En ambos casos sería interesante evaluar el diseño bajo ese estado tensional extremo con un acercamiento más real al comportamiento del material.

  - También es fácil imaginar que cualquier anclaje embebido en hormigón y que se diseñe para trabajar a tracción, necesitará un análisis especial debido a la naturaleza de las tensiones que tendrá que soportar el hormigón en esa zona.
  - Algunas estructuras especiales como ganchos, ménsulas cortas o vigas de gran canto.

- Otro de los campos de interés de un cálculo no lineal del material radica en la contribución resistente que hoy en día, y en un futuro próximo, van a tener los nuevos materiales que aparecen en la industria. Algunos de estos materiales, presentan un comportamiento estructural alejado del típico lineal elástico, y en consecuencia, la realización de un análisis con no linealidad en el material puede mejorar sensiblemente la seguridad o economía del diseño de los elementos estructurales.
- Por otro lado, es evidente que en los planteamientos de reparación y rehabilitación de estructuras el cálculo no lineal es absolutamente necesario. En estos casos el diseño ya ha superado algún estado límite, ya se ha producido alguna rotura parcial, alguna fisuración o alguna deformación excesiva. Por lo tanto, aquello que interesa, es que la estructura no empeore y que pueda seguir trabajando. Es decir, que se mantenga el nuevo estado límite de servicio y se estabilice el estado límite último.

Cuando una estructura no responde de forma lineal puede ser debido a la no linealidad del material, cuando éste no tiene un comportamiento lineal, o a la no linealidad geométrica, cuando aparecen grandes desplazamientos.

En términos amplios y generales los materiales presentan dos tipos básicos de comportamiento no lineal:

- Endurecimiento: Cuando el material supera un cierto estado tensional límite empieza a perder rigidez, aunque puede seguir soportando incrementos de carga. En este caso, como se muestra en la figura 3.2., la curva de comportamiento indica que a medida que aumenta la tensión las deformaciones suelen crecer más deprisa que el estado tensional. Entre materiales que se comportan de esta manera se pueden encontrar los de tipo metálico como el acero que se suelen asociar a modelos de plasticidad.

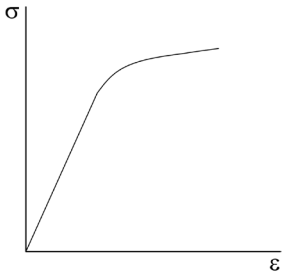


Figura 3.2. Diagrama tensión-deformación con endurecimiento

- Ablandamiento: Al superar cierto estado tensional límite el material pierde rigidez y no puede seguir soportando incrementos de carga. En este caso el material se va descargando aunque su deformación sigue aumentando. Este comportamiento es característico de los materiales como el hormigón que se puede asociar a modelos de fisuración.

Respecto a la no linealidad material, en este trabajo se ha investigado el comportamiento no lineal del hormigón, analizando tanto la fisuración como el aplastamiento, y del acero.

Por otro lado, en lo referente a la no linealidad geométrica, se puede decir que en muchos problemas de mecánica de sólidos deformables las cargas aplicadas provocan en el sólido unas deformaciones de tal magnitud que no puede aceptarse la hipótesis de que la posición final deformada coincide con la posición inicial (Figura 3.3.).

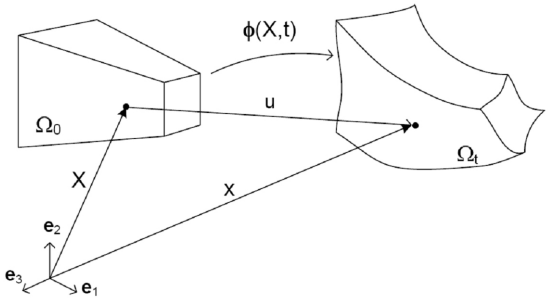


Figura 3.3. Configuraciones inicial y deformada

Por lo tanto en este caso no puede emplearse la suposición habitual de plantear las ecuaciones de equilibrio en la posición inicial, descargada, del sólido. La respuesta del sólido es altamente no lineal pues por una parte no se conoce la posición deformada final en la cual plantear las ecuaciones de equilibrio y por otra, la presencia de grandes deformaciones implica el uso de medidas adecuadas de la deformación, que son esencialmente no lineales. Esta no linealidad asociada a las grandes deformaciones se conoce habitualmente como no linealidad de origen geométrico.

El término de inestabilidad elástica hace referencia a un conjunto de fenómenos de no linealidad geométrica que se manifiestan en que los desplazamientos en un elemento estructural no son proporcionales a las fuerzas aplicadas. Eso está relacionado con que dentro de cierto rango de desplazamientos y fuerzas las ecuaciones de gobierno de dicho elemento estructural presentan no linealidad.

Los principales fenómenos de inestabilidad elástica son:

- Pandeo flexional, que se da especialmente en pilares y prismas mecánicos de gran esbeltez flexional.
- Inestabilidad lateral, que se da básicamente en vigas en piezas de pequeña esbeltez torsional.
- Inestabilidad de arcos, que se da en arcos o piezas planas de directriz curva cargados en el plano de curvatura.
- Inestabilidad de cúpulas, que se da en cúpulas poco apuntadas bajo cargas verticales.
- Abolladura local, que se da en elementos bidimensionales en los que en alguna dirección existen tensiones de compresión, paralelas al plano tangente al elemento.

Además de todas las complicaciones incorporadas al cálculo con la no linealidad, tanto material como geométrica, la naturaleza no lineal del fenómeno hace que no pueda calcularse en general la situación deformada final en un sólo paso, aplicando de una vez la totalidad de la carga, ni siquiera siguiendo un proceso iterativo. Es necesario por lo tanto seguir un proceso de carga incremental, aplicando las cargas finales paso a paso, por incrementos, y determinando la respuesta para cada uno de esos incrementos. Para identificar los distintos pasos del proceso se emplea un parámetro de tiempo t, al cual se refieren todos los incrementos de carga y las distintas configuraciones deformadas.

En el caso de cargas estáticas no tiene sentido hablar del parámetro tiempo en el sentido que tiene en dinámica, pero por comodidad se le denomina así, aunque no se trate nada más que de un parámetro arbitrario para identificar el

nivel de carga. Por lo tanto la única diferencia práctica entre los casos estático y dinámico está en la consideración o no de las fuerzas de inercia y amortiguamiento asociadas a los campos de aceleración y velocidad.

La necesidad de un proceso de carga incremental y de un parámetro al cual referir el mismo es importante, asimismo, cuando existen condiciones de carga de diversa naturaleza, que pueden aplicarse en diferente orden. Al ser el sistema no lineal, la respuesta final depende del orden de aplicación de las cargas y se hace necesario el proceso de carga paso a paso. Por esto es importante estudiar el proceso de construcción y entrada en carga en los modelos analizados en esta Tesis Doctoral.

3.3. Criterios de rotura

Se conocen como teorías de fallo o criterios de rotura a los criterios usados para determinar los esfuerzos permisibles en los distintos materiales. Se utilizan diversas formulaciones, dependiendo del tipo de material que se utiliza.

Los criterios de rotura predicen las condiciones bajo las cuales los materiales sólidos pierden su resistencia bajo la acción de cargas externas. El fallo de un material se puede clasificar como rotura frágil (fractura) o rotura dúctil (plastificación).

Dependiendo de las condiciones, muchos materiales pueden fallar de manera frágil o dúctil, o ambas. Sin embargo, para muchas situaciones prácticas, un material puede ser clasificado como frágil o dúctil.

Se debe emplear un criterio de rotura para evaluar la posibilidad de que el material falle. Con esto se puede llegar a modelizar materiales ortotrópicos, que podrían ser mucho más débiles en una dirección que en otra.

Se distinguen los criterios de rotura según si el material es isotrópico o anisótropo. Un material isotrópico es aquél cuyas propiedades físicas no dependen de la dirección, mientras que en un material anisótropo las propiedades físicas varían según la dirección en que son examinadas. Hecha ya esta distinción se da paso a los diversos criterios de rotura que se emplean para materiales isotrópicos.

3.3.1. Criterio de rotura de la máxima tensión normal (Rankine)

Rankine afirma que el fallo se espera cuando la tensión principal máxima excede un valor específico.

$$\sigma_{máx} = máx\left(\left|\sigma_I\right|,\left|\sigma_{II}\right|,\left|\sigma_{III}\right|\right) \geq \sigma_u$$

En este caso, si la tensión de referencia es σ_0, una proporción mayor a 1,0 puede causar el fallo.

La superficie de rotura se representa en el espacio bidimensional de tensiones principales, como se muestra en la figura 3.4.

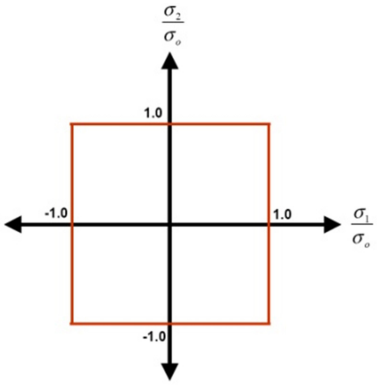


Figura 3.4. Superficie de rotura de la máxima tensión normal

Dentro de la región roja está el comportamiento del material elástico lineal. El cuadrado rojo define la superficie de rotura. No existe ningún estado tensional fuera de la superficie de rotura.

3.3.2. Criterio de rotura de la máxima deformación normal (St. Venant)

St. Venant especifica un valor límite para las deformaciones principales. La deformación principal se define como

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E}\left[\sigma_1 - \nu\left(\sigma_2 + \sigma_3\right)\right]$$

donde el valor máximo para la deformación se puede convertir en valor máximo para la tensión en el plano bidimensional de tensiones:

$$\sigma_1 = \sigma_0 + \nu\sigma_2$$

En el espacio tridimensional, la expresión sería

$$\sigma_1 - \nu\left(\sigma_2 + \sigma_3\right) \leq \sigma_y$$

En otras palabras, en el espacio bidimensional de tensiones principales, la superficie de rotura se define como una línea inclinada, mostrada en azul en la figura 3.5.

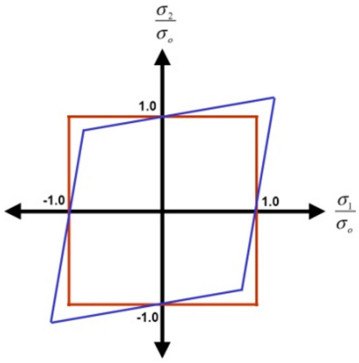


Figura 3.5. Superficie de rotura de la máxima deformación normal

Al igual que en el caso anterior, la región interior a la superficie de rotura tiene un comportamiento lineal elástico, y no existe ningún estado tensional fuera de la superficie de rotura.

A continuación, se especifican los criterios de rotura que se emplean para los materiales anisótropos.

3.3.3. Criterio de rotura de la máxima relación tensión/deformación

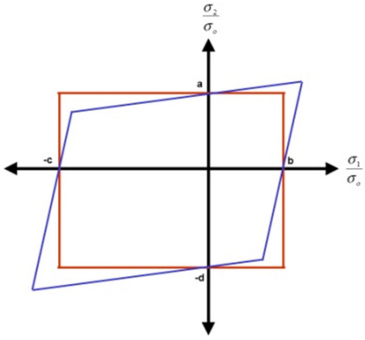


Figura 3.6. Superficie de rotura de la máxima relación σ/ε

Aunque se ha visto en los apartados de material isotrópico, los criterios de rotura de máxima tensión y máxima deformación se usan a menudo en casos anisótropos (Figura 3.6.).

El usuario debe adoptar los valores límite de tensión o deformación, tanto para tracción como para compresión. Si no se indican valores de compresión, se toman, por defecto, valores iguales a los de tracción.

Los valores de tensión o deformación por cortante también deben ser adoptados (9 valores para cada criterio de rotura por máxima tensión o deformación).

3.3.4. Criterio de rotura de Tsai-Wu

Este criterio es conocido también como la "teoría polinómica del tensor interactivo" o la "teoría de fallo del polinomio cuadrático". Se utiliza bastante en composites. En el espacio bidimensional de tensiones principales la envoltura marrón, representada en la figura 3.7., sería un ejemplo de rotura por criterio Tsai-Wu.

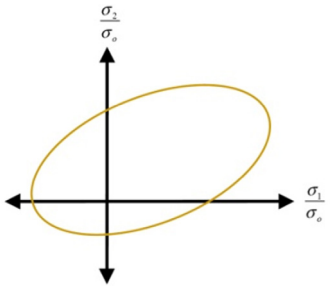


Figura 3.7. Superficie de rotura de Tsai-Wu

El criterio Tsai-Wu tiene en cuenta las interacciones tensionales y, generalmente, se representa como

$$F_i\sigma_i + F_{ij}\sigma_i\sigma_j = 1$$

Solamente F_1, F_2, F_{11}, F_{22}, F_{12}, F_{66} no son nulos.

$$F_1 = \sigma_{xt}^{-1} + \sigma_{xc}^{-1} \qquad F_{11} = -\sigma_{xt}^{-1}\sigma_{xc}^{-1}$$

$$F_2 = \sigma_{yt}^{-1} + \sigma_{yc}^{-1} \qquad F_{22} = -\sigma_{yt}^{-1}\sigma_{yc}^{-1}$$

$$F_{12} = c_{xy}(\sigma_{xt}\sigma_{xc}\sigma_{yt}\sigma_{yc})^{-0,5}$$

$$F_{66} = \sigma_{xyf}^{-2}$$

En el caso de las tensiones en el plano 2D, o caso transversalmente isotrópico:

- De las ecuaciones anteriores:
  - F_1 y F_{11} pueden determinarse a partir de ensayos de tracción y compresión longitudinal.
  - F_2 y F_{22} pueden determinarse de manera similar con ensayos transversales de tracción y compresión.
  - F_{66} se puede determinar por ensayos a cortantes.
  - c_{xy} habitualmente se asume como -1,0, pero puede ser mayor (entre 0 y -1,0). Por defecto es -1,0.
- La constante c_{xy} es el doble del valor de F_{12}*, utilizado por Tsai y Hanh. Además, a diferencia de algunas notaciones para Tsai-Wu, los valores de compresión se introducen como negativos.
- Se puede ampliar para hacer frente a un estado 3D arbitrario. Para un caso 3D general, el criterio Tsai-Wu requiere 12 constantes por temperatura (hasta 6 temperaturas diferentes).

3.3.5. Criterio de rotura de Willam-Warnke

Según el criterio de Willam-Warnke, la superficie de rotura en tensiones principales espaciales se muestra en la figura 3.8. El modelo matemático considera un sextante de las tensiones principales porque las componentes de la tensión están ordenadas de acuerdo a $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$. Estos componentes de tensión son las mayores tensiones principales.

Si la tensión principal calculada es mayor que la tensión umbral, su comportamiento se considera como no lineal. En este caso, las tensiones principales calculadas se utilizan para determinar la situación de fallo mediante el modelo de Willam-Warnke.

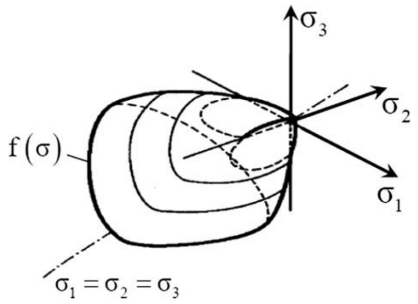


Figura 3.8. Superficie de rotura del hormigón simple bajo condiciones triaxiales

La superficie de rotura se divide en dos secciones: la hidrostática (cambio de volumen) y la desviadora (cambio de forma), como se muestra en la figura 3.9. La sección hidrostática forma un plano meridional que contiene el equisectrix $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ como eje de revolución. La sección desviadora se encuentra en un plano normal al equisectrix.

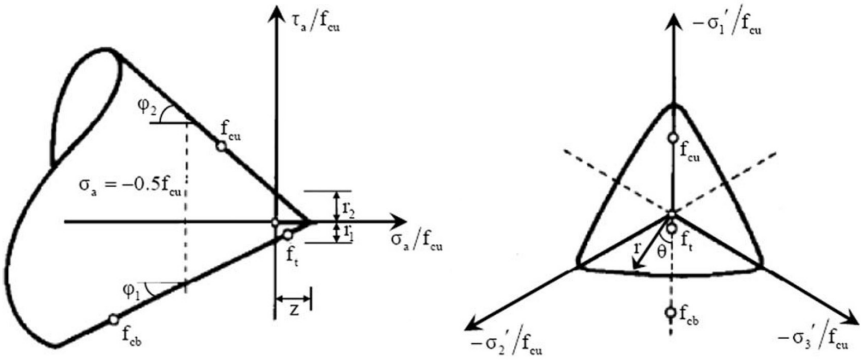


Figura 3.9. Modelo de Willam-Warnke de tres parámetros

Si la ecuación siguiente se obtiene usando estos principios, esto significa que se producen tensiones en la superficie de rotura (Willam and Warnke, 1975).

$$\frac{1}{\rho}\frac{\sigma_a}{f_c}+\frac{1}{r(\theta)}\frac{\tau_a}{f_c}=1$$

Donde σ_a y ζ_a son las componentes de tensión media, z es el vértice de la superficie y f_c es la resistencia a compresión uniaxial; r es el vector de posición que localiza la superficie de rotura con un ángulo θ.

Los ángulos de abertura del cono hidrostático se definen con φ_1 y φ_2. Los parámetros libres de las superficies de rotura z y r se identifican desde la resistencia a la compresión uniaxial (f_{cu}), la resistencia a la compresión biaxial (f_{cb}) y la resistencia a la tracción uniaxial (f_t).

A modo de esquema se recuerdan los distintos criterios de rotura analizados:

- Material Isotrópico
  - Máxima tensión normal (Rankine)
  - Máxima deformación normal (St. Venant)

- Material Anisótropo
  - Máxima relación tensión/deformación
  - Teoría polinómica del tensor interactivo o Teoría de fallo del polinomio cuadrático (Tsai-Wu)
  - Willam-Warnke

3.4. Criterios de plastificación

Otro aspecto diferente a la rotura es la plastificación, criterio muy importante a la hora de analizar la no linealidad del material.

La plastificación y la rotura son cuestiones distintas. La plastificación dicta el momento en que un material pasa de un comportamiento lineal a uno no lineal. Pero si no se limita la deformación última o, lo que es lo mismo, si no se utiliza un criterio de rotura, el material no fallaría (Figura 3.10.).

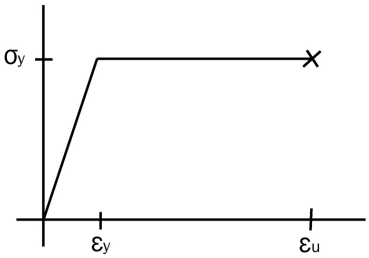


Figura 3.10. Diagrama tensión-deformación elastoplástico

En cada punto de un solido sometido a acciones exteriores existe un estado tensional, y por consiguiente, un estado de deformaciones. Cuando las acciones exteriores no superan un determinado umbral, el solido recupera su forma original cuando cesan dichas acciones. La deformación del solido es reversible. No hay perdida de energía durante el proceso de carga y descarga del solido. En este caso se dice que el solido tiene un comportamiento elástico. Cuando las acciones exteriores superan un determinado umbral, la deformación del solido tiene una parte irreversible. Se dice que el solido se ha deformado plásticamente. La deformación del solido tiene una componente elástica (reversible) y una componente plástica (irreversible).

Surge inmediatamente la necesidad de definir los límites de comportamiento elástico para un caso general de estado de tensiones. Para ello se han desarrollado diversos criterios de plasticidad. El criterio de plastificación determina el nivel de tensión al cuál se inicia la cedencia.

La mayoría de los materiales de ingeniería más comunes muestran una relación lineal de tensión-deformación hasta un nivel de tensión conocido como el límite proporcional. Más allá de este límite, la relación tensión-deformación será no-lineal, pero no necesariamente llegará a ser inelástico. Un comportamiento plástico, que se caracteriza por la deformación no recuperable, comienza cuando la tensión excede el punto de cedencia del material. Debido a que generalmente hay poca diferencia entre el punto de cedencia y el límite proporcional (Figura 3.11.), el programa Ansys supone que estos dos puntos son coincidentes en los análisis de plasticidad.

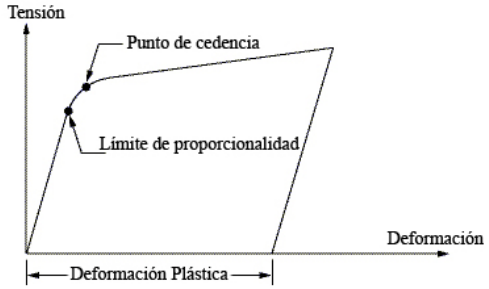


Figura 3.11. Curva de tensión-deformación elastoplástica

La plasticidad es un fenómeno no conservativo, de trayectoria dependiente. En otras palabras, la secuencia en que las cargas se aplican y en que la respuesta plástica ocurra, afectará a los resultados de la solución final. Si se prevé que la respuesta del presente análisis va a ser plástica, se deben aplicar las cargas como una serie de pequeñas fases de carga incremental o pasos de tiempo, de modo que el modelo seguirá el camino de respuesta bajo carga lo más próximo posible. La máxima deformación plástica se guarda con la información resumida de los pasos en los archivos de salida.

La superficie de plastificación puede representarse en el espacio de tensiones como se muestra en la figura 3.12., para algunas opciones de plastificación. Estas superficies se conocen como las superficies de cedencia o plastificación, y cualquier estado de tensiones dentro de la superficie es elástico, o lo que es lo mismo, no causa deformaciones plásticas.

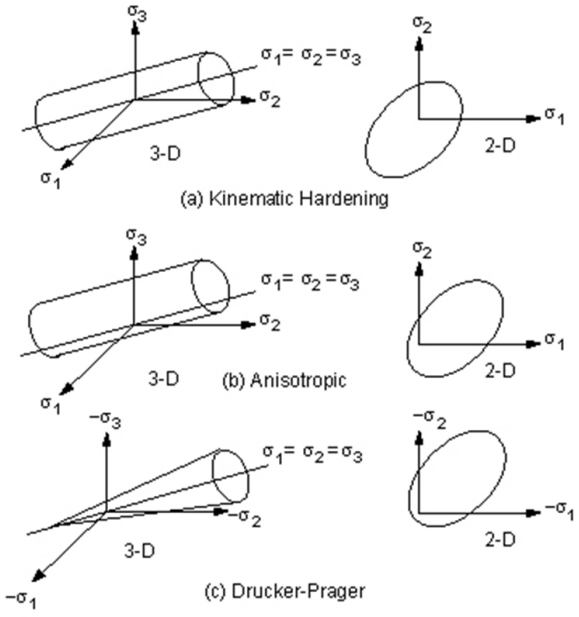


Figura 3.12. Superficies de plastificación (Ansys, 2011)

En lo que al criterio de plastificación se refiere hay dos cuestiones muy importantes que es necesario mencionar: la regla de fluencia y las reglas de endurecimiento.

- La regla de fluencia determina la dirección de la deformación plástica y viene dada por:

$$\left\{d\varepsilon^{pl}\right\} = \lambda\left\{\frac{\partial Q}{\partial \sigma}\right\}$$

donde:

λ = multiplicador plástico (determina la cantidad de deformación plástica).

Q = función de la tensión, denominada potencial plástico (determina la dirección de la deformación plástica).

Si Q es la función de plastificación (como normalmente ocurre), la regla de fluencia se denomina asociativa y las deformaciones plásticas ocurren en una dirección normal a la superficie de cedencia.

- La regla de endurecimiento describe el cambio de la superficie de plastificación o cedencia con una plastificación progresiva, de manera que se pueden establecer las condiciones (por ejemplo, los estados tensionales) para plastificaciones posteriores. Hay disponibles dos reglas de endurecimiento, mostradas en la figura 3.13.
  - Work (o isotropic) hardening: La superficie de cedencia permanece centrada en su centro inicial y expande su tamaño a medida que se desarrollan las deformaciones plásticas. Esto significa que el dominio elástico crece (dentro del círculo), de manera que si la carga cambia de signo, la cedencia ocurrirá a un valor de 2σ'. El endurecimiento se puede describir como bilineal, multilineal o no lineal.
  - Kinematic hardening: Asume que la superficie de cedencia permanece constante en tamaño y se desplaza en el espacio tensional con plastificación progresiva. Esto significa que el dominio elástico tiene siempre el mismo tamaño, aunque la superficie de plastificación se mueva en el espacio de tensiones principales. Por lo tanto, si la carga cambia de signo, la plastificación ocurrirá a compresión a un valor de $2\sigma_y$. También puede representarse como bilineal, multilineal o no lineal.

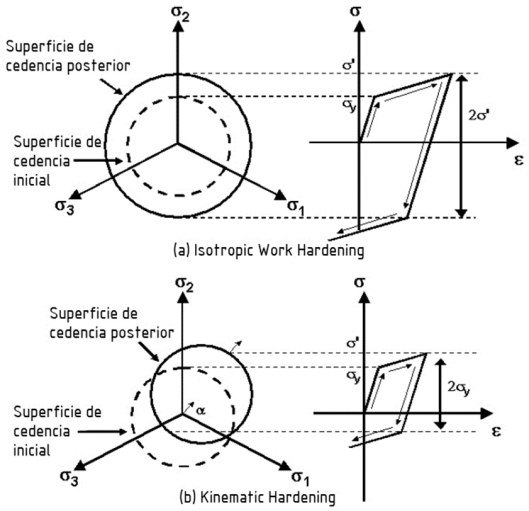


Figura 3.13. Reglas de endurecimiento (Ansys, 2011)

Dentro de la superficie de cedencia está el dominio elástico, mientras que la plasticidad está descrita por la propia superficie. No puede existir ningún estado de tensiones fuera del cilindro.

Al igual que ocurre con los criterios de rotura, para exponer los criterios de plastificación, es necesario diferenciar los casos que pueden ser empleados en materiales isotrópicos y en materiales anisótropos. Se comienza con los criterios para materiales isotrópicos.

3.4.1. Criterio de plastificación de la máxima tensión por cortante (Tresca)

Este criterio afirma que la plastificación ocurre cuando la máxima tensión por cortante (tensión tangencial) alcanza un cierto valor $\zeta_{máx}$.

$$\tau_{máx} \geq \frac{\sigma_y}{2}$$

siendo:

σ_y = tensión de límite elástico del material.

$\zeta_{máx} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$, la tensión cortante máxima del punto considerado.

σ_1, σ_3 = la mayor y la menor tensión principal en el punto considerado.

Las tensiones tangenciales principales se obtienen a partir de las tensiones principales normales, del siguiente modo:

$$\tau_1 = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \leq \tau_{máx}$$

Por lo tanto, la superficie de plastificación bidimensional se define por

$\sigma_0 = \sigma_1$; $\sigma_0 = (\sigma_1 - \sigma_2)$; $\sigma_0 = \sigma_2$

como se puede ver en la figura 3.14.

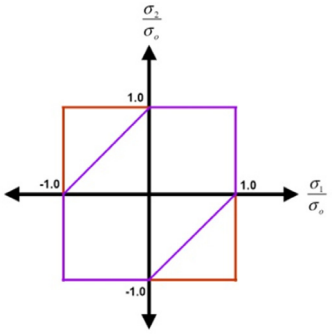


Figura 3.14. Superficie de plastificación de Tresca

Es necesario remarcar que si ambas tensiones principales tienen el mismo signo, el criterio de plastificación de Tresca es similar a la superficie de rotura de Rankine.

Esto solo es verdad en el plano bidimensional de tensiones, no para un estado tridimensional, ya que el cubo de Rankine es dependiente de la presión hidrostática, mientras que el prisma hexagonal de Tresca no lo es.

3.4.2. Criterio de plastificación de la tensión tangencial octaédrica (Von Mises)

Este criterio de plastificación, también conocido como el criterio de la energía de distorsión, afirma que la plastificación ocurre cuando:

$$\sigma_0 = \frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \geq \sigma_y$$

En el espacio bidimensional de tensiones principales, esta superficie de plastificación es una elipse, que se muestra en verde en la figura 3.15. Es similar al criterio de Tresca.

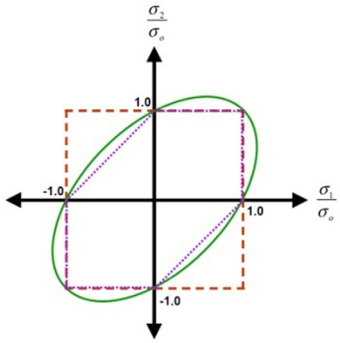


Figura 3.15. Superficie de plastificación de Von Mises

La superficie de plastificación de Von Mises tiende a ser más representativa del comportamiento de un material más dúctil.

El criterio de Tresca es, por lo menos, un 15% más conservativo que el criterio de Von Mises.

3.4.3. Criterio de plastificación de Mohr-Coulomb

El criterio de plastificación de Mohr-Coulomb es un criterio biparamétrico que se expresa mediante la función

$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0$

Este modelo a menudo se emplea para modelizar el hormigón, suelo o materiales granulares.

El criterio de Mohr-Coulomb se puede expresar como:

$$\pm\frac{\sigma_1-\sigma_2}{2} = c - K\left(\frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}\right)$$
$$\pm\frac{\sigma_2-\sigma_3}{2} = c - K\left(\frac{\sigma_2+\sigma_3}{2}\right)$$
$$\pm\frac{\sigma_3-\sigma_1}{2} = c - K\left(\frac{\sigma_3+\sigma_1}{2}\right)$$

donde

$$m = \frac{\sigma_c}{\sigma_t}; \qquad K = \frac{m-1}{m+1}; \qquad c = \left(\frac{1}{m+1}\right)\sigma_c = \left(\frac{m}{m+1}\right)\sigma_t$$

y los parámetros σ_c y σ_t son respectivamente las tensiones de plastificación del material a compresión y tracción uniaxial. Si K = 0, entonces el criterio de M-C se reduce al criterio de Tresca.

La figura 3.16. muestra la superficie de plastificación de Morh-Coulomb en el espacio bidimensional y tridimensional de tensiones principales. Es un prisma cónico y K determina el ángulo de la superficie cónica. La representación plana es una sección del prisma cónico por el plano σ_1- σ_2.

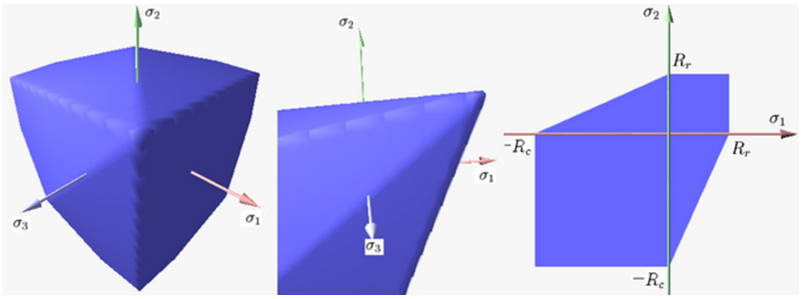


Figura 3.16. Superficie de plastificación de Mohr-Coulomb

La siguiente fórmula se puede emplear para representar la superficie de la figura anterior:

$$máx\left(\frac{|\sigma_1-\sigma_2|}{2}-c+K\frac{\sigma_1+\sigma_2}{2},\frac{|\sigma_2-\sigma_3|}{2}-c+K\frac{\sigma_2+\sigma_3}{2},\frac{|\sigma_3-\sigma_1|}{2}-c+K\frac{\sigma_3+\sigma_1}{2}\right)=0$$

3.4.4. Modelo de plastificación de Drucker-Prager

Este modelo es distinto de los modelos típicos para metales (por ejemplo Tresca, Von Mises,…) (Figura 3.17.), ya que contiene una dependencia de la presión hidrostática. Para modelos anteriores (como Von Mises), solo la tensión desviadora es capaz de producir plastificación. Si se representa la superficie de cedencia en el espacio de tensiones principales, resulta un cilindro cuyo eje es la línea de presión hidrostática, indicando que la plastificación es independiente del estado tensional hidrostático. Para la superficie de plastificación de Von Mises, teóricamente, podría tener infinita compresión hidrostática y no ocurriría la plastificación.

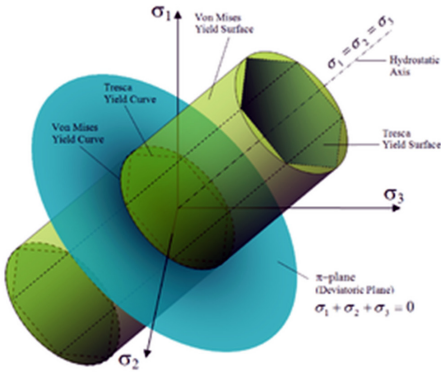


Figura 3.17. Superficies de plastificación de Von Mises y de Tresca

Por el contrario, el modelo de plastificación Drucker-Prager tiene un término que es dependiente de la presión hidrostática. Para una superficie lineal, esto significa que si hay algo de tensión hidrostática, la superficie resistente sería menor. A la inversa, a medida que aumenta la compresión hidrostática, también lo hará la resistencia a la plastificación. Cuando se representa esta superficie en el espacio de tensiones principales se hace como un cono (Figura 3.18.).

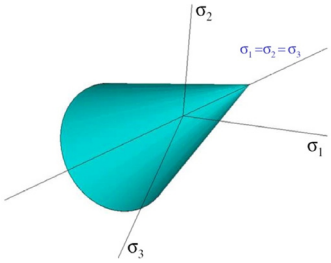


Figura 3.18. Superficie de plastificación de Drucker-Prager

Si se representa este modelo en el plano definido por la tensión efectiva o equivalente y la presión hidrostática, se observa una relación lineal (Figura 3.19.).

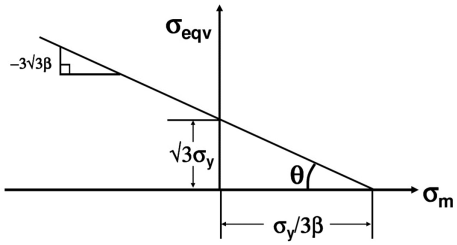


Figura 3.19. Relación lineal Drucker-Prager

Los dos datos principales que se necesitan para caracterizar este criterio de plastificación son la pendiente (ángulo de fricción interno) y el valor donde intersecta con el eje *y* (la resistencia a plastificación con una presión hidrostática igual a cero, denominado valor de cohesión).

El valor de cohesión C está relacionado con la tensión de fluencia σ_y mediante la expresión:

$$C = \frac{\sqrt{3}(3 - sen\,\theta)}{6\cos\theta}\sigma_y$$

La intersección ocurre a $\sigma_y/\sqrt{3}$, así que algunas veces se reescribe como

$$C = \frac{(3 - sen\theta)}{6\cos\theta}\sigma_y$$

El ángulo de fricción interna θ describe la pendiente de la superficie de plastificación. Si el ángulo fuera 0, no dependería de la presión hidrostática. Efectivamente esto cambiaría el comportamiento a la superficie de plastificación de Von Mises.

El tercer parámetro para el modelo Drucker-Prager es el ángulo de dilatancia θ_f, que describe el flujo potencial. Si $\theta = \theta_f$, el flujo es asociativo. Si $\theta_f = 0$, no se producirán deformaciones volumétricas inelásticas.

Este criterio se emplea bastante para modelizar el hormigón, donde tanto las tensiones normales como las tangenciales pueden causar el colapso. De forma general, este criterio se puede expresar como

$$\alpha(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) + \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{6}} = K$$

donde

$$m = \frac{\sigma_c}{\sigma_t}; \qquad K = \frac{2\sigma_c}{\sqrt{3}(m+1)}; \qquad \alpha = \frac{m-1}{\sqrt{3}(m+1)}$$

y σ_c, σ_t son las tensiones de cedencia uniaxiales a compresión y tracción respectivamente.

A continuación, se muestran los criterios de plastificación para materiales anisótropos.

3.4.5. Criterio de plastificación de Hill

El criterio de Von Mises se emplea por defecto en la mayoría de los modelos de plastificación en ANSYS. El empleo del criterio del potencial de Hill nos permite especificar un criterio de plastificación anisótropo (Figura 3.20.).

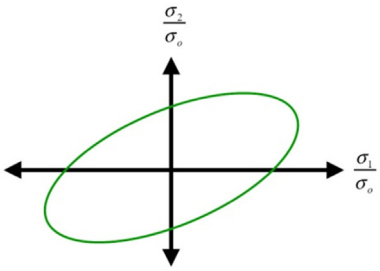


Figura 3.20. Superficie de plastificación de Hill

Se necesitan seis constantes para su caracterización. A diferencia del criterio de rotura de Tsai-Wu, los datos de plastificación se introducen para las direcciones normales *x*, *y* y *z*, y para el cortante *xy*, *yz* y *xz*.

El comportamiento a tracción y compresión es el mismo, a diferencia de Tsai-Wu.

Este criterio define solo la superficie de plastificación. Debe combinarse con un modelo de plastificación para definir el endurecimiento (isotropic o kinematic hardening). Se puede emplear también con fluencia para modelizar la fluencia anisótropa.

El modelo Hill generalizado se puede emplear para modelizar distintos comportamientos tracción/compresión.

El criterio de plastificación de Hill es una modificación de la superficie de Von Mises, definida por la siguiente ecuación:

$$\sigma_0 = \sqrt{H(\sigma_x - \sigma_y)^2 + F(\sigma_y - \sigma_z)^2 + G(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 2N\tau_{xy}^2 + 2L\tau_{yz}^2 + 2M\tau_{xz}^2}$$

Hay 6 constantes, Rxx, Ryy, Rzz, Rxy, Ryz, Rxz, que caracterizan el criterio de plastificación de Hill:

$$G + H = \frac{1}{R_{xx}^2} \qquad N = \frac{3}{2R_{xy}^2} \qquad R_{xx} = \frac{\sigma_{xx}^y}{\sigma_0} \qquad R_{xy} = \sqrt{3}\frac{\sigma_{xy}^y}{\sigma_0}$$

$$F + H = \frac{1}{R_{yy}^2} \qquad L = \frac{3}{2R_{yz}^2} \qquad R_{yy} = \frac{\sigma_{yy}^y}{\sigma_0} \qquad R_{yz} = \sqrt{3}\frac{\sigma_{yz}^y}{\sigma_0}$$

$$F + G = \frac{1}{R_{zz}^2} \qquad M = \frac{3}{2R_{xz}^2} \qquad R_{zz} = \frac{\sigma_{zz}^y}{\sigma_0} \qquad R_{xz} = \sqrt{3}\frac{\sigma_{xz}^y}{\sigma_0}$$

Todas estas 6 constantes pueden determinarse mediante ensayos en las 6 direcciones.

A continuación se recuerdan las distintas posibilidades en lo que respecta al criterio de plastificación.

- Material Isotrópico
  - Independiente de la presión hidrostática
    - Máxima tensión por cortante (Tresca)
    - Tensión tangencial octaédrica (Von Mises)
  - Dependiente de la presión hidrostática
    - Mohr-Coulomb
    - Drucker-Prager
- Material Anisótropo
    - Hill

3.5. Criterios de convergencia

La convergencia en una malla de elementos finitos se refiere al aumento de la precisión con el número de elementos. Al aumentar el número de elementos en un sólido elástico mallado se incrementa el número de grados de libertad de la malla por lo que se obtiene un modelo más elástico. Esto implica que ante las mismas cargas la nueva malla tendrá desplazamientos mayores y más próximos a los reales. En la práctica, hay un número de grados de libertad a partir del cual los desplazamientos ya no aumentan, entonces se ha llegado a la solución real del problema y ya no supone ninguna ventaja aumentar el número de elementos de la malla.

La resolución de problemas no lineales mediante el MEF se realiza con alguna de las tres técnicas siguientes: técnicas incrementales, métodos iterativos o de Newton y por último técnicas de resolución mixtas. El aspecto fundamental es el modo en que se aplica la carga.

3.5.1. Técnicas incrementales

La base del procedimiento incremental es la división de la carga en varias cargas pequeñas o incrementos. La carga se aplica mediante un incremento cada vez, y durante la aplicación de este incremento se supone que las ecuaciones son lineales, es decir, se emplea un valor constante de la matriz K en cada

incremento, modificando la matriz entre cada incremento de carga. La solución en cada paso de carga es obtenida en términos de incrementos de desplazamientos. Los incrementos de desplazamientos calculados se acumulan para obtener los desplazamientos al final de cualquier paso de carga. El proceso incremental se repite hasta que se ha aplicado toda la carga. Básicamente, mediante el procedimiento incremental se aproxima el problema no lineal mediante una sucesión de problemas lineales.

El procedimiento incremental queda reflejado esquemáticamente en la figura 3.21.

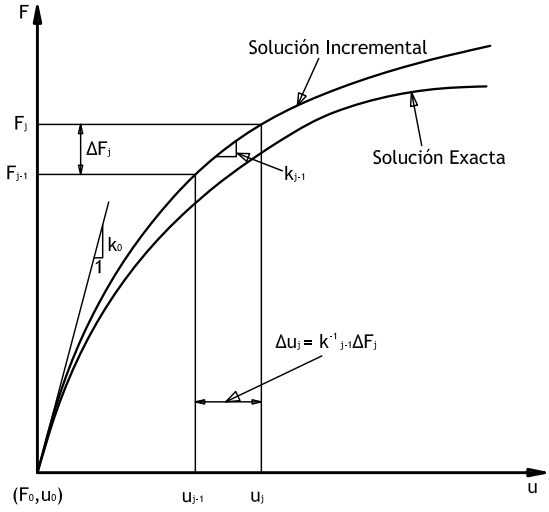


Figura 3.21. Procedimiento incremental

Normalmente se emplea el módulo tangente para evaluar la ley constitutiva del material, con lo que se obtiene C (s), que permite obtener la matriz de rigidez K. Por ello se denomina a esta matriz de rigidez la matriz de rigidez tangente.

La precisión del método incremental se puede mejorar empleando menores incrementos de la carga aplicada. Pero como en cada incremento se debe obtener una nueva matriz de rigidez el incremento en la precisión se produce a costa de un aumento del coste computacional.

3.5.2. Técnicas Iterativas

Las técnicas iterativas constan de una serie de cálculos que comienzan aplicando toda la carga. En cada iteración se emplea un valor aproximado y constante de la rigidez, por lo que el equilibrio no se alcanza en cada iteración. La

carga que no está equilibrada se calcula y se aplica en la siguiente iteración para obtener una nueva solución. Este proceso se repite hasta que se alcanza el equilibrio dentro de una cierta tolerancia. Como se muestra en la figura 3.22., la técnica iterativa se basa en emplear sucesivas iteraciones de una solución hasta que se alcanza el equilibrio con la carga total aplicada.

La matriz de rigidez que se emplea en cada iteración suele ser la matriz de rigidez tangente en la situación de equilibrio de la iteración anterior. En este caso el algoritmo coincide con un esquema de resolución de Newton-Raphson.

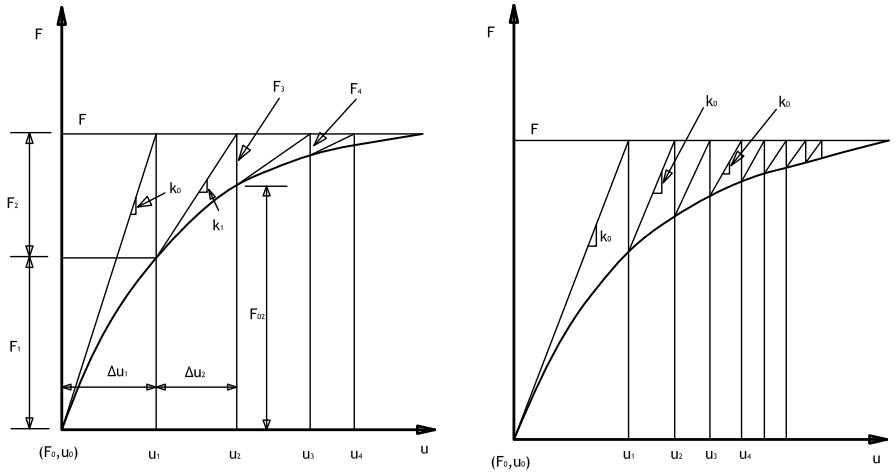


Figura 3.22. Método iterativo. Procedimiento con la matriz de rigidez tangente (a) y con la matriz de rigidez inicial (b)

Un procedimiento iterativo modificado consiste en emplear tan solo la rigidez inicial para todas las iteraciones en vez de calcular en cada iteración una nueva matriz de rigidez. Este procedimiento modificado, método de la secante, requiere un mayor número de iteraciones para alcanzar la convergencia pero el coste computacional es menor al no tener que calcular una nueva matriz de rigidez.

3.5.3. Técnicas Mixtas

Las técnicas mixtas consisten en emplear una combinación de las técnicas incrementales e iterativas. En este caso la carga se aplica incrementalmente pero después de cada incremento de carga se realizan sucesivas iteraciones para obtener la convergencia (Figura 3.23.).

Llegados a este punto se realiza una comparación entre los procedimientos básicos.

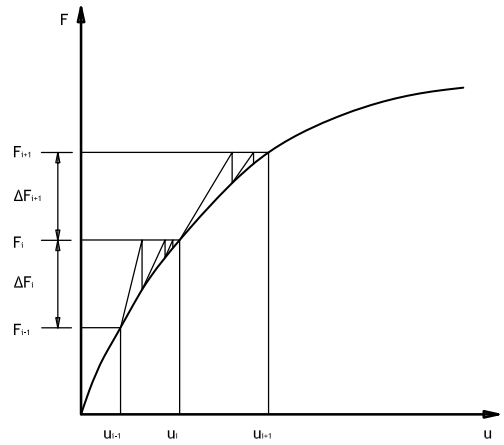


Figura 3.23. Técnica mixta (Newton-Raphson)

La principal ventaja de la técnica incremental es su generalidad. Se puede aplicar a casi todos los tipos de no-linealidades con la excepción de algún tipo de endurecimiento por tensión. Otra importante ventaja de esta técnica es que permite obtener una evolución completa de la curva carga frente a desplazamiento. Por lo que se obtienen resultados válidos, en equilibrio, en los pasos intermedios correspondientes a un incremento de carga.

A pesar de ello la técnica incremental suele requerir más tiempo para resolver y es complicado saber cuáles deben ser los incrementos de carga óptimos para obtener una buena aproximación de la solución. Además en el caso de carecer de una solución analítica o experimental no se puede saber si la solución obtenida es buena. Estas son algunas razones que suelen justificar el uso de las técnicas mixtas, en las cuales al final de cada incremento de carga se obtiene una solución en equilibrio dentro de una cierta tolerancia.

Las técnicas iterativas son más sencillas de implementar y usar, además son más rápidas. Estas técnicas han mostrado ser útiles en el caso de materiales con distinto comportamiento en tracción o compresión. Además son capaces de resolver problemas con endurecimiento por tensión en los cuales fallan las técnicas incrementales.

El problema de las técnicas iterativas es que no siempre se puede asegurar la convergencia de la solución. Además no se pueden aplicar a problemas dinámicos o con histéresis, aunque sí a problemas con endurecimiento pseudoconservativo, como la teoría clásica de la plasticidad. Otra desventaja de las técnicas iterativas es que sólo se obtiene la solución para la carga final con lo que no se obtiene información del proceso de carga. Por último en algunos

casos es necesario obtener un estimador inicial no nulo en equilibrio para que la técnica iterativa converja.

Como la técnica mixta combina las ventajas de los dos procedimientos y minimiza sus inconvenientes es la técnica más empleada en general. El incremento en el coste computacional que exigen las técnicas mixtas se compensa con la posibilidad de ajustar la precisión en cada incremento de carga aplicado.

3.6. Entorno de aplicación de elementos finitos ANSYS

El Ansys es un software de cálculo mediante elementos finitos con un gran abanico de posibilidades en cuanto al cálculo de fenómenos físicos. Permite un análisis estructural, térmico, electromagnético, acústico, de fluidos y de campos acoplados. Se emplea en la ingeniería civil y eléctrica, física y química.

Dentro del análisis estructural permite dos aspectos muy importantes:

- Análisis estático Estructural (lineal y no lineal)
  - Pandeo
  - Anisotropía
  - Contactos y superficies de contacto no lineales
  - No linealidades geométricas
  - Materiales no lineales: Plasticidad con endurecimiento, Viscoelasticidad….
- Análisis dinámico
  - Análisis Modal: Simetría axial, sim. cíclica
  - Análisis Sísmico: Espectral, PSD, Acelerogramas
  - Análisis Armónicos: Bancadas, cargas armónicas
  - Análisis transitorios lineales o no lineales: Explosiones, Impactos, choques.

Este software se emplea para resolver problemas físicos de forma aislada, aunque se puede emplear para realizar cálculos acoplados, mezclando por ejemplo problemas de estructuras junto a problemas de transferencia de calos como un todo.

Como ya se ha avanzado en el apartado 3.1., todo cálculo realizado por MEF tiene un proceso típico, que concretamente en Ansys abarca lo siguiente:

- Pre-proceso
  - Establecimiento del modelo, se construye la geometría del problema, creando líneas, áreas o volúmenes. Sobre este modelo se establecerá la malla de elementos. Esta parte del pre-proceso es opcional, dado que la ubicación de los elementos de la maya puede provenir de otras aplicaciones de diseño.
  - Se definen los materiales a ser usados en base a sus constantes. Todo elemento debe tener asignado un material particular.
  - Generación de la malla, realizando una aproximación discreta del problema en base a puntos o nodos. Estos nodos se conectan para formar elementos finitos que juntos forman el volumen del material. La maya puede generarse a mano o usando las herramientas de generación automática o controlada de mallas.
- Proceso
  - Aplicación de cargas, Se aplican condiciones de borde en los nodos y elementos, se puede manejar valores de fuerza, tracción, desplazamiento, momento o rotación.
  - Obtención de la solución, que se obtiene una vez que todos los valores del problema son ya conocidos.
- Post-proceso
  - Visualización de resultados, por ejemplo como dibujo de la geometría deformada del problema.
  - Listado de resultados, igualmente como datos en una tabla.

En este software existen un gran número de variables que se deben controlar. Se ha tenido en cuenta la geometría real espacial, es decir, se han simulado los distintos materiales con su comportamiento y cada elemento con sus dimensiones y en su posición exacta, desde el elemento de hormigón, al de cerámico, y las armaduras activas y pasivas. En la simulación se incluye la no linealidad, el planteamiento del equilibrio en la estructura deformada, la fisuración y el aplastamiento en el hormigón, y la plastificación y la cedencia en el acero.

3.6.1. Tipos de elementos

Una vez construida la geometría del modelo que se va a estudiar, el siguiente paso que se debe dar es la asignación de las propiedades de los materiales que componen esa geometría.

Existe la posibilidad de implementar las leyes no lineales del material en los programas de elementos finitos mediante dos procedimientos. En primer lugar, se puede programar el comportamiento del material independientemente del elemento que se vaya a emplear posteriormente. De este modo no hay limitaciones en cuanto a la elección del tipo de elemento. Se debe encontrar el tipo de elemento que mejor responda a la realidad física del problema. En segundo lugar existe la posibilidad de programar determinadas propiedades específicas no lineales únicamente en un determinado tipo de elemento. Esto es lo que se ha realizado en el desarrollo del software ANSYS (Ansys, 2011).

El software Ansys tiene una serie de elementos programados para representar los distintos materiales y las diferentes realidades físicas. Cada elemento posee unas características que lo diferencian del resto, por lo que cada uno es el más adecuado para su uso específico. Por tanto, se deben elegir los tipos de elementos que mejor representen la realidad del hormigón, del acero y del material cerámico, para llevar a cabo esta investigación.

En primer lugar, se elabora un estado de la cuestión respecto al tipo de elemento empleado para representar al hormigón, al acero y al material cerámico. Y, después, se estudian las propiedades de los tipos de elementos elegidos en este trabajo.

a) Estado del arte

En este punto se analizan los tipos de elementos específicos del programa de elementos finitos Ansys que han empleado diversos investigadores para modelizar los materiales hormigón y acero.

ANSYS proporciona un elemento sólido tridimensional de ocho nodos, el Solid65, que está especializado en modelizar la respuesta no lineal de materiales frágiles, basándose en el modelo constitutivo de comportamiento triaxial del hormigón utilizando el criterio de Willam and Warnke (Willam and Warnke, 1975).

También existe un elemento barra, el link8, que es tridimensional y capaz de desarrollar tracciones y compresiones uniaxiales, pero no flectores. Además también puede desarrollar características no lineales que se adaptan bastante bien al comportamiento real del acero.

La gran mayoría de estudios del hormigón armado realizados con la herramienta Ansys emplean el elemento Solid65 para modelizar el hormigón y el elemento Link8 para el acero de refuerzo.

El elemento Solid65 es un elemento tridimensional específico para simular el comportamiento del hormigón. Aquí sí que hay unanimidad en la elección.

Para la elección del elemento de Ansys encargado de representar las barras de acero la mayoría de autores emplea el Link8. El elemento Link8 es un elemento

lineal del Ansys, actualmente obsoleto, que ha sido substituido por el Link180, que es el mismo, pero con algunas mejoras. En el presente trabajo de investigación se emplea el elemento Link180 para simular el acero.

En primer lugar se enumeran los estudios que emplean estos dos elementos en la simulación del hormigón armado, el Solid65 y el Link8, y después se analizan las excepciones.

- Thomas y Ramaswamy (2006) analizan el cortante crítico de once vigas en T (3,85 m) de hormigón parcialmente pretensado con fibras metálicas.
- Kachlakev (2001) valida el cortante en vigas de hormigón armado reforzadas con láminas de GFRP (Polímero reforzado con fibra de vidrio).
- Fanning (2001) realiza un estudio de vigas de hormigón armado con armadura de cortante y de vigas de hormigón postesadas con barras de acero.
- Özcan y otros (2009) analizan experimentalmente y mediante elementos finitos el comportamiento último de vigas de hormigón reforzado con fibras de acero (SFRC).
- Braverman y otros (2001) evalúan el rendimiento estructural de miembros degradados de hormigón armado de plantas nucleares.
- Xiao y O'Flaherty (2000) analizan conectores de hormigón mediante elementos finitos.
- Barbosa y Ribeiro (1998) evalúan el comportamiento de vigas de hormigón armado con diversos modelos de materiales y criterios de rotura y plastificación.
- Mirmirán y otros (2000) investigan de forma no lineal empleando el M.E.F. para el caso del hormigón confinado con fibras de composites.
- Padmarajaiah y Ramaswamy (2002) estudian la resistencia a flexión de vigas de hormigón pretensado con refuerzo de fibras.
- Zhou y otros (2004) evalúan los efectos de la flexibilidad de la superestructura en la resistencia de los tableros de puentes de hormigón armado.
- Chansawat y otros (2006) estudian un puente de hormigón reforzado con FRP.
- Kaewunruen y Remennikov (2006) investigan simulando en el software Ansys los durmientes de hormigón pretensado de las vías del tren.
- Kazaz y otros (2006) estudian muros sometidos a esfuerzo cortante de forma dinámica.
- Al-Darzi (2007) modeliza dos modelos de hormigón armado frente al ensayo push-out con cinco materiales distintos.

- Ramos y otros (2007) estudian el contacto entre el perfil metálico y el hormigón en vigas metálicas parcialmente embebidas.
- Gómez y Lizarazo (2007) evalúan la influencia de la no linealidad del material en las deformaciones inmediatas de vigas de hormigón armado.
- Queiroz y otros (2007) analizan vigas de hormigón armado con conexión de cortante parcial y total.
- Najim (2007) analiza vigas de hormigón armado sometidas a torsión pura.
- Yousefi y otros (2007) estudian empleando el Ansys la respuesta de los pavimentos de hormigón bajo la carga de un camión en movimiento.
- Wu y otros (2009) simulan pilares de alta resistencia confinados, y los cargan hasta el colapso.
- Hawileh y otros (2009) modelizan vigas en T de hormigón armado reforzadas con CFRP expuestas al fuego.
- Mahjoub y Hashemi (2010) estudian vigas de hormigón armado reforzadas con FRP frente a la flexión.
- Xiaoran y Yuanfeng (2010) comparan el comportamiento de vigas de hormigón armado con diferentes modelos de materiales y criterios de rotura/plastificación.

Todos estos investigadores, como ya se ha comentado, emplean los elementos Solid65 y Link8 para simular el hormigón y el acero de refuerzo respectivamente.

Existen casos excepcionales en los que no se eligen los mismos elementos.

- Fenhua y otros (2010) estudian el esfuerzo en presas de gravedad de hormigón. Realizan dos simulaciones, una tridimensional en la que se emplea el elemento Solid65 para el hormigón, y otra bidimensional en la que se emplea el Plane42 para simular el hormigón en 2D.
- Correia y otros (2011) emplean el elemento Solid185 para evaluar los esfuerzos post-fisuración y la ductilidad de las vigas compuestas con vidrio-GFRP.
- Y Castorena y otros (2007) modelizan tanto el hormigón como las barras de acero de refuerzo de forma tridimensional con el elemento Solid65. Para simular el acero se le desactiva el aplastamiento y el agrietamiento. Modelizan con elementos finitos el agrietamiento en el hormigón por corrosión localizada en la armadura. Se emplea el elemento tridimensional para el acero porque se estudia un efecto muy localizado.

Y, para el caso del material cerámico, también existe unanimidad respecto al tipo de elemento elegido, el Solid65. Existen numerosas investigaciones que emplean el Ansys para estudiar paños cerámicos, pero la mayoría de ellos no especifican los tipos de elementos utilizados. Únicamente se indican de forma explicita en los siguientes trabajos:

- Zhu y otros (2011) estudian el comportamiento de un muro cerámico reforzado con huecos.
- Dilrukshi y otros (2010) emplean también el Solid65 para modelizar el material cerámico en el estudio de la fisuración de la cerámica, debida a movimientos térmicos.

b) Solid65

El Solid65 es un elemento sólido tridimensional definido por 8 nodos, teniendo cada nodo 3 grados de libertad: traslaciones en las direcciones x, y y z.

La geometría, la localización de los nodos y el sistema de coordenadas se pueden ver en la figura 3.24.

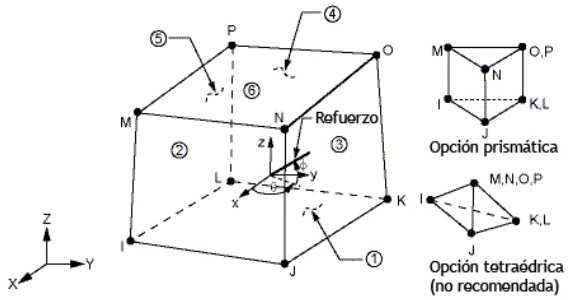


Figura 3.24. Elemento Solid65 (Ansys, 2011)

Este elemento se emplea para el modelado de sólidos con o sin barras de refuerzo. Si se emplea la capacidad de refuerzo propia del elemento, este será disuelto a través del elemento. El sólido es capaz de fisurar a tracción y aplastar en compresión.

Es similar al Solid45, pero con más capacidades especiales de fisuración y aplastamiento.

El aspecto más importante de este elemento es el tratamiento de las propiedades no lineales del material. El hormigón es capaz de fisurar (en las tres direcciones ortogonales), aplastar, deformar plásticamente y fluir.

La fisuración y el aplastamiento se determinan por una superficie de rotura. Una vez se supera la superficie de rotura, el hormigón fisura si alguna tensión principal es de tracción, mientras que el aplastamiento ocurre si todas las tensiones principales son de compresión. El elemento incluye una analogía de la fisuración disuelta en las zonas traccionadas y un algoritmo de plasticidad para tener en cuenta la posibilidad del aplastamiento del hormigón en las zonas comprimidas.

Cada elemento tiene ocho puntos de integración en los cuales se revisa la fisuración y el aplastamiento (Figura 3.25.).

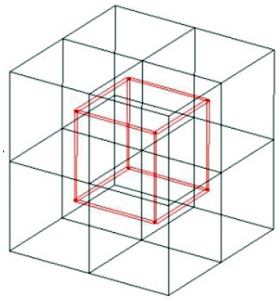


Figura 3.25. Puntos de integración de un elemento finito volumétrico

En lo que a la fisuración se refiere, la presencia de una fisura en un punto de integración se manifiesta con una modificación de las relaciones tensión-deformación, a través de introducir un plano de debilidad en la dirección normal a la cara de fisuración.

En el caso de existir fisuración, ya sea abierta o cerrada, en un punto de integración, empiezan a intervenir los coeficientes de transferencia por cortante en fisura abierta y cerrada, βt y βc, que representan un factor de reducción de la resistencia a corte para las cargas subsecuentes que induzcan deslizamiento en la cara fisurada.

Los coeficientes de transferencia por cortante, $ß_t$ y $ß_c$, pueden adoptar un valor entre 0 y 1, o lo que es lo mismo, entre una completa pérdida de transferencia y ninguna pérdida de transferencia.

Y, en cuanto al aplastamiento, cabe decir que si el material falla en un punto de integración a compresión uniaxial, biaxial o triaxial, se asume que ha aplastado en ese punto. En el elemento Solid65 el aplastamiento se define como un completo deterioro de la integridad estructural del material. Bajo las condiciones del aplastamiento, la resistencia del material se supone que ha degradado a un punto de forma que la contribución a la rigidez de un elemento en el punto de integración en cuestión puede ser ignorada.

El elemento permanece en un comportamiento lineal elástico hasta que se supera la resistencia a tracción o compresión especificada. Las regiones fisuradas o aplastadas, en oposición a las fisuras discretas, se forman perpendicularmente a la dirección principal de tensiones, con una redistribución local de tensiones. El elemento se convierte entonces en no lineal y requiere una solución iterativa. El algoritmo de aplastamiento tiene incluida la ley de plastificación, y una vez ha plastificado una sección cualquier aplicación de carga en esa dirección desarrolla deformaciones incrementales a una tensión constante. Consecuentemente a la formación de una fisura inicial, las tensiones tangenciales pueden causar una segunda, o tercera fisuración que se desarrolla en los puntos de integración.

Cuando un elemento fisura o aplasta no puede pasar inmediatamente a tener una rigidez nula, porque ocasionaría graves problemas de convergencia. Cuando un elemento está fisurado o aplastado, se añade una pequeña cantidad de rigidez al elemento para la estabilidad numérica. El multiplicador de la rigidez se usa a través de la cara fisurada o del elemento aplastado, y por defecto es igual a $1 \cdot 10^{-6}$.

c) Link180

Link180 es un elemento barra que puede emplearse en variedad de aplicaciones ingenieriles. Este elemento puede usarse para modelizar cerchas, armaduras, enlaces, muelles,…

Se trata de un elemento barra tridimensional uniaxial a tracción-compresión con tres grados de libertad en cada nodo: las traslaciones en las direcciones nodales x, y y z. Como si se tratara de una estructura articulada, no se considera el flector en el elemento. Se incluye en este elemento la opción de analizar la plasticidad, la fluencia, el endurecimiento por tensión, el hinchamiento, y la capacidad de grandes deformaciones.

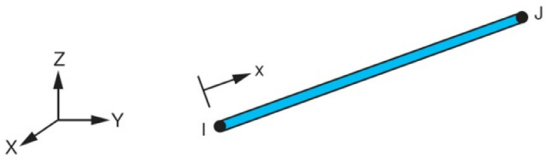


Figura 3.26. Elemento Link180 (Ansys, 2011)

La geometría, la localización de los nodos y el sistema de coordenadas para este elemento se muestra en la figura 3.26. El elemento se define con 2 nodos, la sección transversal, una deformación inicial y las propiedades del material.

El eje x del elemento se orienta a través de la longitud del elemento desde el nodo I hasta el nodo J.

Se pueden introducir temperaturas y fluencias como cargas del elemento en los nodos. Debe cumplir una serie de condiciones, que de no cumplirse no se crea el elemento:

- El elemento barra se asume como una barra recta, cargada axialmente en sus extremos, y con propiedades uniformes de extremo a extremo.
- La longitud de la barra debe ser mayor que cero, ya que los nodos I y J no pueden ser coincidentes.
- El área debe ser mayor que cero.
- La temperatura se asume como que varía linealmente a través de la longitud de la barra.
- La función de forma del desplazamiento implica una tensión uniforme en la barra.

3.6.2. Análisis no lineal

En análisis no lineal, la carga total aplicada a un modelo de elementos finitos se divide en una serie de incrementos de carga llamados pasos de carga (en inglés load steps). Al finalizar cada solución incremental, la matriz de rigidez del modelo se ajusta para reflejar los cambios no lineales en la rigidez estructural antes de proceder al incremento de carga siguiente. El programa ANSYS utiliza iteraciones de equilibrio de Newton-Raphson para la actualización de la rigidez del modelo.

Las iteraciones para el equilibrio de Newton-Raphson proporcionan convergencia al final de cada incremento de carga dentro de los límites de tolerancia.

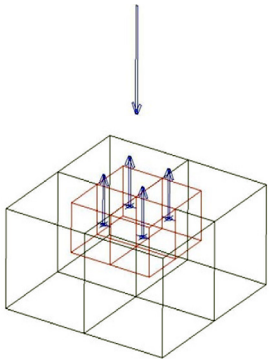


Figura 3.27. Equilibrio en un nodo. Evaluación del vector de carga desequilibrada

Antes de llegar a cada solución, el método Newton-Raphson evalúa el vector de la carga desequilibrada, que es la diferencia entre las fuerzas de restablecimiento (las cargas correspondientes a las tensiones del elemento) y las cargas aplicadas.

Posteriormente, el programa ejecuta una solución lineal, utilizando las cargas desequilibrantes, y revisa la convergencia. Si los criterios de convergencia no se cumplen, el vector de carga desequilibrada se revalúa, la matriz de rigidez se actualiza, y se obtiene una nueva solución (Figura 3.27.). Este procedimiento iterativo continúa hasta que el problema converge (Ansys, 2011).

En el caso del hormigón armado, los criterios de convergencia se basan en la fuerza y el desplazamiento, y los límites de la tolerancia para la convergencia se seleccionan inicialmente en el programa de elementos finitos. La convergencia de la solución es difícil de conseguir debido al comportamiento no lineal del hormigón armado. Los límites para la tolerancia de la convergencia por defecto son un 0,5% para el control de fuerza y un 5% para el control de desplazamiento.

Para problemas no lineales, el programa de elementos finitos continúa haciendo iteraciones de equilibrio hasta que el criterio de convergencia se satisfaga (o hasta que se llegue hasta el número máximo de ecuaciones de equilibrio).

3.6.3. Opciones de plastificación/rotura de Ansys

Como ya hemos visto existen diversos criterios de rotura y de plastificación. Todos ellos tratan de representar de la forma más próxima a la realidad el comportamiento de los distintos materiales. Cada uno de ellos es apropiado para unos materiales distintos, sean isótropos o anisótropos, según la realidad.

En este apartado se tiene la intención de analizar los distintos criterios u opciones que nos da el programa de elementos finitos Ansys respecto a la plastificación y rotura de los materiales, así como la elección que toman otros investigadores a la hora de simular sus estudios. En el próximo capítulo se indican los criterios seleccionados para llevar a cabo esta investigación.

a) Estado del arte

En este punto se resumen los criterios de plastificación y de rotura empleados por otros investigadores de campos relacionados con el nuestro, a la hora de simular con Ansys el comportamiento del acero y del hormigón.

Autores	Criterio de rotura	Criterio de plastificación
Barbosa y Ribeiro (1998)	Willam-Warnke	Drucker-Prager Von Mises
Mirmiran y otros (2000)		Drucker-Prager
Fanning (2001)	Willam-Warnke	
Padmarajaiah y Ramaswamy (2002)	Willam-Warnke	
Zhou y otros (2004)		Drucker-Prager
Thomas y Ramaswamy (2006)	Willam-Warnke	Von Mises
Kaewunruen y Remennikov (2006)	Willam-Warnke	
Al-Darzi (2007)	Willam-Warnke	Drucker-Prager
Ramos y otros (2007)	Willam-Warnke	Von Mises
Gómez y Lizarazo (2007)	Willam-Warnke	
Queiroz y otros (2007)		Von Mises
Najim (2007)	Willam-Warnke	
Yousefi y otros (2007)		Drucker-Prager
Özcan y otros (2009)	Willam-Warnke	Von Mises
Wu y otros (2009)		Drucker-Prager
Hawileh y otros (2009)	Willam-Warnke	Von Mises
Mahjoub y Hashemi (2010)	Willam-Warnke	Von Mises
Xiaoran y Yuanfeng (2010)	Willam-Warnke Maxium Tensile Stress Criterion	Von Mises Drucker-Prager

Tabla 3.1. Criterios de rotura y plastificación empleados por otros

No es una información que se facilite con frecuencia en los artículos publicados, de ahí que se disponga de poca información recopilada, aunque el número de artículos analizados sea extenso.

Ya que se trata de artículos que aparecen ya referenciados cuando se ha realizado el estado del arte de los tipos de elementos empleados en el apartado 3.6.1., no se repite en qué consiste la investigación realizada por cada uno de ellos. Únicamente se listan los autores, el criterio de rotura y el criterio de plastificación que han empleado, por orden cronológico.

Debido a la concisión de la información que se detalla, es adecuado plantearla en forma de tabla (Tabla 3.1.).

En algunos estudios lo que se ha realizado es la simulación de un elemento de hormigón armado sencillo, generalmente una viga de poca luz y sección, con la incorporación de varios criterios de rotura y/o plastificación, y se ha comparado entre ellos de cara a analizar qué comportamiento responde más a la realidad. En estos casos se muestran varias opciones en la casilla correspondiente de la tabla.

b) Opciones de Ansys

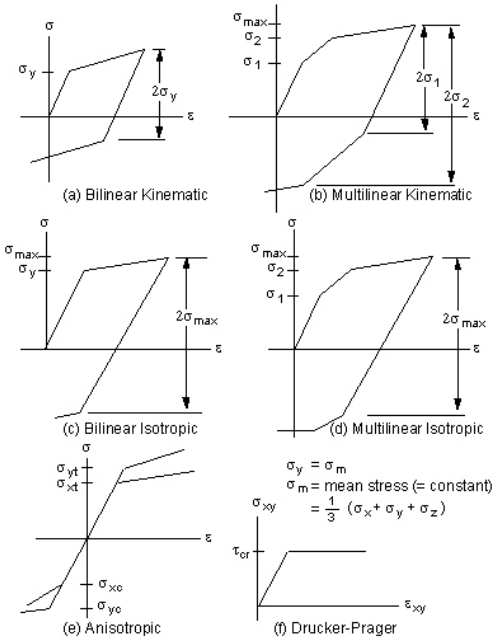


Figura 3.28. Comportamiento tensión-deformación de las distintas opciones de plastificación en Ansys (Ansys, 2011)

Tras el desarrollo teórico que se ha expuesto en el capítulo, donde se incluyen el análisis no lineal, los criterios de rotura, los criterios de plastificación y los criterios de convergencia, es necesario trabajar la manera en la que el programa de elementos finitos Ansys combina todas estas características no lineales, y ver las opciones que nos da para realizar las diversas combinaciones posibles entre ellas. Para ello, a modo de tabla resumen, se aportan la tabla 3.2. y la figura 3.28. En la tabla se puede observar de forma esquemática todas las opciones que tiene el Ansys, y en la figura se muestra gráficamente el significado de las distintas opciones que permite el programa.

Nombre en ANSYS	Etiqueta ANSYS	Criterio de plastificación	Regla de fluencia	Regla de endurecimiento	Respuesta del material
Bilinear Isotropic Hardening	BISO	Von Mises/Hill	Asociativa	Work Hardening	Bilineal
Multilinear Isotropic Hardening	MISO	Von Mises/Hill	Asociativa	Work Hardening	Multilineal
Nonlinear Isotropic Hardening	NLISO	Von Mises/Hill	Asociativa	Work Hardening	No lineal
Classical Bilinear Kinematic Hardening	BKIN	Von Mises/Hill	Asociativa	Kinematic Hardening	Bilineal
Multilinear Kinematic Hardening	MKIN / KINH	Von Mises/Hill	Asociativa	Kinematic Hardening	Multilineal
Nonlinear Kinematic Hardening	CHAB	Von Mises/Hill	Asociativa	Kinematic Hardening	No lineal
Anisotropic	ANISO	Von Mises modificado	Asociativa	Work Hardening	Bilineal, cada dirección en trac./compres. distintas
Drucker-Prager	DP	Von Mises con dependencia de las tensiones hidrostáticas	Asociativa o no asociativa	Ninguna	Elastoplástico
Extended Drucker-Prager	EDP	Von Mises con dependencia de las tensiones hidrostáticas	Asociativa o no asociativa	Work Hardening	multilineal

Tabla 3.2. Opciones de plastificación de Ansys

3.6.4. Criterios de convergencia

En el programa de elementos finitos ANSYS se emplea para la resolución de problemas no lineales el método de Newton- Raphson, es decir, técnicas iterativas. También permite aplicar la carga en incrementos, lo que supone el empleo de una técnica mixta. Este procedimiento es el de uso general si se está interesado en la evolución de las variables a lo largo del proceso de carga. Existe además la opción de emplear el procedimiento de Newton-Raphson modificado, que es el método de la tangente, útil en las situaciones en las que la obtención de la matriz de rigidez implica un gran coste computacional.

Dentro de los numerosos criterios de convergencia de Newton-Raphson que pueden emplearse, el programa de elementos finitos ANSYS permite elegir, mediante la orden NROPT, entre las siguientes opciones:

- Newton-Raphson completo: La matriz de rigidez se actualiza en cada iteración de equilibrio. Si está activo el descenso adaptativo, que es opcional, el programa utiliza la matriz de rigidez tangente sólo mientras las iteraciones se mantienen estables (o lo que es lo mismo, mientras se disminuya el residuo) (Figura 3.29.). Si en una iteración se detectan tendencias divergentes, el programa deja la iteración no convergida y vuelve a empezar la solución, utilizando la combinación ponderada de las matrices de rigidez secante y tangente. La activación del descenso adaptativo aumenta la capacidad del programa para obtener soluciones convergidas para problemas no lineales complejos, pero solo se admite para determinados elementos, entre los que se encuentra el Solid65.

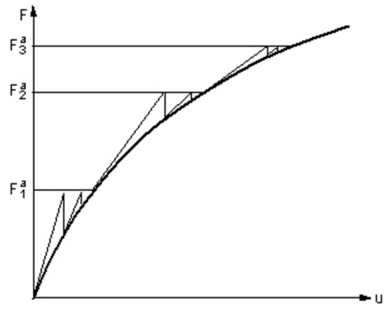


Figura 3.29. Método Newton-Raphson completo

- Newton-Raphson modificado: La matriz de rigidez tangente se actualiza en cada substep. La matriz no se cambia durante las iteraciones de equilibrio en un substep. Esta opción no es aplicable al análisis de grandes deformaciones. No está disponible el descenso adaptativo.

- Empleo de la matriz de rigidez inicial: El programa emplea la matriz de rigidez inicial en cada iteración de equilibrio. Con esta opción es menos probable que diverja que con la opción completa, pero a menudo requiere más iteraciones para alcanzar la convergencia. No es aplicable al análisis de grandes deformaciones. No está disponible el descenso adaptativo (Figura 3.30.).

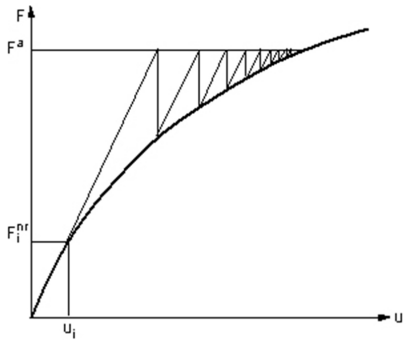


Figura 3.30. Método Newton-Raphson con rigidez inicial

- Newton-Raphson completo con matrices asimétricas: Se puede aprovechar la asimetría de las matrices de rigidez para ayudar a converger en algunos casos.
- Automático: Es la opción que hay por defecto. El ordenador estima el método más oportuno basándose en los tipos de no-linealidades presentes en el modelo.

Como se ha podido comprobar en la explicación anterior, a grandes rasgos lo que se indica con la orden de ANSYS NROPT es la frecuencia con la que se actualiza la matriz tangente durante el análisis.

a) Métodos de búsqueda

Los métodos de búsqueda que emplea el ANSYS para ayudar a converger las soluciones. Se puede elegir entre tres opciones:

- Descenso adaptativo: Es una técnica que cambia a una matriz de rigidez "más rígida" si hay problemas en la convergencia, y vuelve a cambiar a la tangente completa mientras la solución converja, dando como resultado la convergencia rápida que esperamos.
- Búsqueda de línea (Line Search): Trata de mejorar la solución de Newton-Raphson escalando el vector solución por un valor escalar específico (Figura 3.31.). Pueden existir problemas de convergencia al llegar a un

máximo de la curva tensión-deformación. Al ir tirando la tangente y descender hasta encontrar la curva, se puede llegar a un punto en el que no se avance. Reduciendo el tamaño del vector es posible llegar a la solución de forma más rápida.

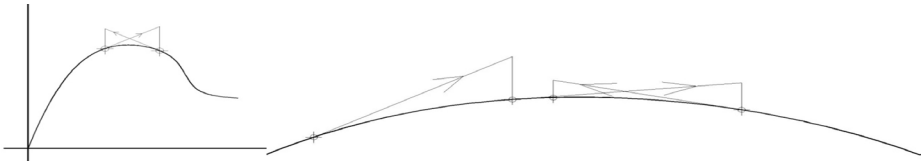


Figura 3.31. Método de búsqueda Line Search

- Longitud de arco (Arc Length): El método de la longitud de arco es adecuado para las soluciones de equilibrio estático no lineal en los problemas de inestabilidad. La aplicación de este método implica el trazado de un patrón complejo en la respuesta carga-desplazamiento en los regímenes de pandeo y post-pandeo. El método utiliza las iteraciones esféricas explícitas para mantener la ortogonalidad entre el radio del arco y las direcciones ortogonales. Se supone que todas las magnitudes de carga están controladas por un solo parámetro escalar (por ejemplo, el factor de carga total). No se pueden localizar con eficacia por este método las respuestas carga-desplazamiento no suaves y discontinuas de los casos a menudo vistos en análisis de contactos y análisis elastoplásticos. Matemáticamente, el método se puede entender como el trazo de una curva de equilibrio único en un espacio atravesado por las variables nodales de desplazamiento y el factor de carga total (Figura 3.32.). Por lo tanto, el método básico que permite obtener la longitud de arco es el método Newton-Raphson. Como los vectores de desplazamiento y el factor de carga escalar se tratan como incógnitas, el método es en sí un método de paso de carga automático. Para solucionar problemas con giros bruscos en la curva carga-desplazamiento o patrones dependientes de los materiales, es necesario limitar el radio de la longitud del arco (el tamaño del paso de carga arc-length) utilizando el radio inicial (mediante el comando NSUBST). Durante la solución, el método de longitud de arco puede variar el radio del arco en cada subpaso en función del grado de no linealidad que está implicado. Estas opciones se pueden activar y controlar con las órdenes LNSRCH y ARCLEN.

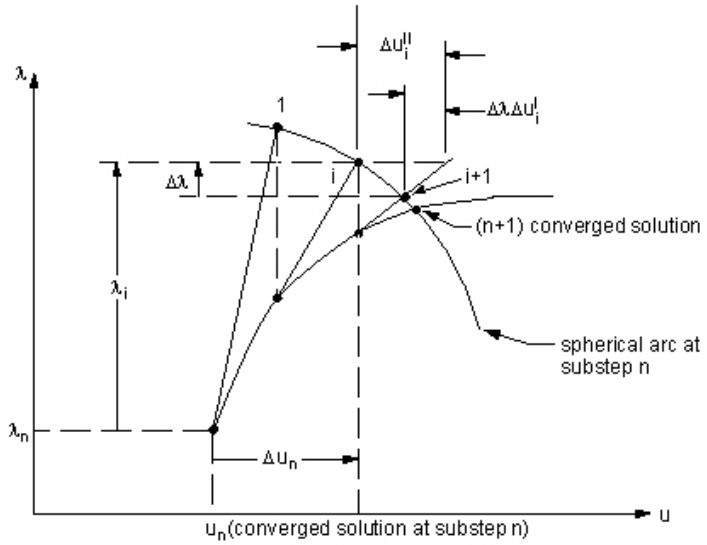


Figura 3.32. Método de búsqueda arc-length (Ansys, 2011)

b) Valores de convergencia

Para tratar este apartado se deben diferenciar dos conceptos: por un lado está el valor de convergencia, que es el valor que junto con la tolerancia marcará lo que es una solución convergida, y por otro lado se debe tratar qué debe hacer el programa cuando la solución no converge.

El primer punto, el de los valores de convergencia y tolerancia, se realiza en Ansys con la orden CNVTOL. Esta orden establece los valores de convergencia para el análisis no lineal. Se pueden emplear valores estructurales, térmicos,… En el presente trabajo se emplean valores estructurales, donde existen criterios de convergencia de fuerzas y de desplazamientos. Se indica un valor y una tolerancia en torno a ese valor. Por defecto el programa de elementos finitos asume una tolerancia de 0,5% para las fuerzas y de 5% para los desplazamientos.

También se puede indicar el método de comprobación para confirmar que está dentro de la tolerancia. Se puede elegir entre una comprobación individual en los nodos y la comprobación del valor suma de todos los nodos. Dentro de esta segunda opción se distingue el caso del valor suma y el caso de la raíz del valor suma. Resumiendo, es posible elegir entre estos tres criterios:

$$\left\|\{R\}\right\|_{\infty} = máx\left|R_i\right|$$
$$\left\|\{R\}\right\|_{1} = \sum\left|R_i\right|$$
$$\left\|\{R\}\right\|_{2} = \left(\sum R_i^2\right)^{1/2}$$

Y para tratar el segundo punto, el de parada del análisis en el caso de no convergencia, con Ansys se utiliza el comando NCNV. Este comando establece la clave para terminar el análisis. Se pueden establecer tres opciones:

- No parar el análisis si la solución no converge.
- Parar el análisis y la ejecución del programa si no converge (opción por defecto).
- Parar el análisis, pero no la ejecución del programa si no converge.

Además se pueden establecer criterios de parada del análisis si se sobrepasa un determinado número de iteraciones, o si sobrepasamos un determinado tiempo.

4. Comportamiento de los materiales

En toda simulación los resultados obtenidos son dependientes de las características asignadas a los materiales. Entre éstas destacan el módulo de elasticidad, las resistencias a tracción y compresión del material, y para materiales frágiles los coeficientes de transferencia por cortante en fisura abierta y cerrada.

Prácticamente todos los materiales tienen un primer rango de comportamiento elástico. Pero en este trabajo es muy importante caracterizar correctamente el comportamiento del material en todo su rango de carga, ya que se van a llevar los modelos hasta el colapso, para evaluar la seguridad remanente.

El último tramo de comportamiento de un material, previo al colapso, no es lineal. El comportamiento de un material a partir de determinado punto es muy dependiente del criterio de plastificación y del criterio de rotura que le hayamos asignado.

Es muy importante calibrar adecuadamente las propiedades de los materiales para obtener resultados acordes con el comportamiento real, y que las conclusiones extraídas del trabajo sean correctas. Por esto se ha realizado un gran esfuerzo en este capítulo, donde se sintetiza la información consultada en una extensa bibliografía..

4.1. Materiales empleados en la investigación

El objetivo principal de esta Tesis Doctoral es evaluar la seguridad residual en forjados de hormigón armado. Por tanto, se hará especial énfasis en este material. Pero para conseguir resultados reales se realizan simulaciones de edificios completos, con toda la estructura de hormigón armado y la fachada cerámica. Debido a esto es necesario caracterizar también las propiedades de la fachada cerámica. Es necesario definir las propiedades de los tres materiales que componen los modelos analizados (hormigón, acero y cerámica) de la forma más real posible.

El hormigón armado es un material estructural en el que se integran las propiedades del hormigón simple y del acero de refuerzo. Para que se produzca ese trabajo integrado es necesario que ambos materiales básicos estén íntimamente unidos e interaccionen a través de las fuerzas de adherencia que se desarrollan en las superficies de contacto entre ambos.

Con el objeto de favorecer esa adherencia, la superficie del acero debe ser rugosa, por lo que estructuralmente se utilizan varillas de acero corrugado, y el hormigón debe ser vibrado después de ser colocado en los encofrados.

Idealmente, se debe considerar la adherencia entre el hormigón y el acero. Sin embargo, en este estudio, se supone una perfecta y completa adherencia

entre ambos. Esto es debido a que en los casos en que se estudia la corrosión completa de las barras, se modeliza la completa pérdida de sección, por lo que no es necesario en este caso invertir una gran cantidad de tiempo en modelizar la pérdida de adherencia conforme avanza la corrosión. Para proporcionar esta unión perfecta, el elemento barra de acero está conectado a los nodos de cada elemento de hormigón adyacente, así que los dos materiales comparten los mismos nodos (Figura 4.1.). De esta forma, los elementos que representan el acero y los que representan el hormigón tendrán total compatibilidad de deformaciones. La forma en que se simulan los daños de las piezas de hormigón armado en lo que respecta a la corrosión en este trabajo es haciendo desaparecer el armado en un momento determinado.

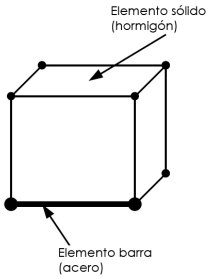


Figura 4.1. Modelización de los elementos de hormigón y de acero

En la figura 4.2. se compara la curva tensión-deformación del acero B-400-S y del hormigón HA-20. Se ha elegido una doble escala para representar las tensiones en el hormigón y acero, y que tuvieran proporciones comparables.

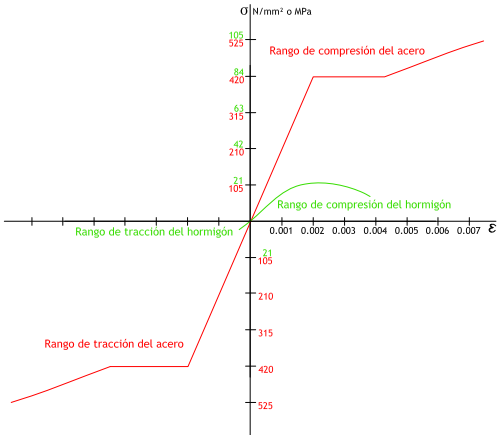


Figura 4.2. Diagramas tensión-deformación del acero y el hormigón

Mientras el acero tiene un comportamiento similar a tracción y a compresión, el hormigón tiene un comportamiento muy diferenciado bajo estos dos tipos de solicitaciones. El hormigón resiste a tracción no más del 10% de su capacidad a compresión, e inmediatamente se fisura y deja de soportar cargas.

El hormigón armado es un material compuesto, que no es homogéneo y es anisótropo. Modelizar este material en sí es una tarea de enorme complejidad. A pesar de los avances realizados en algunos ámbitos, como son la plasticidad, el modelo de daño o la fractura mecánica, todavía no se ha desarrollado un modelo constitutivo único y completo para el hormigón armado.

Debido a la aparición de la cerámica en fachadas, al contemplar los edificios en su totalidad, se debe modelizar el comportamiento de varios materiales: el hormigón, el acero de las armaduras pasivas, el acero de las armaduras activas y el cerámico.

Se ha tenido en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales en todo su rango de carga. Este estudio se ha realizado de forma minuciosa para conseguir resultados lo más aproximados a la realidad posibles, ya que se va a evaluar el índice de seguridad real.

En este trabajo se incluye el comportamiento real de los materiales, la no linealidad, el planteamiento del equilibrio en la estructura deformada, la fisuración y el aplastamiento del hormigón, la plastificación y la fluencia del armado.

No cabe hablar aquí de márgenes de confianza ni de coeficientes de minoración. Al tratarse de un tema de investigación y querer llegar con la mayor precisión posible al resultado real, se trabaja con valores de resistencia medios, y no característicos, como ocurre en el diseño estructural (Ingeciber, 2008).

4.2. Hormigón

El hormigón es el material resultante de la mezcla de cemento (u otro conglomerante) con áridos (grava, gravilla y arena) y agua.

El cemento, mezclado con agua, se convierte en una pasta moldeable con propiedades adherentes, que en pocas horas fragua y se endurece convirtiéndose en un material artificial de consistencia pétrea: el hormigón.

La principal característica estructural del hormigón es que resiste muy bien los esfuerzos de compresión, aunque no tiene buen comportamiento frente a otros tipos de esfuerzos (tracción, flexión, cortante, etc.). Por este motivo es habitual usarlo asociado al acero, con el que forma un conjunto que sí se comporta de forma favorable ante las diversas solicitaciones. Esta combinación de hormigón y acero recibe el nombre de hormigón armado.

El hormigón es un material accesible y económico. Sus materias primas se pueden encontrar en cualquier lugar del mundo. El hormigón es un material barato, que proporciona unas excelentes prestaciones mecánicas y una durabilidad sólo comparable a la de las rocas naturales, con un coste relativo muy bajo, respecto a estructuras construidas con acero o madera.

Además, para poder modificar algunas de sus características o comportamiento, se pueden añadir diversos aditivos y adiciones: colorantes, aceleradores, retardadores de fraguado, fluidificantes, impermeabilizantes, fibras, etc.

Cuando un hormigón ve superada su resistencia a tracción, fisura, y cuando se supera su resistencia a compresión, aplasta. Es necesario tener en cuenta estos dos fenómenos físicos a la hora de realizar un trabajo de investigación relacionado con el hormigón, por lo que a lo largo del tiempo ha habido una evolución en los modelos que representan al hormigón.

Los modelos más antiguos de elementos finitos del hormigón armado incluían el efecto de la fisuración basándose en unos patrones de fisuración predefinidos (Figura 4.3.) (Ngo y Scordelis, 1967; Nilson, 1968). Con esto, era necesario realizar cambios en la topología de los modelos a medida que se incrementaba la carga. Por todo esto, se trata de un modelo que no era demasiado rápido ni fácil de utilizar.

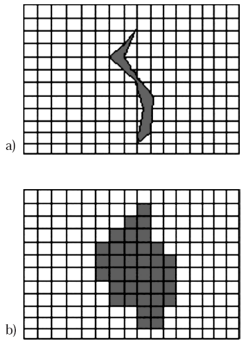


Figura 4.3. a) Fisura discreta, b) Fisura disuelta

Posteriormente, se introduce la fisuración disuelta mediante formulaciones isoparamétricas para representar el hormigón fisurado como un material anisótropo (Rashid, 1968). De este modo, el hormigón fisura cuando la tensión principal de tracción supera la resistencia última a tracción del material. Entonces, el módulo elástico se asume que es cero en la dirección paralela a la dirección de la tensión principal de tracción (Suidan and Schmobrich, 1973).

A continuación se procede a evaluar cada una de las propiedades que intervienen en el comportamiento del hormigón, y que se necesitan cuantificar para simular el comportamiento del material.

4.2.1. Comportamiento del hormigón

El hormigón es un material casi-frágil y tiene distinto comportamiento en compresión y en tracción, por lo que es complicado desarrollar un modelo que defina su comportamiento. Normalmente lo que aporta más información es su curva tensión-deformación. El diagrama tensión-deformación característico del hormigón depende de numerosas variables: edad del hormigón, duración de la carga, forma y tipo de la sección, naturaleza de la solicitación, tipo de árido, estado de humedad, etc.

Bangash (1989) propone una curva genérica de comportamiento del hormigón, que es la típica para hormigones de densidad normal (Figura 4.4.).

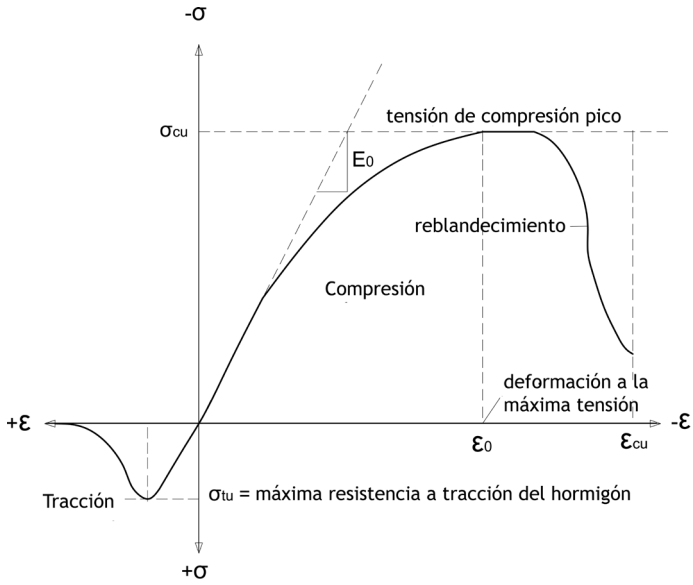


Figura 4.4. Curva tensión-deformación típica del hormigón sometido a compresión y tracción uniaxial (Bangash, 1989)

En compresión, la gráfica tensión-deformación para el hormigón es lineal y elástica hasta aproximadamente el 30 % de la resistencia máxima a compresión. Hasta este punto en la descarga recupera la geometría previa a la carga. Por encima de este punto, pasamos a un segundo rango de comportamiento no lineal e inelástico con una geometría curva en la curva tensión-deformación y la tensión se incrementa gradualmente hasta la resistencia a compresión

máxima. Después de que llegue a la máxima resistencia a la compresión f_{cu}, la curva desciende a una región de ablandamiento, y eventualmente el fallo se produce por aplastamiento en la deformación última ε_{cu}. En tracción, la curva de tensión-deformación del hormigón es aproximadamente elástico lineal hasta la resistencia a la tracción máxima. Después de este punto, el hormigón fisura y la resistencia disminuye gradualmente a cero (Bangash, 1989).

Para reproducir esto, en esta investigación se adopta un comportamiento multilineal isotrópico. Se le asigna la relación tensión-deformación multilineal para poder representar la realidad de la forma más exacta posible, porque se necesita representar curvas. Y la isotropía se adopta para que el material ofrezca la misma respuesta en todas direcciones frente a las acciones exteriores.

Aunque en la realidad el diagrama tensión-deformación del hormigón tenga una rama ascendente y una descendente, tanto en la zona de compresión como en tracción, se ha modelizado una simplificación por motivos de convergencia en la caracterización de los hormigones empleados en este trabajo. El último tramo del comportamiento multilineal de los hormigones simulados se mantiene con pendiente nula. Los diagramas correspondientes a los dos tipos de hormigón que se emplean en los modelos de este estudio se han representado en la figura 4.5.

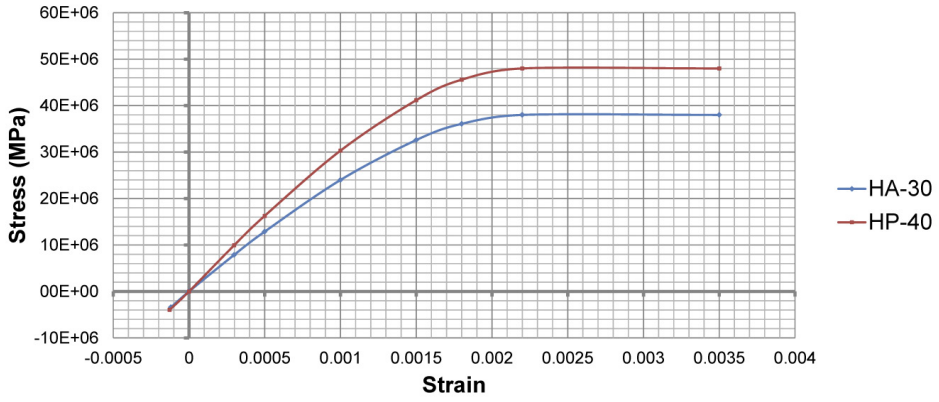


Figura 4.5. Diagramas tensión-deformación de los hormigones empleados

Esta simplificación del diagrama está propuesta por la EHE-08. El modelo de comportamiento está representado por una parábola de grado n y un segmento rectilíneo.

Los valores de las propiedades del hormigón se han obtenido empleando el Eurocódigo-2 (AENOR, 1993) y la Instrucción del Hormigón Estructural EHE-08

(MF, 2008), que son las normativas relativas al hormigón estructural que debe cumplir una construcción en España.

Como ya se ha indicado, se ha utilizado un tipo de elemento finito que representa la fisuración y aplastamiento del hormigón, y permite la adición de barras de refuerzo disueltas, denominado SOLID65 en Ansys (Ansys, 2011).

4.2.2. Módulo de elasticidad (E)

El módulo de Young o módulo elástico longitudinal es un parámetro que caracteriza el comportamiento de un material elástico, según la misma dirección en la que se aplica una fuerza. Es una constante que nos relaciona las tensiones con las deformaciones. La pendiente de la curva en el rango de comportamiento lineal recibe la denominación de Módulo de Elasticidad del material o Módulo de Young, que se simboliza E_c en el caso del hormigón.

El módulo de elasticidad es diferente para distintas resistencias a la compresión de los hormigones, e incrementa en valor cuando la resistencia del hormigón es mayor. Para hormigones de características normales el valor del módulo de elasticidad suele estar entre los 20.000 y los 30.000 MPa. Para hormigones de altas prestaciones el valor será superior. Se pueden obtener el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson mediante el ensayo de compresión de probetas cilíndricas de hormigón.

El Eurocódigo-2 (AENOR, 1993) da valores del Módulo de Elasticidad a partir de la resistencia a compresión característica obtenida mediante ensayo de probeta cilíndrica.

$E_{cm} = 9{,}5\ (f_{ck} + 8)^{1/3}$ (E_{cm} en KN/mm^2; f_{ck} en N/mm^2)

La Instrucción de Hormigón Estructural, EHE-08 (MF, 2008), también facilita el valor del módulo de elasticidad. Aproxima el módulo de elasticidad a partir de la resistencia media a compresión del hormigón a los 28 días.

$E_{0j} = 10.000\ (f_{cm,j})^{1/3}$ $E_j = 8.500\ (f_{cm,j})^{1/3}$ donde $f_{cm} = f_{ck} + 8$

Resistencia característica a los 28 días f_{ck}/N (mm2)	Resistencia media del hormigón a los 28 días f_{cmj} (N/mm2)	Pendiente en el origen E_{0j} (N/mm2)	Secante E_j (N/mm2)
25	33	32.1E+3	27.3E+3
30	38	33.6E+3	28.6E+3
35	43	35.0E+3	29.8E+3
40	48	36.3E+3	30.9E+3
45	53	37.6E+3	31.9E+3
50	58	38.7E+3	32.9E+3

Tabla 4.1. Propiedades de los hormigones

Utilizando esta fórmula se obtiene una tabla de resultados como la tabla 4.1.

Además de la formulación que nos ofrecen las distintas normativas para obtener el módulo de elasticidad a partir del valor de la resistencia a compresión del hormigón, en algunas publicaciones relacionadas también se indica cómo obtener este módulo.

Es el caso del profesor P. Fanning (2001), que indica que se puede obtener el módulo de Young mediante ensayos de rigidez, pero que tienen una gran complejidad, por lo que adopta los valores propuestos por Hughes (1976), donde de nuevo se relaciona el Módulo de Elasticidad con la resistencia a compresión del hormigón.

$E_c = 9100\ (f_{cu})^{1/3}$

Para la realización de este trabajo se adoptan los valores de referencia de la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08), al tratarse de los valores más conservadores. Como se emplean dos hormigones, uno el hormigón vertido in situ, el HA-30, y otro el prefabricado de las viguetas, el HP-40, se adoptan los valores de E_c de 28,6 GPa y 30,9 GPa respectivamente.

4.2.3. Resistencia a compresión (f_c)

La resistencia a la compresión del hormigón se determina en muestras cilíndricas estandarizadas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, llevadas hasta la rotura mediante cargas incrementales relativamente rápidas, que duran unos pocos minutos (Figura 4.6.). Esta resistencia se mide después de 28 días del fraguado bajo condiciones controladas de humedad, y las probetas deben estar fabricadas con las mismas amasadas puestas en obra.

La resistencia a la compresión de hormigones normales (210 – 280 Kg/cm^2) y de mediana resistencia (350 – 420 Kg/cm^2) está dominada por la relación agua/cemento (a menor relación agua/cemento mayor resistencia) y por el nivel de compactación (a mayor compactación mayor resistencia), pero también son factores importantes la cantidad de cemento (a mayor cantidad de cemento mayor resistencia) y la granulometría de los áridos (mejores granulometrías dan lugar a mayores resistencias).

La resistencia característica a la compresión de un hormigón, f_c', utilizada en el diseño estructural, se mide en términos probabilísticos, definiéndose que solamente un pequeño porcentaje de las muestras (normalmente el 5%) puedan tener resistencias inferiores a la especificada, lo que da lugar a que la resistencia media de las muestras, f_m, siempre sea mayor que la resistencia característica.

Como ya se ha comentado, se emplean los valores de resistencia a compresión medios, al querer llegar con la mayor precisión posible al resultado real. No se trabaja con márgenes de confianza ni coeficientes de minoración.

Figura 4.6. Ensayo con probetas cilíndricas de hormigón

La Instrucción española (EHE-08) recomienda utilizar la siguiente serie de resistencias características a compresión a 28 días (medidas en Newton/mm^2): 20; 25; 30, 35; 40; 45 y 50. Por ello, las Plantas de fabricación de hormigón suministran habitualmente hormigones que garantizan estas resistencias.

En este trabajo se emplean dos tipos de hormigón, el HA-30 para el hormigón vertido in situ, y el HP-40 para las viguetas prefabricadas pretensadas. Como la propia normativa EHE indica, para calcular la resistencia media a compresión de un hormigón es suficiente con sumarle 8 MPa a la resistencia característica. Por ello, se trabaja con dos hormigones, uno de resistencia media a compresión igual a 38 MPa, y el otro de 48 MPa.

En los modelos realizados, cuando un elemento de hormigón supera la resistencia a compresión se aplasta. Al aplastar un elemento, sufre una pérdida de su rigidez, con lo que deja de soportar esfuerzos de compresión. Se adopta como criterio de rotura el de Willam and Warnke (1975), que está desarrollado en el apartado 4.2.8.

4.2.4. Resistencia a tracción (f_t)

La resistencia a tracción es significativamente inferior a la resistencia a compresión en el caso del hormigón. Debido a esto se suele armar con barras de acero, para que colaboren en la absorción de los esfuerzos de tracción.

A efectos de calcular una estructura de hormigón armado en fase de diseño, no se tiene en cuenta la capacidad de soportar tracciones del hormigón. Pero en la realidad, se conoce que sí que tiene cierta resistencia a la tracción, aunque ésta sea mucho menor que la resistencia a compresión. En un estudio riguroso se pretende realizar un modelo que se aproxime lo máximo posible a la realidad, por lo que sí se le asigna esta capacidad al hormigón. Al poseer resistencia a tracción el hormigón, se pueden observar qué mecanismos resistentes aparecen realmente, colaborando en la sustentación de la estructura.

Cuando un hormigón supera el valor de su resistencia a tracción, se produce la fisuración, perdiendo la rigidez en la dirección perpendicular a la fisura. Se ha modelizado una pérdida progresiva de la rigidez cuando aparece la fisura, ya que si se pierde la rigidez por completo en el momento de aparición de la fisura, existen grandes problemas de convergencia.

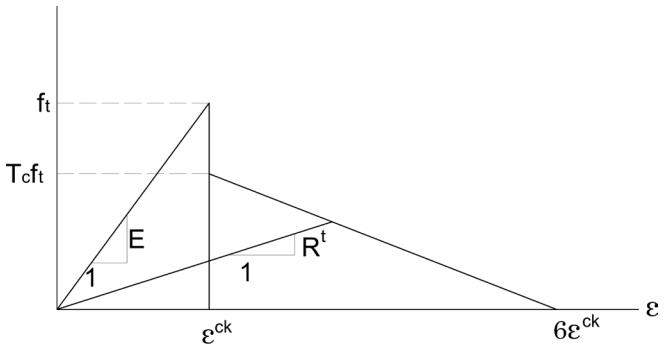


Figura 4.7. Resistencia en la fisuración

En la figura 4.7. se observa el tratamiento que tiene el software Ansys para la fisuración. Una vez se alcanza la resistencia a tracción uniaxial, f_t, no deja de resistir de forma inmediata. Instantáneamente reduce su resistencia por un multiplicador, T_c, que suele ser 0,6, y después va perdiendo capacidad resistente de forma lineal hasta llegar a seis veces la deformación en la que se ha producido la fisura.

Existen numerosos métodos para obtener la resistencia a tracción del hormigón, pero por lo general, consisten en expresiones matemáticas que calculan la resistencia a tracción a partir de la resistencia a compresión. Por ejemplo Shah (1995) indica que el valor de la resistencia a tracción suele estar entre el 8 y el 15% de la resistencia última a compresión.

Tanto la norma EHE-08 como el EC-2 proporcionan la misma fórmula para la obtención del valor de resistencia media a tracción, a partir de la resistencia característica a compresión.

$f_{ctm} = 0{,}30\ f_{ck}^{2/3}$

Por lo tanto, el valor de resistencia media a tracción de los dos hormigones empleados es de 3,39 MPa y 3,96 MPa respectivamente.

4.2.5. Coeficiente de Poisson

El Coeficiente de Poisson relaciona la deformación longitudinal y la deformación transversal (Figura 4.8.). Cuando un material se comprime, acorta su dimensión en la dirección de la compresión, y se ensancha en la dirección perpendicular a la compresión. Cuando se tracciona, ocurre todo lo contrario. Por tanto, este coeficiente relaciona la variación de la dimensión transversal al esfuerzo con la variación de la dimensión longitudinal, para un determinado material.

Para un material isótropo elástico perfectamente incompresible, este es igual a 0.5. La mayor parte de los materiales prácticos en la ingeniería rondan entre 0.0 y 0.5. En el hormigón (y en general, en las rocas no alteradas), es siempre 0,20 (AENOR, 1993) (Bangash, 1989).

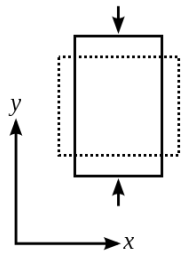


Figura 4.8. Representación del significado del coeficiente de Poisson

4.2.6. Coeficientes de transferencia por cortante (βt, βc)

Los coeficientes de transferencia por cortante cuantifican la parte de solicitación de corte que se transmite de un lado al otro de la fisura. Por supuesto, este coeficiente varía con el ancho de fisura y con la rugosidad de las superficies. Para caracterizar un hormigón se deben indicar valores de coeficiente de transferencia por cortante en fisura abierta y en fisura cerrada.

Los coeficientes de transferencia por cortante pueden ir desde 0, que indica una total pérdida de la transferencia, hasta 1, caso en el que no se pierde nada de transferencia, que corresponde con una superficie muy rugosa que transmite la totalidad de los esfuerzos.

En realidad, se trata de adoptar unos valores que representen de la mejor forma posible la realidad del fenómeno. Es evidente que colocando unos

valores altos de coeficientes de transferencia una simulación aguantará una mayor carga o una mayor deformación, pero esto no es real. Interesa adoptar unos valores lo más bajos posibles que, sin dar excesivos problemas de convergencia, no eviten la aparición del importante efecto del cortante.

Existe una gran cantidad de estudios que analizan los valores adecuados de estos dos coeficientes, necesarios para representar el comportamiento real del hormigón. A continuación se resume un compendio de valores que han adoptado otros investigadores para el hormigón.

- Bangash (1989) indica que en numerosos estudios se utiliza un valor entre 0,05 y 0,25.
- Según unas investigaciones realizadas por el Departamento de Transporte de Oregón, para valores inferiores a 0,2 hay problemas de convergencia (Kachlakev, 2001).
- En la tabla 4.2. Thomas (2003) da unos valores de referencia para los casos de tener hormigón en masa y hormigón armado con diferentes resistencias:

	Hormigón en masa	Hormigón armado		
		35 MPa	65 MPa	85 Mpa
β_t	0,25	0,35	0,40	0,65
β_c	0,70	0,75	0,80	0,90

Tabla 4.2. Valores de coeficientes de transferencia por cortante (Thomas, 2003)

- Castorena (2007) utiliza un coeficiente para fisura abierta de 0,25 y de 0,35 en fisura cerrada.
- Özcan (2009) emplea un coeficiente de transferencia en fisura abierta de 0,3.
- Según S. K. Padmarajaiah y A. Ramaswamy (2002) se pueden adoptar unos valores que oscilan entre 0,1-0,5 para la fisura abierta, y 0,7-0,9 para la cerrada.

En el presente estudio se emplean los valores de 0,15 y 0,6 respectivamente, que se han buscado intencionadamente dentro de los valores mínimos que producen una adecuada convergencia, para garantizar que los resultados recogen adecuadamente los mecanismos del cortante. Al colocar valores altos en estos coeficientes se puede dotar al material de una resistencia a cortante mayor de la que realmente posee. Es importante considerar que la rotura por cortante es muy frágil y a veces instantánea.

4.2.7. Densidad

La densidad adoptada para el hormigón en este estudio es de 25 kN/m^3, que corresponde a un hormigón de densidad media.

4.2.8. Criterio de rotura

El hormigón es capaz de fallar por dos mecanismos, la fisuración y el aplastamiento. En este aspecto son muy importantes las resistencias a la tracción y a la compresión uniaxial del hormigón, para definir la superficie de fallo. A partir de estos valores de resistencia se puede calcular un criterio de fallo del hormigón debido a una tensión multiaxial (Willam and Warnke, 1975).

En la figura 4.9. se muestra el corte de una superficie tridimensional de fallo en el hormigón sin refuerzo, con tensión en los tres ejes. Las tensiones principales más significativas se representan en las direcciones x e y, representadas por σ_{xp} y σ_{yp} respectivamente. Se muestran tres superficies de rotura en el plano σ_{xp} - σ_{yp}. El modo de rotura está en función del signo de σ_{zp}, que es la tensión principal en la dirección z. Por ejemplo, si σ_{xp} y σ_{yp} son negativas (compresión) y σ_{zp} es ligeramente positiva (tracción), se produciría una fisuración en la dirección perpendicular a σ_{zp}. Sin embargo, si σ_{zp} es cero o ligeramente negativa, el material aplastaría (Ansys, 2011).

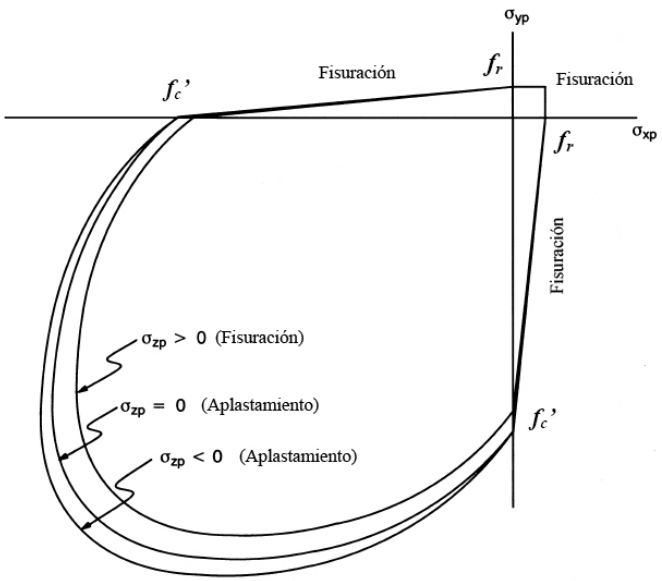


Figura 4.9. Corte en el plano de fallo para el hormigón (Ansys, 2011)

En un elemento de hormigón aparece la fisuración cuando la tensión principal de tracción en cualquier dirección se encuentra fuera de la superficie de rotura, es decir, cuando supera la resistencia a tracción del hormigón. Después de fisurar, el módulo elástico del elemento de hormigón se divide entre un millón en la dirección de la tensión principal de tracción, dejando prácticamente de resistir tracciones. El aplastamiento ocurre cuando todas las tensiones principales son de compresión y se encuentra fuera de la superficie de rotura, cuando se supera la resistencia a compresión en las tres direcciones principales. Como consecuencia, el módulo elástico pasa a ser nulo en todas las direcciones (Ansys, 2011) y el elemento finito desaparece a todos los efectos.

El criterio de rotura de Willam-Warnke se utiliza para la obtención de la superficie de rotura del hormigón sin refuerzo bajo tensión en los tres ejes.

El uso del modelo matemático de la superficie de rotura Willam-Warnke para el hormigón tiene las siguientes ventajas (Özcan et al., 2009):

- Mejor ajuste a los datos experimentales.
- Fácil identificación de los parámetros a modelar desde ensayos estándar.
- Mayor suavidad (por ejemplo, una superficie continua con una variación continua de planos tangentes).
- Convexidad (superficie monótonamente curva sin puntos de inflexión).

La forma de utilizar este criterio de rotura en el programa de elementos finitos ANSYS es mediante la introducción de seis parámetros.

- Resistencia a tracción uniaxial (f_t)
- Resistencia a compresión uniaxial (f_c)
- Resistencia a la compresión biaxial (f_{cb})
- Resistencia última a compresión biaxial bajo presión hidrostática (f_1)
- Resistencia última a compresión uniaxial bajo presión hidrostática (f_2)
- Presión hidrostática (σ_h)

Los valores de f_t y f_c se obtienen mediante ensayos experimentales simples. El resto de valores, para el hormigón son:

$f_{cb} = 1{,}2f_c$; $\sigma_h = \sqrt{3}f_c$; $f_1 = 1{,}45f_c$; $f_2 = 1{,}725f_c$

Para el caso del HA-30 empleado en estos modelos, el valor de estos parámetros será:

$f_{cb} = 45{,}6$ MPa; $\sigma_h = 65{,}82$ MPa; $f_1 = 55{,}1$ MPa; $f_2 = 65{,}55$ MPa

Y para los modelos que contengan nervios prefabricados, de HP-40:

f_{cb} = 57,6 MPa; σ_h = 83,14 MPa; f_1 = 69,6 MPa; f_2 = 82,8 MPa

4.2.9. Criterio de plastificación

Como se ha visto en la tabla 3.1., para la modelización del hormigón se emplean dos criterios de plastificación, el de Von Mises y el de Drucker-Prager. En la presente investigación se emplea el criterio de Von Mises.

4.3. Acero

El acero es un material homogéneo e isotrópico que puede definirse con mayor facilidad y realismo que el caso del hormigón. Al contrario que el hormigón, sus propiedades no dependen de las condiciones ambientales y del tiempo.

El acero es una aleación de hierro y carbono, donde el carbono no supera el 2,1% en peso de la composición de la aleación, alcanzando normalmente porcentajes entre el 0,2% y el 0,3%. Porcentajes mayores que el 2,0% de carbono dan lugar a las fundiciones, aleaciones que al ser quebradizas y no poderse forjar, a diferencia de los aceros, se moldean.

El acero corrugado es una clase de acero laminado usado especialmente en construcción, para armar hormigón armado, y cimentaciones de obra civil y pública. Se trata de barras de acero que presentan resaltos o corrugas que mejoran la adherencia con el hormigón. Está dotado de una gran ductilidad, la cual permite que a la hora de cortar y doblar no sufra daños, y tiene una gran soldabilidad, todo ello para que estas operaciones resulten más seguras y con un menor gasto energético.

Las barras de acero corrugado están normalizadas. Por ejemplo en España las regulan las normas UNE 36068:94 (AENOR, 1994), UNE-EN 10002-1 (AENOR, 2002) y UNE 36420-98 (AENOR, 1998).

Ahora vamos a caracterizar las distintas propiedades del acero necesarias para simular su comportamiento.

4.3.1. Comportamiento del acero

El acero es un material que tiene el mismo comportamiento frente a tracciones y compresiones.

La descripción más completa de las propiedades mecánicas de los aceros se realiza mediante sus curvas tensión-deformación bajo cargas de tracción, las mismas que varían dependiendo de la composición química del material y de sus procesos de fabricación.

En la figura 4.10. se representa la curva tensión-deformación característica del acero.

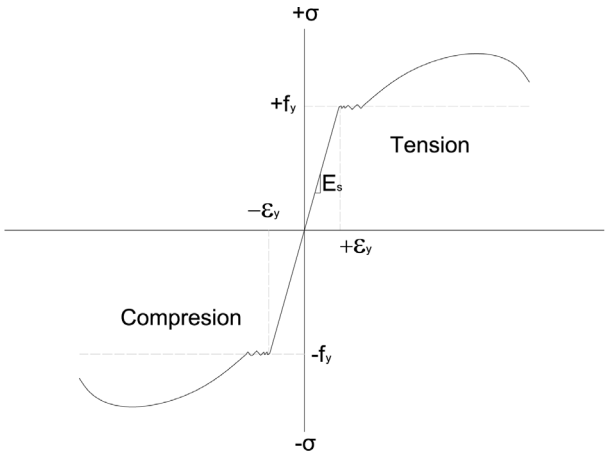


Figura 4.10. Diagrama tensión-deformación característico del acero

En primer lugar tiene un tramo elástico de comportamiento, en el que tensiones y deformaciones son proporcionales y las deformaciones son recuperables. La pendiente de esta recta es igual al módulo de elasticidad (E_s), que tiene el mismo valor para todos los tipos de acero, aunque tengan resistencias diferentes (E = 200.000 MPa o N/mm^2, E = 2.100.000 Kg/cm^2).

A continuación se llega a la zona de cedencia o fluencia, donde se produce una deformación brusca de la probeta sin incrementar la carga. En este tramo se están produciendo transformaciones internas en el material y se alcanza el límite de proporcionalidad.

Y al final, posee un tramo plástico que termina con la rotura del material. En esta zona las deformaciones ya son permanentes, y a partir de un punto determinado se producirá la estricción.

La tensión de rotura es siempre superior a la de fluencia, para todo tipo de acero estructural. En hormigón armado, la reserva de capacidad entre la tensión de fluencia y la de rotura no es utilizada directamente en el diseño, debido a las grandes deformaciones que se requerirían para alcanzar ese esfuerzo mayor, por lo que se utiliza como elemento de diseño exclusivamente la tensión de fluencia.

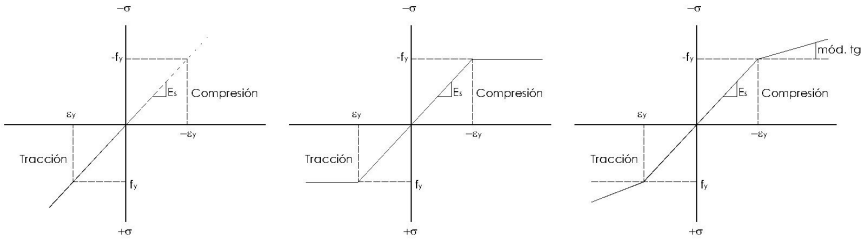


Figura 4.11. Gráficas simplificadas tensión-deformación elástica, elasto plástica y bilineal para el acero

A la hora de idealizar el comportamiento del acero se realiza con alguno de estos tres supuestos, representados en las gráficas de la figura 4.11.:

- Comportamiento lineal y elástico
- Comportamiento elastoplástico
- Comportamiento bilineal

En este trabajo se asume un comportamiento bilineal isotrópico simplificado, que se ajusta bastante a la realidad. Para definir este comportamiento es necesario conocer los valores del límite elástico y del módulo tangente.

4.3.2. Módulo de elasticidad (E)

La forma de obtener el módulo de elasticidad del acero es mediante el ensayo de una barra corrugada a tracción, según la norma UNE-EN 10002-1 (AENOR, 2002).

Tanto el EC-2 como la EHE-08 recomiendan adoptar un valor de 200 GPa.

4.3.3. Límite elástico (f_y)

A los efectos de la Instrucción de Hormigón Estructural, se considera como límite elástico del acero para armaduras pasivas, f_y, el valor de la tensión que produce una deformación remanente del 0,2 por 100.

En este estudio se emplea el acero B-500-SD, por lo que el límite elástico será de 500 MPa. En los numerosos ensayos de barras de acero corrugado a tracción que se han realizado siguiendo la norma UNE-EN 10002-1 (AENOR, 2002) en el Laboratorio de Construcción de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura (Máquina universal Ibertest STIB-200W) el valor del límite elástico obtenido en barras B-500-SD nunca ha sido inferior a 550 MPa, siendo la resistencia máxima siempre superior a 650 MPa.

De forma contraria a como se ha procedido en el caso del hormigón, donde se adopta su resistencia media para estar más próximos a la realidad, en el caso del acero se considera un valor de 500 MPa, porque a partir de aquí comenzarían las deformaciones remanentes plásticas. Si se superan estos rangos de tensión en el acero, su excesiva deformación sería la causante de graves desperfectos en el hormigón, obligando al desalojo, por lo que la evaluación de la seguridad remanente carece de sentido en estos casos. En el caso del acero de pretensar, donde se emplea el acero Y-1860-C, el límite elástico es igual a 1.581 MPa (Prevalesa, 2008).

4.3.4. Módulo tangente

El módulo tangente es la pendiente del segundo tramo del diagrama. En los sucesivos modelos estudiados se ha observado que no es posible modelizar este segundo tramo como una recta horizontal, con pendiente nula, ya que da muchos problemas de convergencia. Por otro lado, hay diversas recomendaciones para adoptar la décima parte del módulo de elasticidad, pero esto supone que tiene mucha reserva de resistencia al llegar al límite elástico, aspecto tampoco cierto. Al final, en este estudio se ha adoptado el valor de 3 GPa, que corresponde con un 1,5% del módulo de elasticidad. Con este valor no aparecen excesivos problemas de convergencia y se obtienen diagramas carga-desplazamiento más realistas.

4.3.5. Coeficiente de Poisson

Para el acero se asume el valor del coeficiente de Poisson 0,3. Este valor está comúnmente aceptado entre los investigadores que estudian elementos de hormigón armado (Thomas y Ramaswamy, 2006) (Kachlakev, 2001) (Özcan y otros, 2009).

4.3.6. Densidad

La densidad del acero es igual a 78,50 kN/m^3, y se mantiene muy constante.

4.3.7. Criterio de rotura

El criterio de rotura para el acero que se ha elegido para realizar este estudio es uno propio de un material isotrópico. Se ha empleado el criterio de rotura de la máxima tensión normal, o criterio de Rankine.

4.3.8. Criterio de plastificación

El criterio de plastificación utilizado para el acero es el de Von Mises.

De acuerdo con el modelo multilineal isotrópico sugerido por Von Mises, el comportamiento de un material en tensiones principales en el espacio con tres ejes se define en la siguiente ecuación, donde σ_y es la tensión límite de paso desde un comportamiento elástico a uno plástico; σ_e es la tensión equivalente, que será menor que la tensión límite, y σ_1, σ_2 y σ_3 son las tensiones principales.

$$\sigma_y \geq \sigma_e = \left[\frac{1}{2}\left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2\right]\right]^{\frac{1}{2}}$$

Este criterio de plastificación no recoge el efecto Bauschinger (Figura 4.12.). Este efecto consiste en el hecho de que al deformar un metal en una dirección hasta que se ha sobrepasado su límite de elasticidad, y deformándolo después en la dirección contraria, su límite de proporcionalidad en esta última dirección es menor. El motivo para que esto ocurra, entre otros, son las imperfecciones del material.

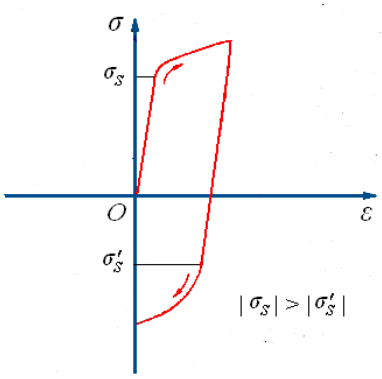


Figura 4.12. Asimetría tracción-compresión debida al efecto Bauschinger

4.4. Cerámica

La fábrica es un elemento heterogéneo. Se trata de un material no lineal, anisótropo, que exhibe distintas propiedades direccionales, debido a que las juntas de mortero actúan como planos de debilidad o fragilidad (Dilrukshi et al., 2010).

En los últimos años, se han realizado diversos intentos para modelizar la complicada realidad de este material. Dependiendo del nivel de precisión y simplicidad deseado, los investigadores han empleado diferentes estrategias (Figura 4.13.).

Los métodos más empleados son las técnicas de micro-modelización y macro-modelización (Lourenço, 2002). La micro-modelización se prefiere para entender el comportamiento local de estructuras de fábrica, ya que el ladrillo y el mortero se modelizan por separado de forma detallada. Se suele emplear para estudiar elementos simples de dimensiones reducidas. En muchos otros casos prácticos la interacción entre los ladrillos cerámicos y el mortero es

despreciable para el comportamiento global de la estructura. En estos casos se emplea la técnica de macro-modelización (Dilrukshi et. al, 2010).

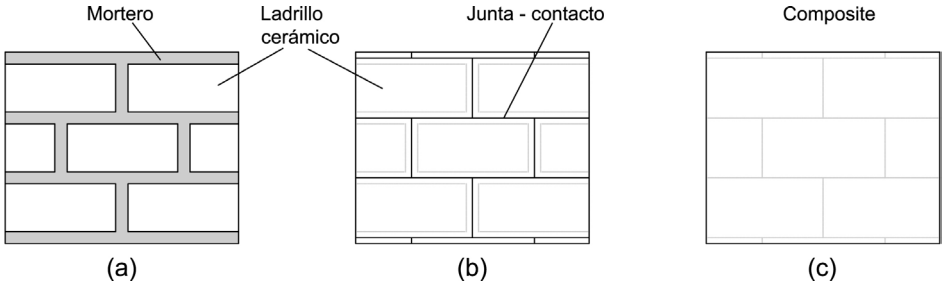


Figura 4.13. Estrategias de modelización de las estructuras de fábrica: (a) micro-modelización detallada; (b) micro-modelización simplificada; (c) macro-modelización

En este trabajo se emplea la macro-modelización, porque el objetivo fundamental es evaluar la seguridad de los nervios del forjado. El cerramiento se quiere que intervenga (Mas et. al, 2009), con su peso propio y su aporte de rigidez, pero en este caso no es fundamental evaluar su propia seguridad.

A continuación vamos a caracterizar el material cerámico. Los datos que definen el comportamiento de la hoja de ladrillo se han tomado en parte del estudio de los profesores Brencich y de Felice (2009), y parte del estudio realizado por los profesores Dilrukshi, Dias y Rajapakse (2010).

4.4.1. Comportamiento mecánico de la fábrica de ladrillo cerámico

Se adopta un comportamiento multilineal isotrópico para la fachada cerámica. Éste posee la capacidad de aplastar cuando llega al valor de su resistencia a compresión y de fisurarse al llegar a su resistencia a tracción.

4.4.2. Módulo de elasticidad (E)

Se adopta 2 GPa para el módulo de elasticidad del material cerámico.

4.4.3. Resistencia a compresión (f_c)

La fábrica está compuesta por ladrillo cerámico perforado con juntas de mortero de cemento, cuya resistencia es de 5 N/mm^2. Al no ser un material isotrópico, la resistencia se refiere a la dirección en que actúa el esfuerzo. En el Documento Básico dedicado a la Seguridad Estructural de la obras de Fábrica, DB SE-F, del Código Técnico de la Edificación (MV, 2006), se indica que para un ladrillo perforado con resistencia normalizada de las piezas de 10 N/mm^2 y una resistencia del mortero de 5 N/mm^2, se obtiene una resistencia media de la fábrica (f_{fm}) igual a 4 N/mm^2, que es el valor global adoptado.

Se ha desactivado la posibilidad de aplastamiento del material cerámico. En esta ocasión se ha decidido desactivar el aplastamiento del cerámico al prestar atención a los forjados, y no se alcanzan tensiones importantes en ningún punto.

4.4.4. Resistencia a tracción (f_t)

Se ha modelizado la fábrica con una resistencia a tracción de valor igual a 0,2 MPa.

4.4.5. Coeficiente de Poisson

La cerámica tiene un valor igual a 0,2 de coeficiente de Poisson.

4.4.6. Coeficientes de transferencia por cortante (βt, βc)

Cubel (2012) emplea un coeficiente de transferencia por cortante en fisura abierta para el cerámico de valor 0,15. En el caso de que la fisura esté cerrada, este valor pasa a ser 0,6.

4.4.7. Densidad

Se adopta un valor de densidad para la fábrica igual a 14 KN/m^3.

4.4.8. Criterio de rotura

Al igual que en el caso del hormigón, se adopta para el cerámico el criterio de rotura de Willam and Warnke (1975).

4.4.9. Criterio de plastificación

En el caso de la modelización del cerámico, el estudio se ha realizado con el criterio de plasticidad de Von Mises.

4.5. Tabla-resumen de las propiedades de los materiales

En la tabla 4.3. se recopilan todas las propiedades de los materiales empleados en la investigación.

Cabe recordar que se emplean dos tipos de hormigón, el armado en el hormigón vertido in situ, y el pretensado en las viguetas pretensadas. Al igual, se emplean dos tipos de aceros, el de armar y el pretensado. Y existen modelos del edificio completo que poseen fachada, por lo que se debe modelizar el material cerámico.

MATERIALES	HORMIGÓN		ACERO		CERÁMICO
	HA-30	HP-40	B-500-SD	Y-1860-C	
ρ (KN/m3)	25	25	78,5	78,5	14
fcm (MPa)	38	48	-	-	4
E (GPa)	28,6	30,9	200	200	2
ftm (MPa)	3,39	3,96	-	-	0,2
Coef. Poisson	0,20	0,20	0,30	0,30	0,20
ßt	0,15	0,15	-	-	0,15
ßc	0,6	0,6	-	-	0,6
fy (MPa)	-	-	500	1.581	-
Mód. tang. (GPa)	-	-	3	3	-
Comportamiento	Mult. Isotróp. W-W	Mult. Isotróp. W-W	Bilineal Isotrópico	Bilineal Isotrópico	Mult. Isotróp. W-W

Tabla 4.3. Tabla resumen de las propiedades de los materiales

5. Validación de hipótesis y modelos

El propósito de este capítulo es calibrar modelos en el programa de elementos finitos con el objetivo de conseguir la mayor precisión en el comportamiento de los distintos materiales, de forma que el estudio nos ofrezca unos resultados lo más aproximados a la realidad posibles.

Los objetivos que se han fijado son ambiciosos, ya que se intenta tener en cuenta todos los aspectos que pueden influir en la respuesta de este material compuesto que es el hormigón armado, además de la fachada cerámica. Algunos de los aspectos a tener en cuenta son: la fisuración y el aplastamiento del hormigón, la plastificación del acero y del hormigón, se realizará un cálculo no lineal y se debatirán los distintos criterios de rotura para ambos materiales y los diferentes criterios de convergencia que puede adoptar este cálculo no lineal.

La manera más apropiada para realizar una investigación mediante elementos finitos es realizando ensayos experimentales reales que luego se simulan en ordenador. De este modo se puede comparar y evaluar el nivel de precisión en la simulación. Como en este caso se estudia la seguridad en estructuras completas tridimensionales, ya sean pórticos o edificios completos incluyendo la fachada, no se dispone de medios para ensayar modelos reales.

No se han encontrado en la literatura ensayos que evalúen la seguridad remanente en el caso de una construcción completa con corrosión.

Para poder dar validez a los resultados y conclusiones obtenidos, y para comprobar la precisión de las hipótesis de los casos realizados, se han calibrado los modelos y los materiales con investigaciones de otros autores.

El camino que se ha seguido para poder investigar es analizar la bibliografía relacionada, donde aparezcan ensayos reales y simulaciones de diversos elementos estructurales, los cuales se han modelizado en este estudio. De este modo se han calibrado los modelos. Por lo general, en la bibliografía aparecen elementos estructurales de menor entidad, ya sea una vigueta pretensada, una viga armada, un tramo de pilar... Lo que permite analizar un tipo de rotura de forma más precisa. Se estudian diversas investigaciones de elementos sencillos con diferentes tipos de rotura, para tener el amplio abanico de posibles fallos de los materiales cubiertos.

De este modo se llega al comportamiento de los materiales, a las dimensiones y al mallado idóneo para poder llevar a cabo el estudio en todo el rango de carga sin tener excesivos problemas de convergencia.

Concretamente se realiza la simulación de cuatro estudios diferentes. El primero de ellos, corresponde a un estudio de Barbosa y Ribeiro (1998), en el que

se analiza una viga de hormigón armado sometida a flexión donde el dominio de rotura está gobernado por el hormigón. A continuación se analiza otra investigación, la de Fanning (2001), en la que se carga hasta el colapso una viga con dominio de rotura gobernado por el acero. Con estos dos primeros casos, quedan cubiertos los elementos sometidos a flexión. Faltan los elementos a compresión, para lo que se analiza el estudio de Tavio y Tata (2009), donde se investigan tramos de pilares de hormigón armado sometidos a compresión.

Al haber también elementos de forjado pretensado, y querer analizar la seguridad remanente en caso de corrosión, se utilizan los ensayos experimentales de Rodríguez, Ortega y Casal (GEOCISA-Dragados Group) (1997), que posteriormente fueron simulados con Ansys por Coronelli y Gambarova (2004). En este estudio aparecen elementos prefabricados pretensados con diferentes grados de corrosión.

Con todos estos estudios, simulando los modelos se obtienen los materiales con su respuesta lo mas real posible. La calibración ha sido realizada de una forma muy minuciosa, ya que es difícil aceptar las elevadas cargas que algunas veces soportan estructuras con armaduras corroídas.

5.1. Flexión - Dominio de rotura gobernado por el hormigón

Un modelo adecuado para calibrar la rotura del hormigón sería una viga con mucho armado de positivos en la parte inferior. Se han encontrado en la bibliografía resultados publicados de estudios de investigación de vigas que cumplían estos requisitos. Los modelos que se analizan están documentados en el artículo “Analysis of reinforced concrete structures using Ansys nonlinear concrete model” (Barbosa y Ribeiro, 1998).

El profesor F. Barbosa es uno de los investigadores de mayor prestigio que trabajan en conseguir una modelización real del hormigón mediante el programa Ansys. Sus trabajos se referencian en numerosos artículos, así como en el manual de ayuda de dicho programa de elementos finitos. Es de los pocos profesionales que investiga la modelización de los distintos criterios de plastificación del hormigón.

Al elegir un modelo con mucho armado inferior se consigue el colapso de la cabeza de compresión superior en el tramo central de la viga. Se trata de una rotura frágil, en la que se estudia el aplastamiento y la fisuración del hormigón. Dentro de este apartado se pretende analizar qué criterio de plastificación consigue un comportamiento más real dentro del hormigón. Se observa el criterio de plastificación de Drucker-Prager y el de Von Mises con modelizado del comportamiento bilineal y multilineal, cada uno de ellos con aplastamiento o sin él. Además, se debate también el modelo de comportamiento y de rotura más adecuado para el hormigón.

5.1.1. Modelización con elementos finitos

a) Geometría

Se analizan los resultados obtenidos con una viga biapoyada de 4 m de luz y de sección rectangular, de 40 cm de canto y 20 cm de ancho, con armado inferior compuesto por dos barras de acero corrugado, que tienen un área de 11,42 cm^2. El armado inferior, el único que va a tener este modelo, estará ubicado con un brazo de palanca de 35 cm respecto de la cara superior de la viga. En la Figura 5.1 se puede observar la geometría.

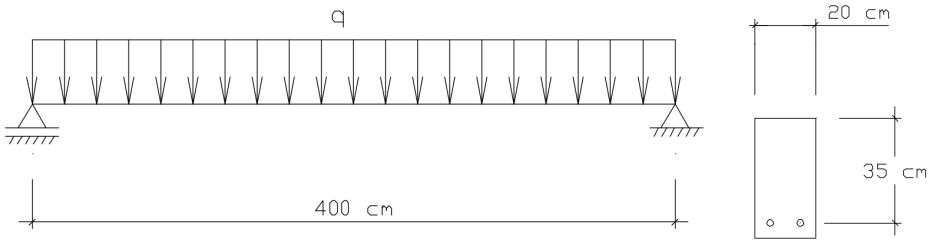


Figura 5.1. Modelo de viga analizado por Barbosa

b) Discretización en elementos finitos

Debido a la simetría longitudinal y transversal del modelo a analizar se ha modelizado una cuarta parte, por lo que la geometría modelizada tiene 40 cm de canto, 10 cm de ancho y 2 m de longitud. Además únicamente se modeliza una barra longitudinal, que tiene un área transversal de 5,71 cm^2.

El acero se modeliza de forma discreta, ya que se controla más su ubicación que si se coloca disuelto en el elemento finito volumétrico de hormigón.

La discretización del hormigón se realiza con elementos finitos tridimensionales Solid 65 de dimensiones 5x5x5 cm^3, con lo que resultan 8 elementos finitos en altura, 2 en anchura y 40 en longitud (40x10x200 cm^3) (Figura 5.2.).

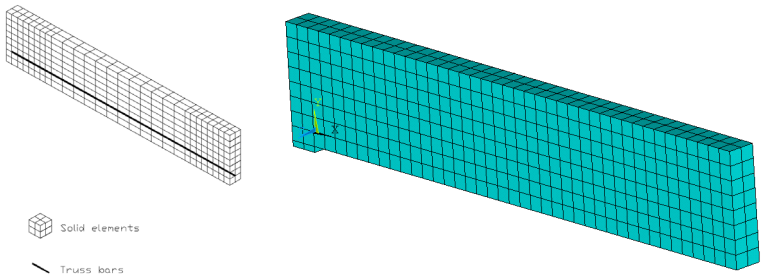


Figura 5.2. Malla de elementos finitos de Barbosa y propia

El refuerzo discreto está formado por elementos Link8, que van conectados a cada nodo de los elementos Solid65 que componen el hormigón. Debido a esto tienen total compatibilidad de deformaciones y no se tiene en cuenta la posible pérdida de adherencia.

c) Entrada de datos

En este apartado se exponen todas las características tanto de los materiales como del análisis efectuado, para introducirlas en el programa de Elementos Finitos Ansys. Además, en este primer modelo de viga, para realizar la calibración, se prueban varios modelos de comportamiento.

Se estudia el hormigón armado en tres supuestos de modelos de comportamiento, y se observa cuál responde mejor a la realidad:

1. Un hormigón elástico y lineal con aplastamiento combinado con un acero elástico lineal.

2. Un hormigón con un comportamiento multilineal elástico, también con la capacidad de aplastar, siendo el acero elastoplástico.

3. Un hormigón con un comportamiento multilineal elástico, con el acero elastoplástico, desactivando la opción de aplastamiento en el hormigón para ver cómo afecta.

HORMIGÓN

Se le asignan unas características que corresponden a unas prestaciones normales:

-Módulo de elasticidad (E_c) = 25 GPa

-Coef. de Poisson = 0,25

-Resistencia a compresión uniaxial = 30 MPa

-Resistencia a la tracción uniaxial = 2,5 MPa

En cuanto a los coeficientes de transferencia por cortante han habido bastantes problemas hasta llegar a ajustarlo. En el modelo de Barbosa no hay armadura de cortante y no dice nada respecto al valor de coeficiente de transferencia por cortante. Se supone que tiene un valor alto porque está modelizando un comportamiento de rotura del hormigón a compresión.

El artículo de Barbosa tiene como objetivos principales comprobar el criterio de rotura Willam and Warnke (1975) y el aplastamiento del hormigón. Barbosa no da datos de la transferencia de cortante, ni tiene armaduras de cortante. Con la cantidad de modelos que se han ensayado se puede garantizar que el artículo no se centra en las fuerzas verticales, ni como se transfieren los cortantes hasta el apoyo, ni en las fisuras. Todos los modelos con Bt de transferencia de

cortante con fisura abierta que se han realizado con los valores sensatos entre 0,05 y 0,25 no convergen ni se acercan a los comportamientos de la figura 5.14, en la que se muestran las gráficas carga-desplazamiento obtenidas por Barbosa mediante el programa de elementos finitos.

Se han tenido que adoptar valores de transferencia de cortante muy elevados que sólo tienen justificación teórica por la existencia de una armadura de cortante, que no está modelizada y a la que se le encarga la transferencia de las fuerzas verticales.

Planteando el problema en su esencia se ha decidido que para evaluar el comportamiento del hormigón, sobre todo en aplastamiento, aunque también en fisuración, no sería necesario estudiar a fondo el valor de estos coeficientes, por lo que se ha decidido adoptar unos valores altos, que en el apartado 5.2 se tratarán de ajustar mejor.

-Coef. de transferencia por cortante en fisura abierta = 0,8

-Coef. de transferencia por cortante en fisura cerrada = 1

En los casos de comportamiento multilineal del hormigón, los datos introducidos han sido:

DEFORMACIÓN	TENSIÓN
$1,0 \cdot 10^{-3}$	$21,0 \cdot 10^{6}$
$1,5 \cdot 10^{-3}$	$26,3 \cdot 10^{6}$
$2,0 \cdot 10^{-3}$	$30,0 \cdot 10^{6}$
$2,5 \cdot 10^{-3}$	$27,4 \cdot 10^{6}$
$3,5 \cdot 10^{-3}$	$24,0 \cdot 10^{6}$

ACERO

Las propiedades correspondientes al acero son las siguientes:

-Módulo de elasticidad (Es) = 210 GPa

- Coef. de Poisson = 0,3

Y en los casos de comportamiento elastoplástico le añadimos las propiedades:

-Tensión de cedencia = 500 MPa

-Módulo tangente = 21 GPa

d) Cargas y condiciones de contorno

La carga con la que se realiza el análisis es una carga repartida superficial, que el programa la distribuye entre los distintos nodos. Esta carga se va incrementando poco a poco hasta llegar a un valor de carga que la viga ya no puede

soportar. Entonces se observa la carga y deformación máxima que se producen en la viga.

La forma de obtener en el programa de elementos finitos la carga máxima que se ha soportado antes de que falle la convergencia es mediante la suma de las reacciones verticales. Ésta sería la carga total en los 2 m, por lo que se debe dividir entre 2 para obtener la carga por metro lineal. Pero como solo se dispone de media vigueta a lo ancho, falta multiplicarlo por 2, con lo que se queda igual. Resumiendo, el valor correspondiente a la carga lineal máxima que soporta el modelo analizado es igual a la suma de las reacciones verticales del modelo correspondiente a un cuarto de viga.

En cuanto a las condiciones de contorno del modelo hay que decir que son las necesarias para la estabilidad de la vigueta (que no se desplace en ninguna dirección del espacio ni gire) y para responder al modelo completo, que sería cuatro veces el nuestro.

Las condiciones de contorno aplicadas al modelo son:

-Apoyos en Y en el extremo en el que estaría apoyada.

-Apoyos en X, deslizantes en Y, en todos los nodos correspondientes a la sección de corte por mitad de la longitud. Con esta coartación se consigue que la rebanada central se mantenga vertical y no gire, aspecto que conseguiría si se tuviera la otra mitad de la viga.

-Apoyos en Z, deslizantes en Y, en todos los nodos correspondientes al corte que parte en dos el modelo de viga completo longitudinalmente. Con estas simplificaciones, la viga responde como si se hubiera modelizado completa.

5.1.2. Análisis de los resultados obtenidos

En este apartado se analizan todos los procesos que se han detectado en el estudio.

Este primer modelo que es objetivo del análisis tiene una 'cabeza' de hormigón pequeña respecto a la gran cantidad de armado que posee en la parte inferior. Esto se hace de forma intencionada para que lo que falle sea el hormigón.

En primer lugar cabe destacar que cuando está activo el aplastamiento, el modelo tiene una rotura frágil. En las figuras 5.3 y 5.4 se observa este hecho. Los signos que simbolizan el aplastamiento son octaedros, y los símbolos de la fisuración son círculos. Con un pequeño incremento de carga (8-10N) aplasta totalmente. En el incremento de carga número 98 del análisis lineal elástico con aplastamiento del hormigón con acero lineal elástico también se observa que la viga está muy fisurada, pero que no ha aparecido el aplastamiento todavía (Figura 5.3.). Y en el incremento de carga siguiente, el 99 (Figura 5.4.),

como por efecto de un disparo, aplasta gran parte de la viga.

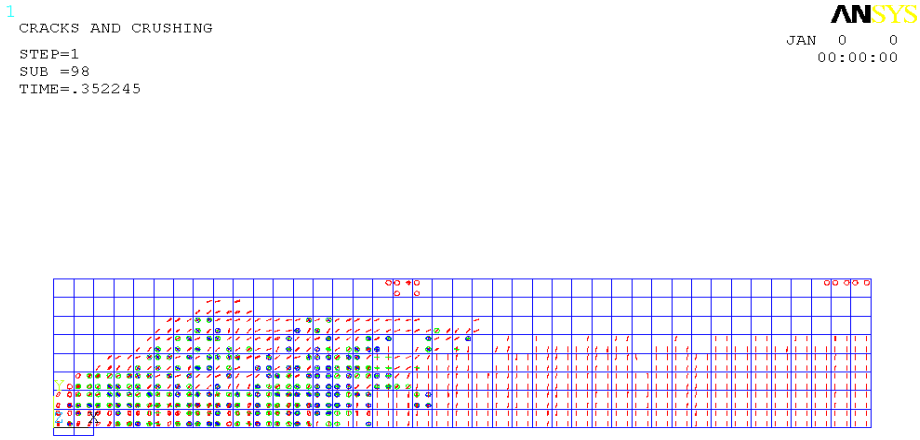


Figura 5.3. Estado de fisuración y aplastamiento del substep 98

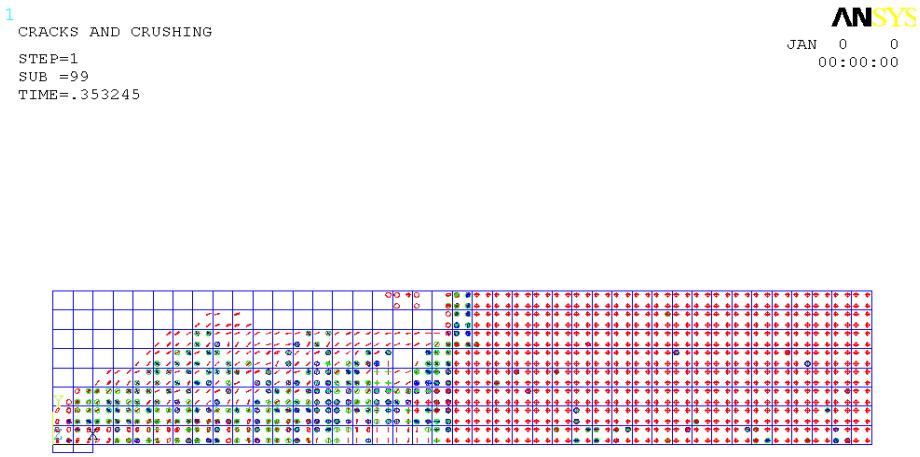


Figura 5.4. Estado de fisuración y aplastamiento del substep 99

Este aspecto preocupa bastante, ya que se ve que en el programa de elementos finitos, en este tipo de elemento es complejo conseguir que aplaste uno y no el contiguo. De todas formas se continua investigando por este camino para tratar de conseguir buenos resultados a pesar de dejar la opción del aplastamiento activa. Existe bibliografía específica respecto al tema que recomienda desactivar el aplastamiento, pero no se considera que deba ser una solución generalizada.

En ANSYS, los resultados se calculan en los puntos de integración de los elementos sólidos de hormigón. La figura 5.5 muestra estos puntos de integración. Cuando las tensiones principales son de compresión y exceden la resistencia última del hormigón aparece el aplastamiento, cuyo símbolo es un octaedro.

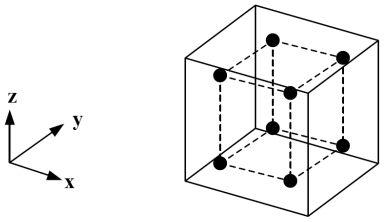


Figura 5.5. Puntos de integración de un elemento sólido de hormigón (Ansys, 2011)

Si se deja encendida la opción de que el hormigón aplaste, el modelo falla prematuramente. El aplastamiento del hormigón comienza a desarrollarse en los elementos localizados directamente bajo cargas. Como consecuencia, los elementos adyacentes aplastan sin necesitar varios pasos de carga, reduciendo significativamente la rigidez local. Al final, el modelo muestra un gran desplazamiento y la solución no converge.

Es improbable que se produzca un fallo a compresión pura del hormigón. En un ensayo a compresión la probeta se somete a compresión uniaxial, apareciendo deformaciones secundarias por tracción inducidas por el efecto Poisson, en sentido perpendicular a la carga. La fisuración y el fallo se producen por la poca resistencia que tiene el hormigón a tracción (Mindess and Young, 1981; Shah et al., 1995). Por esto, se desactiva la capacidad de aplastamiento del modelo y lo que controlará el fallo será la fisuración.

El proceso de fisuración del hormigón es mucho más suave, lo que implica una muerte más dulce del elemento. Existe un comportamiento de deformación cada vez más creciente, con pocos incrementos de carga, presentando un escalón horizontal o prácticamente horizontal en la curva tensión-deformación, que representaría, a nivel del modelo, la carga última. Este hecho se aprecia en la modelización del hormigón sin aplastamiento, que es el tercer caso estudiado. Con un análisis del hormigón armado donde se considera un comportamiento elástico y no lineal, multilineal, sin aplastamiento del hormigón y un acero elastoplástico, se observa el orden de aparición de las fisuras.

Cuando una tensión principal a tracción excede la resistencia última a tracción del hormigón aparece la fisuración, que está representada por un círculo. El símbolo de fisura aparece perpendicular a la dirección de la tensión principal, como se puede ver en la figura 5.6.

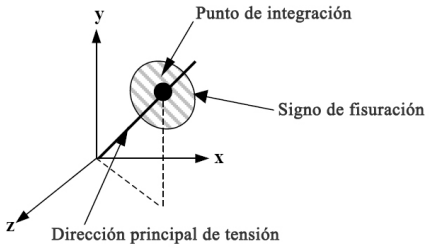


Figura 5.6. Signo de fisuración (Ansys, 2011)

En la figura 5.7 se muestra que muy pronto aparecen las primeras fisuras por flexión en la parte inferior central de la viga. Estas fisuras van progresando en anchura y longitud conforme se va incrementando la carga (Figura 5.8). Hasta que llega un punto en el que el cortante es tan considerable que empiezan a aparecer fisuras por cortante, con una inclinación de 45º, partiendo desde el apoyo hasta atravesar totalmente la viga (Figura 5.9). Al final, aparece un tercer tipo de fisuras que determinan el colapso del modelo, las fisuras en el plano longitudinal de la viga (Figura 5.10). Se observan en la parte central superior y en la parte inferior de la sección correspondiente al apoyo. Esto indica que por la compresión a la que se encuentra sometido el hormigón, éste se abre por un plano paralelo a la cara lateral de la viga, ya que no hay ningún elemento, como podrían ser los estribos, que evite esta abertura.

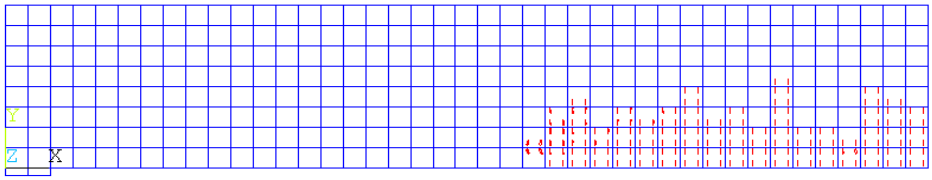


Figura 5.7. Aparición de las fisuras de flexión

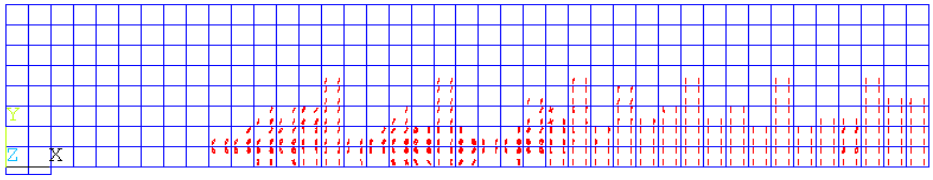


Figura 5.8. Progreso de las fisuras de flexión e inicio de las de cortante

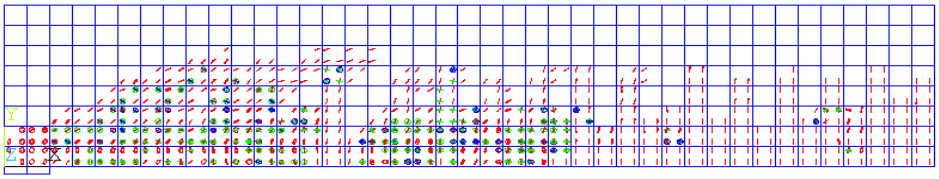


Figura 5.9. Fisuras de cortante

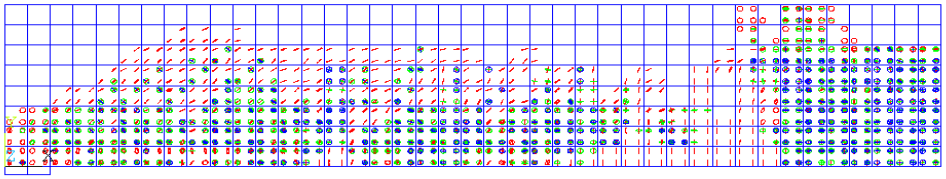


Figura 5.10. Aparición de fisuras que causan colapso por laminación en z

Como se observa en la figura 5.7, en la parte baja de la viga en el centro del vano, la tensión principal de tracción aparece en mayor grado en la dirección x (longitudinal). Cuando la tensión principal excede la resistencia última a tracción del hormigón, aparecen círculos como signos de fisuración perpendiculares a la tensión principal en la dirección x. Los círculos se muestran como líneas verticales en los puntos de integración, ya que el plano de fisuración es perpendicular al plano que muestra la figura. Estas son las fisuras por flexión.

La figura 5.9 muestra los signos de fisuración cuando actúan tensiones normales y de esfuerzo cortante a la vez, en los elementos de hormigón. Utilizando ecuaciones de transformación se pueden obtener las direcciones y magnitudes de las tensiones principales (Gere and Timoshenko, 1997).

Las tensiones de tracción generalmente se desarrollan en la dirección x y las tensiones por cortante ocurren en el plano xy. Como consecuencia la dirección de la tensión principal a tracción aparece inclinada respecto a la horizontal. Una vez que la tensión principal de tracción excede la resistencia última a tracción del hormigón, aparecen círculos inclinados perpendiculares a la dirección de tracción principal en los puntos de integración. Se trata de las fisuras por cortante.

La figura 5.11 muestra el típico símbolo de fisuración observado para elementos de hormigón localizados bajo carga. Para una estructura de hormigón sujeta a una compresión uniaxial, la fisuración se propaga principalmente paralela a la dirección de la carga de compresión aplicada, ya que la fisuración es resultado

de las tensiones de tracción desarrolladas debido al efecto Poisson (Mindess and Young, 1981; Shah et al., 1995). Se ve un comportamiento similar en el análisis por elementos finitos. Las cargas en la dirección vertical (dirección y en nuestros modelos) se convierten en tensiones de tracción en la dirección z, donde no hay carga, por efecto Poisson.

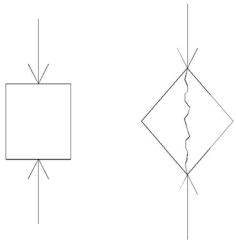


Figura 5.11. Fisuración producida por la tracción indirecta

De este modo, aparecen círculos perpendiculares a la tensión principal de tracción en la dirección z, en los puntos de integración de los elementos de hormigón cercanos a los puntos de carga, donde se ha aplicado el desplazamiento. Estas son las fisuras de compresión.

El programa ANSYS guarda un estado de fisuración para cada paso de carga aplicado. Gracias a esto, se puede ver la evolución de los patrones de carga. Por lo general, las fisuras por flexión aparecen pronto en el centro de vano. Cuando se incrementa la carga se extienden estas fisuras verticales por flexión, desde el centro de vano hasta el apoyo. Para una carga aplicada mayor aparecen las fisuras de cortante, por tracción diagonal. Conforme se incrementa más la carga se van desarrollando estos dos tipos de fisuras. Al final aparecen las fisuras por compresión cercanas al último paso de carga aplicado.

Tras analizar el proceso de la fisuración y el aplastamiento, faltan por ver las respuestas obtenidas en las curvas carga-desplazamiento según los modelos de comportamiento (Figura 5.12.).

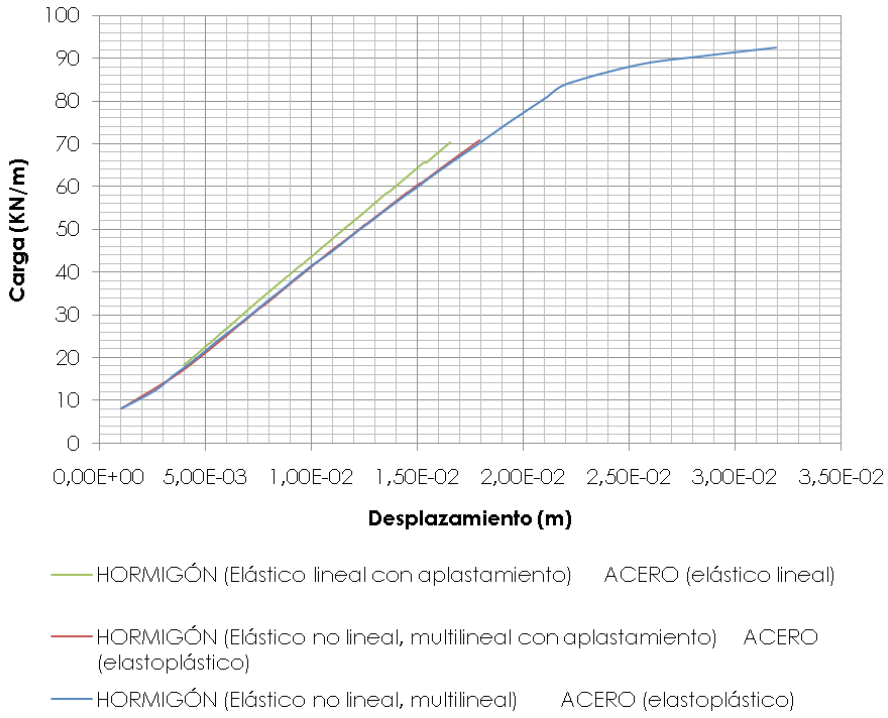


Figura 5.12. Curvas carga-desplazamiento

Todos los modelos son bastante similares en estados tempranos, siguiendo aproximadamente una relación lineal.

En el primer caso, el modelo elástico lineal con aplastamiento, el hormigón falla rápidamente a compresión y no converge. Al ser el comportamiento del acero lineal, el fallo ocurre cuando el hormigón rompe por compresión. Se alcanza un valor de carga de 70,45 KN/m y un desplazamiento en centro de vano de 1,65 cm.

En el segundo caso, con un comportamiento del hormigón no lineal, multilineal, y elastoplástico del acero, se consigue un poco más de gráfica, pero también falla antes del cambio de pendiente. Falla también por aplastamiento del hormigón. La curva termina con un valor de carga igual a 70,87 KN/m y de desplazamiento igual a 1,79 cm.

Para poder obtener mayor historia de carga se desactiva el aplastamiento. Esto es lo que se hace en el tercer caso, con lo que se obtiene un diagrama carga-desplazamiento completo, con un cambio de pendiente que corresponde con

la llegada del acero a su tensión de cedencia. En esta ocasión el fallo ocurre por plastificación del acero. Se llega a un valor de carga de 92,4 KN/m y un desplazamiento de 3,2 cm, valores mucho más próximos a los resultados que se buscan.

Esta decisión no es correcta a nivel teórico, pero se considera en este punto de la investigación para poder obtener resultados más completos. Se deja para más adelante la obtención de resultados completos activando la opción del aplastamiento.

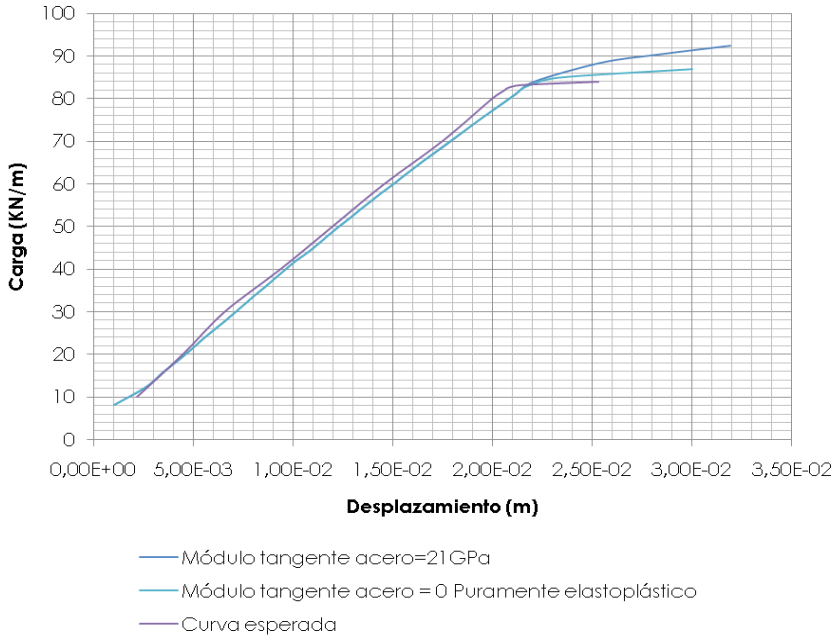


Figura 5.13. Comparación con curva analítica

A continuación se compara la gráfica de la modelización con mayor historia de carga con una gráfica de referencia, de Barbosa (Barbosa and Ribeiro, 1998), obtenida de forma analítica (Figura 5.13.).

Esta curva llega a los valores de 83,88 KN/m y 2,53 cm de desplazamiento en centro de vano.

Se compara la gráfica del tercer caso, donde se consigue mayor historia de carga, entre un comportamiento del acero puramente elastoplástico con un módulo tangente igual a cero y un acero bilineal con un módulo tangente igual a 21 GPa, que es igual a un décimo del módulo de elasticidad.

Por contrastar mejor los datos se pueden comparar también con las gráficas obtenidas por Barbosa en los modelos de Ansys. Se observa en la figura 5.14 cómo en su estudio, la modelización con elementos finitos también consigue un poco más de carga y bastante más deformación (87 KN/m y 3,05 cm).

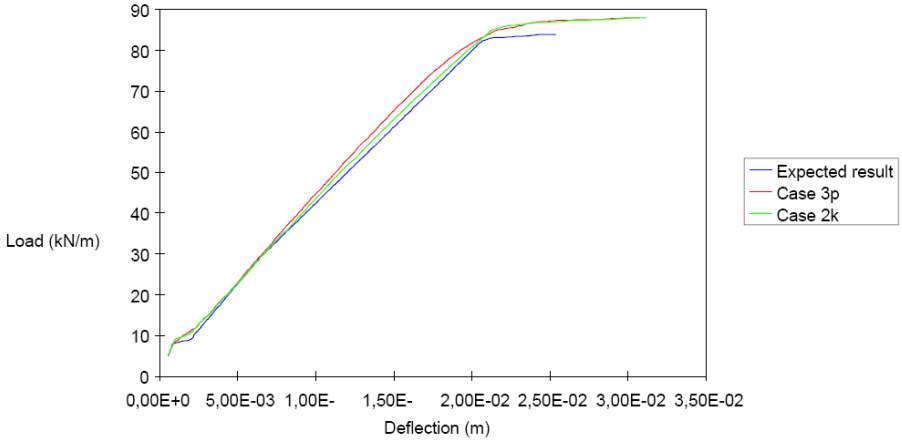


Figura 5.14. Resultados procedentes del artículo de Barbosa

5.1.3. Conclusiones de la simulación

De este primer estudio, para conseguir una simulación del hormigón armado lo más real posible, se obtiene una serie de conclusiones. El objetivo principal de este apartado es debatir la correcta modelización del hormigón, dejando el estudio minucioso del acero para el siguiente apartado.

La conclusión que surge más rápidamente es que para conseguir una historia de carga mayor es necesario desactivar el aplastamiento. De todas formas se seguirá investigando la posibilidad de dejar activo el aplastamiento trabajando los coeficientes de transferencia por cortante, ya que no parece ser del todo correcto.

El comportamiento del hormigón que se asemeja más a su comportamiento real es el elástico no lineal multilineal, de manera que se sigue trabajando por este camino. De este modo, se consigue llegar a los 92,4 KN/m de carga frente a los 87 KN/m que consigue Barbosa en su simulación, además de obtener un desplazamiento de 3,2 cm frente a los 3,05 cm obtenidos por Barbosa.

El acero se trabaja con mayor detalle en el apartado 5.2, pero de momento se acepta como válido el acero elastoplástico, pero no el puro. Sería más real un acero con módulo tangente no nulo.

En el siguiente paso se modeliza una viga con todo el armado longitudinal y de cortantes, para poder estudiar más a fondo el aplastamiento, ya que sin estribos aplasta rápidamente.

El estudio de la evolución de las fisuras a lo largo de las distintas partes de la viga también se hace más adelante, para ver la influencia de la armadura de cortantes; así como la pérdida de convergencia observada cuando se combina el aplastamiento con la plasticidad.

Como conclusión final, cabe mencionar que el comportamiento a compresión del hormigón es determinante en el nivel de carga al que se puede llegar.

5.2. Dominio de rotura gobernado por el acero

En este segundo apartado se trata de conseguir la mejor modelización posible del acero, a la vez que se completa la compleja modelización del hormigón.

Se utiliza ahora un modelo de viga conformada con hormigón de altas prestaciones y un armado completo, longitudinal y de cortantes. De esta forma se puede completar el debate sobre cuál es la mejor modelización para programas de simulación con elementos finitos del material motivo del presente estudio, el hormigón armado.

Como en el caso anterior, es una herramienta fundamental el disponer de datos de ensayos reales para contrastar con nuestros resultados. En esta ocasión se utilizan los resultados obtenidos en el artículo de P. Fanning (2001). Llegados a este punto, es necesario también anotar que el profesor P. Fanning es un investigador destacado en este campo, al igual que el profesor Barbosa, como se refleja en la cantidad de referencias que se hace de su trabajo en la extensa bibliografía existente.

Al utilizar hormigón de altas prestaciones se consigue, además de calibrar mejor el comportamiento real del hormigón, un mayor trabajo del acero y la posibilidad de estudiar el comportamiento del conjunto formado por el armado de una viga (armado longitudinal y estribos).

El objetivo en este apartado es seguir estudiando los patrones de fisuración, donde ahora no se espera obtener fisuras de cortante y obtener menos fisuras de compresión en los elementos de aplicación de carga o apoyo. Por otro lado, se supone también que aparecerá menos aplastamiento.

Entre otros aspectos, se debatirán los coeficientes de transferencia por cortante, y se verá cómo la viga tiene una muerte más dulce al tener armado de cortante.

5.2.1. Modelización con elementos finitos

a) Geometría

En esta ocasión, el modelo consiste en una viga de 3 m de luz, con apoyos en ambos lados, situados a 0,10 m del extremo, con lo que queda una luz libre de 2,80 m. La figura 5.15. muestra la geometría de la sección, rectangular, de 24 cm de canto y 15,5 cm de ancho. El armado que incluye este modelo está compuesto por 3Ø12 de acero de alta resistencia como armado longitudinal inferior, 2Ø12 de acero de alta resistencia como armado longitudinal superior, y estribos de Ø6 de resistencia normal cada 125 mm en la zona afectada por cortante. En la zona central de la viga, donde no hay cortante, no se colocan estribos. El armado tiene un recubrimiento mínimo de 25 mm.

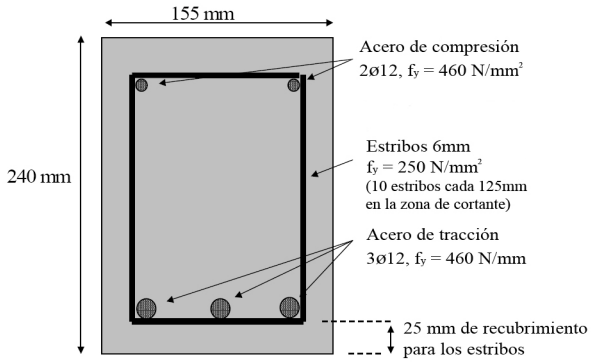


Figura 5.15. Modelo de viga estudiado por Fanning (2001)

b) Discretización en elementos finitos

Al igual que en el caso anterior de viga analizado, en este modelo existe una doble simetría de carga, geometría y condiciones de contorno, por lo que se puede modelizar simplemente un cuarto de la geometría, por lo que ésta tendrá unas dimensiones de 240 mm de canto, 77,5 mm de ancho y 1,5 m de longitud.

En cuanto al armado, el asunto es un poco más complejo que en el caso anterior. Se modeliza del mismo modo, la mitad de la armadura, es decir, un redondo del 12 correspondiente al armado superior, de los dos que forman el armado superior completo, y un redondo y medio del 12, correspondiente al armado inferior, de los tres que forman el armado interior completo. En cuanto a los estribos, se modeliza únicamente medio estribo, el que queda embebido en la parte de la geometría a modelizar.

El acero se modeliza de forma discreta, debido a la considerable complejidad del armado, que no podría ser estudiada con acero disuelto en los elementos de hormigón.

En este modelo la discretización es más compleja, porque se parte de la colocación precisa del acero, y a partir de aquí se discretiza el hormigón en elementos volumétricos que sean solidarios con el despiece elegido para el acero (Figura 5.16.). Se realizan dos despieces para analizar la influencia del tamaño del elemento finito. La figura 5.16. muestra la opción a, donde se ha añadido un tacón de un material resistente, para eliminar el efecto de la carga localizada en el apoyo.

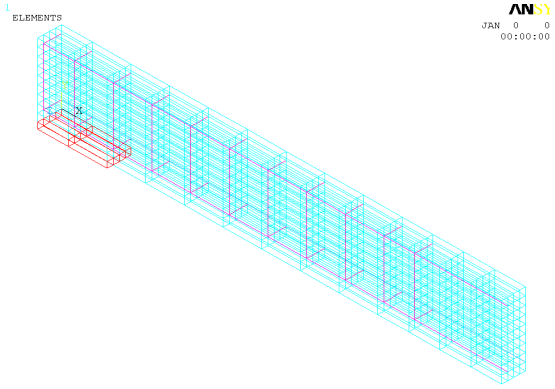


Figura 5.16. Malla de elementos finitos opción a

La opción b que se describe en la figura 5.17. consiste en otro modelo con el doble de elementos finitos, realizando la subdivisión en sentido longitudinal.

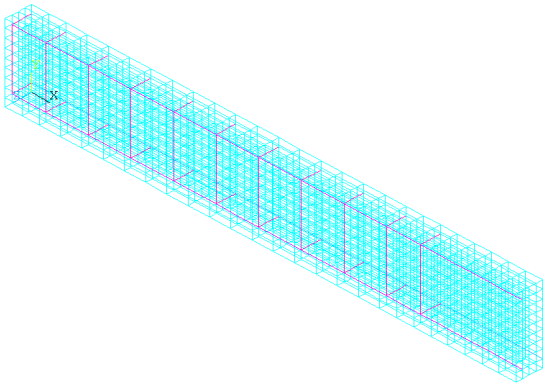


Figura 5.17. Malla de elementos finitos opción b

c) Entrada de datos

HORMIGÓN

Las características que se le han asignado son:

-Módulo de elasticidad (Ec) = 39,2 GPa

-Coef. de Poisson = 0,25

-Resistencia a compresión uniaxial = 69 MPa

-Resistencia a tracción uniaxial = 5,1 MPa

De nuevo aparecen problemas a la hora de asignar los coeficientes de transferencia por cortante. En uno de los artículos que recoge la bibliografía (Padmarajaiah et al., 2002), se emplean los valores de coeficiente de transferencia por cortante en fisura abierta Bt=0,25 y coeficiente de transferencia por cortante en fisura cerrada Bc=0,7 en una modelización de elementos finitos de una viga armada convencional con ANSYS. No se tiene constancia de los valores que empleó P. Fanning en su modelización, pero con estos valores no se llega al rango de deformación que él consigue, por lo que se emplean de nuevo Bt=0,8 y Bc=1.

En los casos de comportamiento multilineal del hormigón, los datos introducidos han sido:

DEFORMACIÓN	TENSIÓN
$1,0 \cdot 10^{-3}$	$39,2 \cdot 10^{6}$
$1,5 \cdot 10^{-3}$	$56,2 \cdot 10^{6}$
$2,0 \cdot 10^{-3}$	$69,0 \cdot 10^{6}$
$2,5 \cdot 10^{-3}$	$63,0 \cdot 10^{6}$
$3,5 \cdot 10^{-3}$	$55,2 \cdot 10^{6}$

En algún caso estudiado se ha introducido el criterio de plastificación Willam and Warnke para el hormigón:

-Resistencia a la compresión biaxial, $f_{cb} = 1,2f_c = 82,8$ MPa

-Presión hidrostática, $\sigma_h = \sqrt{3} \cdot f_c = 119,5$ MPa

-Resistencia a la compresión biaxial con presión hidrostática, $f_1 = 1,45f_c = 100$ MPa

-Resistencia a la compresión uniaxial con presión hidrostática, $f_2 = 1,725f_c = 119$ MPa

ACERO

Se han utilizado las siguientes características:

- Módulo de elasticidad (E_s) = 204 GPa
- Coef. de Poisson = 0,3

En los casos de comportamiento elastoplástico se añaden las propiedades:

-Tensión de cedencia = 460 MPa para el armado longitudinal
250 MPa para los estribos

-Módulo tangente = Se han modelizado casos con diversos valores:
20,4 ó 1 ó 5 GPa

d) Cargas y condiciones de contorno

Al contrario que en el caso estudiado en el apartado anterior, ahora no se aplica una carga, sino un desplazamiento en el centro del vano. En gran parte de la bibliografía consultada se menciona la idoneidad de aplicar un desplazamiento antes que una carga, para ayudar a la convergencia de la solución. Se comprueba este aspecto aplicando un desplazamiento creciente en los mismos puntos en los que el profesor P. Fanning lo aplica en el ensayo real, a 30 cm del centro del vano. El desplazamiento va incrementándose poco a poco hasta que la viga colapsa.

Se pueden obtener valores máximos de carga y desplazamiento. Para obtener la carga en este caso se debe multiplicar la suma de las reacciones verticales obtenidas en los apoyos por 4, ya que lo modelizado supone un cuarto del modelo total. El desplazamiento en el centro del vano se puede obtener directamente.

Por lo que respecta a las condiciones de contorno de este modelo se utilizan apoyos en Y en el extremo de la viga apoyado, apoyos en X, deslizantes en Z, en todos los nodos correspondientes a la sección de corte por mitad de la longitud, para responder a la parte de la geometría no modelizada, y apoyos en Z, deslizantes en Y, en los nodos correspondientes al corte vertical por la simetría longitudinal, también para que el modelo se comporte como se comportaría el conjunto formado por la totalidad de la viga.

5.2.2. Análisis de los resultados obtenidos

En el estudio de este caso de viga se confirma que al utilizar armadura de cortante y hormigón de altas prestaciones ni aparecen fisuras de cortante en la zona de cortante máximo, con plano de fisuración a 45º, ni aparece prácticamente aplastamiento.

Aparecen primero las fisuras de flexión en el centro del vano y se van extendiendo en altura y longitud, sin llegar a aparecer fisuras por cortante, debido

al efecto confinador de los estribos. Finalmente, aparece un poco de aplastamiento en la parte superior central de la viga, pero muy poco, debido a que el hormigón es de altas prestaciones. También se observan algunas fisuras de tracción motivadas por la compresión en el punto de aplicación del desplazamiento, pero éstas son mínimas (Figura 5.18.).

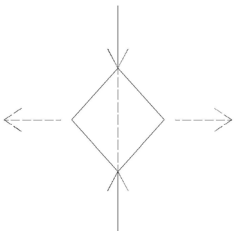


Figura 5.18. Aparición de fisuras motivadas por la compresión

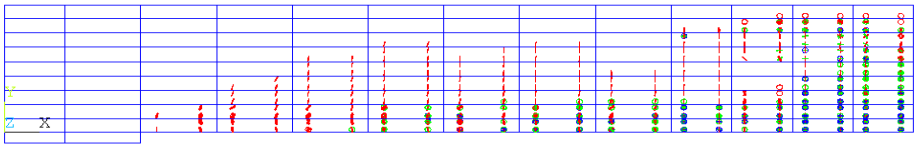


Figura 5.19. Estado en el último paso convergido de carga

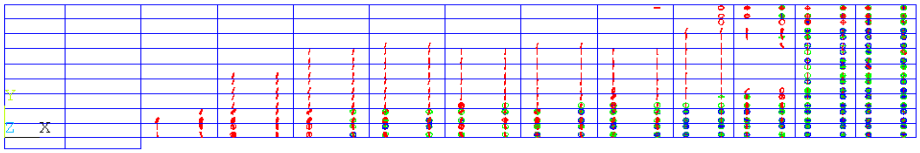


Figura 5.20. Estado final en la rotura

En la figura 5.19 y 5.20 se aprecia la evolución de todos estos aspectos en los últimos pasos de carga, ya que lo que ocurre en los primeros ya se ha visto en el análisis del caso anterior.

Se puede comparar el estado final en el centro del vano (Figura 5.21., extremo derecho) con la fisuración de un ensayo real (Figura 5.22.).

Figura 5.21. Estado final de fisuración/aplastamiento en el centro de vano

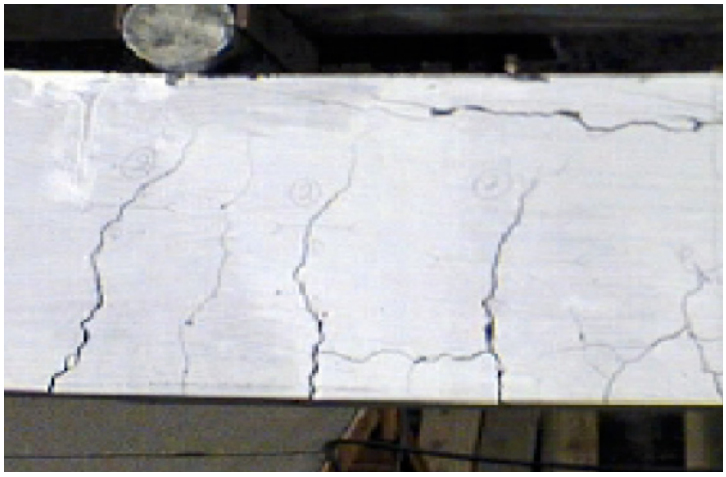


Figura 5.22. Fisuración después de rotura en ensayo real (Fanning, 2001)

En este modelo de viga se modelizan todos los casos estudiados con la capacidad de aplastar el hormigón, ya que tal y como se muestra, no será ésta la causa del colapso de la viga.

A partir de este momento el comportamiento del acero se asume como elastoplástico con un bajo módulo tangente, para simular mejor el modelo perfectamente elastoplástico. Y el hormigón se considera multilineal elástico, con la capacidad de aplastamiento.

La manera de contrastar si los resultados obtenidos son adecuados es comparándolos con los obtenidos tanto con ensayos reales como con la modelización de elementos finitos obtenida por el profesor P. Fanning, cuyos resultados se exponen en la figura 5.23.

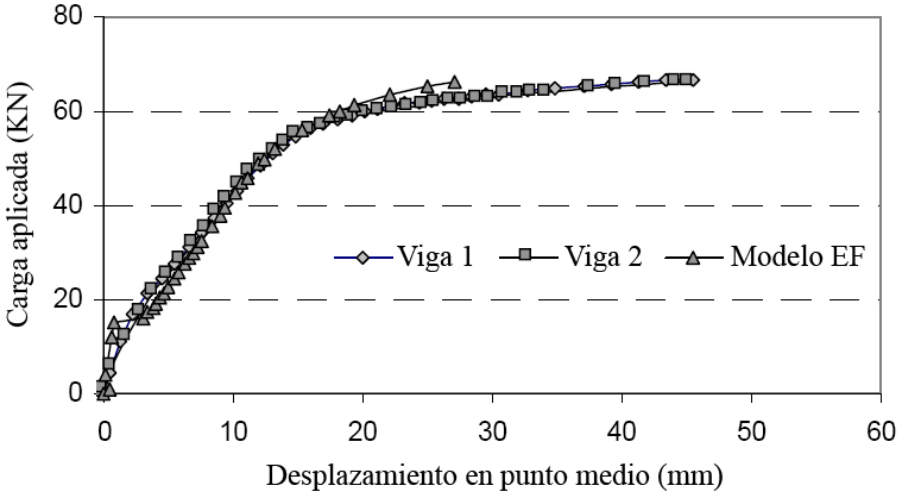


Figura 5.23. Gráfica carga-desplazamiento del profesor P. Fanning

Fanning obtiene una simulación muy ajustada al resultado obtenido de los ensayos reales, con el único problema de que no consigue simular un modelo que desplace tanto como lo obtenido en los modelos reales. En la simulación obtiene un desplazamiento de 27 mm y con los ensayos reales llega hasta los 45 mm. Pero en cuanto a los valores de carga última se ajusta a la perfección, rondando en todos los casos valores en torno a los 66 KN.

Con los modelos realizados se obtienen las curvas que aparecen en la figura 5.24. Estas curvas se ajustan bastante al comportamiento real.

A los 17 KN se produce la primera fisura en la curva que mejor responde a la realidad, aspecto que refleja el primer pico y cambio de pendiente. Después continua con esta pendiente hasta un desplazamiento de aproximadamente 12-13 mm, con una carga de 56 KN, consiguiendo una carga máxima de 64,5 KN con un desplazamiento de 29-30 mm.

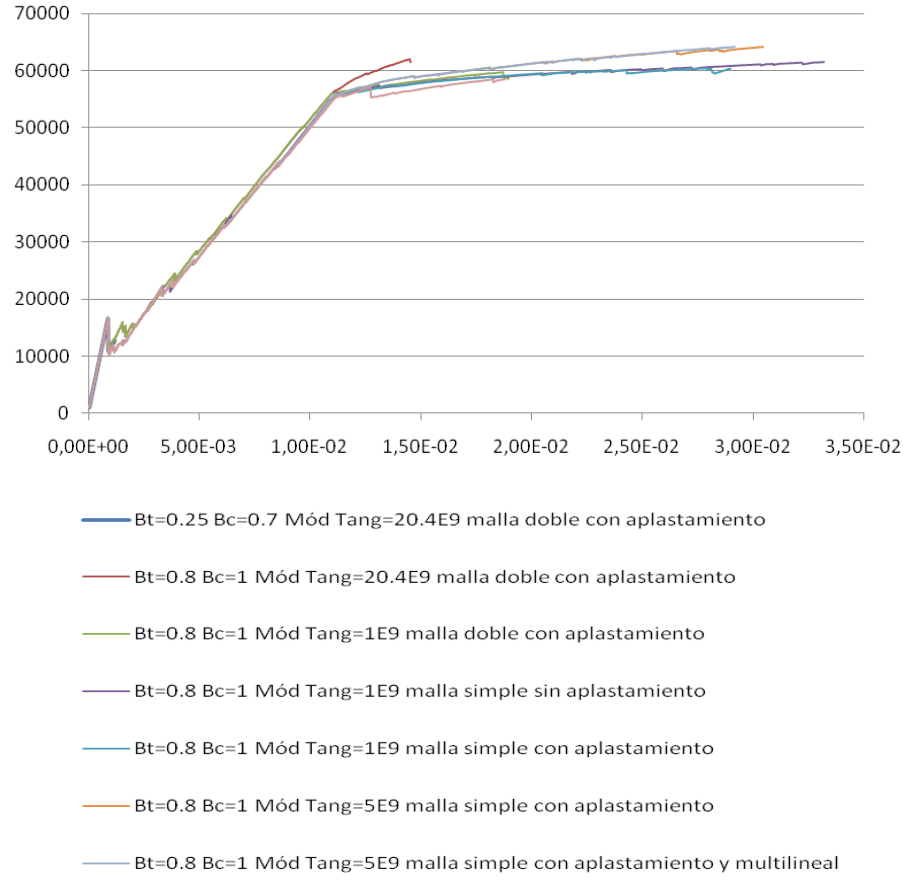


Figura 5.24. Gráficas carga-desplazamiento obtenidas

5.2.3. Conclusiones de la simulación

Con este segundo modelo se pretende completar el debate sobre el adecuado modelo de comportamiento de hormigón y acero en las vigas de hormigón armado.

Del estudio de la evolución de la fisuración y aplastamiento se llega a una conclusión muy interesante: al tener estribos y hormigón de alta resistencia, los fenómenos de aplastamiento y fisuración por cortante prácticamente desaparecen. En oposición, con hormigones de resistencia normal y sin estribos, el cortante y, sobretodo, el aplastamiento, determinan una rotura frágil, siendo muy difícil modelizar por elementos finitos su comportamiento real.

Se acepta como adecuado el comportamiento del acero como elastoplástico con un bajo módulo tangente, y el comportamiento del hormigón como multilineal elástico, permitiendo el aplastamiento. El adoptar el comportamiento multilineal en lugar de bilineal, aproxima mejor el comportamiento del tramo curvo de la gráfica carga-desplazamiento.

En lo referente a los coeficientes de transferencia por cortante, de nuevo aparecen problemas a la hora de obtener una curva completa de carga-desplazamiento. Al final parece conveniente emplear un Bt=0.8 y un Bc=1, ya que con un Bt=0.25 y Bc=0.7 no se alcanza una historia de carga suficiente para agotar el acero y el hormigón. De todas formas se sigue investigando por este camino.

Se ha modelizado la misma geometría con un número determinado de elementos finitos y con cuatro veces este número de elementos finitos. Se adopta como apto el mallado simple porque, además de realizar los cálculos con mucha más rapidez, los resultados son igual de válidos.

Para conseguir una convergencia del problema más rápidamente es mejor aplicar desplazamiento que carga.

Con todo lo visto hasta ahora ya se han obtenido una serie de conclusiones para modelizar el hormigón armado sometido a flexión.

5.3. Compresión - Dominio de rotura gobernado por el hormigón

Para completar los distintos supuestos de solicitación a las que está sometido el hormigón armado en los modelos realizados de pórticos y edificios completos, falta analizar el comportamiento del material a compresión, que es la situación en la que se encuentran los pilares.

Los profesores Tavio y Tata (2009) modelizan la ley constitutiva de pilares de hormigón armado confinado. Someten a una serie de pilares de hormigón armado de resistencia normal a una fuerza de compresión axial.

En concreto, estudian cuatro modelos de pilar de hormigón armado, uno de ellos sin confinamiento y los otros tres confinados con distinta separación entre estribos. Los profesores Tavio y Tata simulan los modelos mediante Ansys, ensayados previamente de forma experimental por Hoshikuma (1997), con los que consiguen un elevado grado de concordancia.

5.3.1. Modelización con elementos finitos

a) Geometría

Los modelos que investigan Tavio y Tata son pilares de 1500 mm de altura, con una sección transversal de 500x500 mm^2. El recubrimiento de las armaduras es de 20 mm.

Se modeliza un cuarto del modelo, aprovechando su doble simetría, sobre el que se aplican las condiciones de contorno pertinentes.

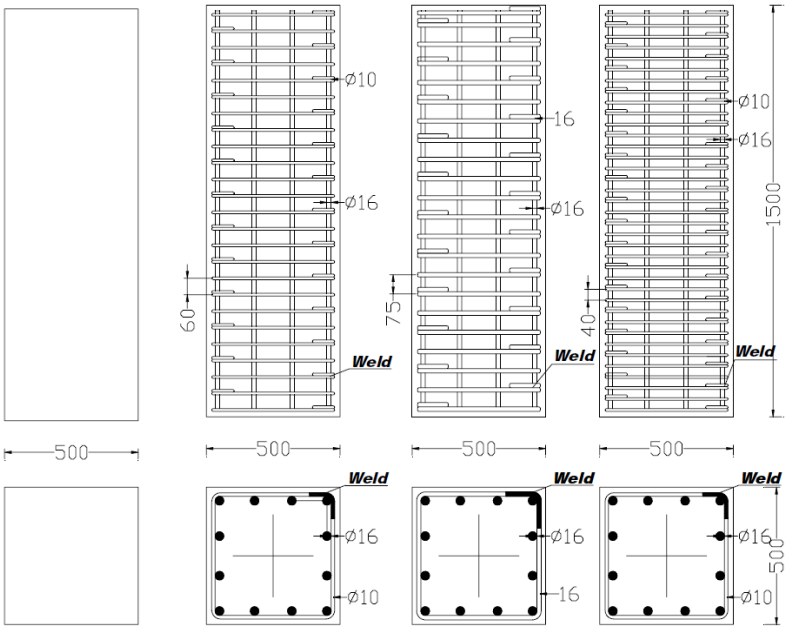


Figura 5.25. Propiedades geométricas de los especímenes de pilar LS0, LS1, LS2 y LS3 empleados para la validación del modelo

En la figura 5.25. se observan los cuatro especímenes de pilares estudiados. El pilar LS0 está formado únicamente por hormigón en masa, no tiene armado longitudinal ni estribos que lo confinen. Los otros tres especímenes sí que son de hormigón armado, y poseen un armado longitudinal de 12 redondos del 16. Poseen distintos patrones de estribado, variando la separación y el diámetro de los estribos. El espécimen LS1 tiene estribos de 10 mm de diámetro cada 60 mm. El espécimen LS2 posee estribos cada 75 mm con un redondo del 16. Y el LS3 tiene la menor separación entre estribos, que es de 40 mm, con estribos de 10 mm de diámetro.

b) Discretización en elementos finitos

Como ya se ha avanzado, se ha aprovechado la doble simetría del modelo para modelizar simplemente un cuarto.

En los especímenes que incorporan el armado, se hace coincidir el despiece de los elementos de acero y de hormigón. El espécimen sin armado se malla con

un tamaño de elemento similar. Con esto se simula una total compatibilidad de deformaciones entre el acero y el hormigón, lo que supone una adherencia perfecta.

En la figura 5.26. se muestra la discretización empleada para simular los diferentes especímenes de pilares.

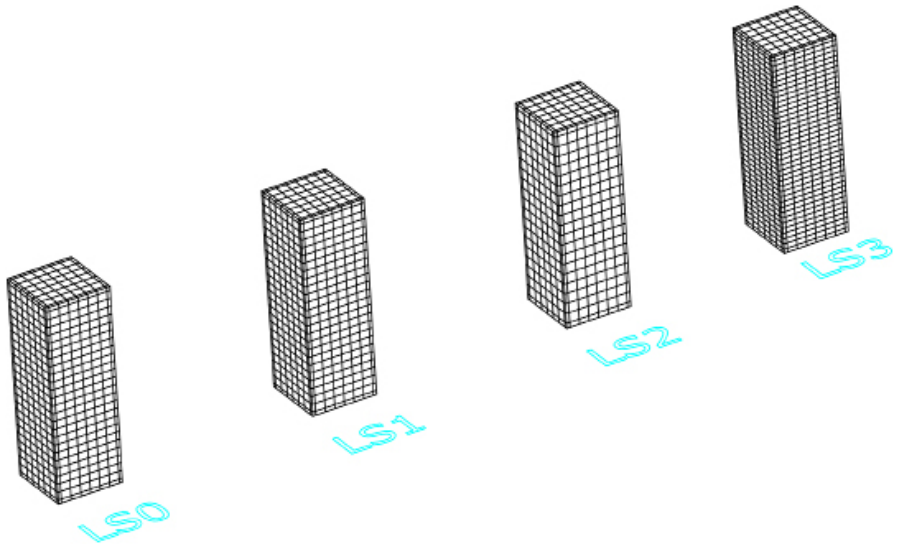


Figura 5.26. Mallado empleado en los especímenes de pilares

c) Entrada de datos

A continuación se detallan las propiedades de los materiales que Tavio (2009) emplea en su estudio.

HORMIGÓN

Está modelizado con el elemento Solid65, y asumen el modelo analítico propuesto por Popovics (1973) para representar la relación tensión-deformación del hormigón (Figura 5.27.). Este modelo se ha introducido mediante un comportamiento multilineal del hormigón.

El módulo de elasticidad (E) empleado es 23,27 GPa, y el valor de resistencia a compresión del hormigón es igual a 24,3 MPa. El coeficiente de Poisson es de 0,2.

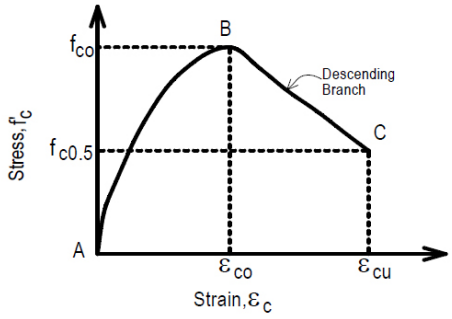


Figura 5.27. Relación tensión-deformación del hormigón propuesta por Popovics (1973)

ACERO

Este material se representa en Ansys mediante elementos lineales LINK180. El modelo analítico asumido es el propuesto por Park y Paulay (1975) (Figura 5.28.). En este caso, para introducir este modelo de comportamiento también se ha empleado un comportamiento multilineal.

El módulo elástico del acero es igual a 200 GPa, y el coeficiente de Poisson es 0,3. Para el límite elástico del acero se adoptan dos valores distintos, 295 MPa para el armado longitudinal y 235 MPa para el armado transversal (estribos).

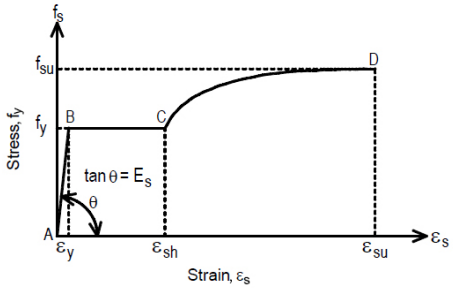


Figura 5.28. Relación tensión-deformación para el acero de refuerzo propuesto por Park y Paulay (1975)

d) Cargas y condiciones de contorno

En estos modelos las condiciones de contorno son muy simples. Se coarta el movimiento correspondiente en las simetrías, para generar el efecto del modelo completo. No se permite ningún desplazamiento en los nodos de la

base del pilar, y se aplica un descenso vertical de 2 cm a los nodos de la cara superior. Con esto se somete al pilar a una carga de compresión axial centrada en toda la cara superior.

Tavio (2009) asigna pasos de carga acordes con el ensayo experimental de Hoshikuma (1997). Con el fin de conseguir la rama descendente de la curva tensión-deformación, aplica incrementos de carga hasta llegar al valor de carga máxima, y después pasa a un modo de control por desplazamientos, hasta el colapso del pilar.

5.3.2. Análisis de los resultados obtenidos

En el caso de los especímenes de pilares confinados, el hormigón del núcleo es capaz de soportar mayores compresiones. Por otro lado, el hormigón del recubrimiento resiste menos, y al estar cerca del borde de la pieza, fisura y se desprende con facilidad al aplicar cargas elevadas.

En el modelo del cuarto de pilar del espécimen LS1 (Figura 5.29.) se observa que al ir cargando la cara superior, de forma muy temprana aparece fisuración en las caras superior e inferior y en el recubrimiento, donde se manifiesta primero en la esquina de éste. Un poco más adelante, se fisuran y aplastan de forma repentina las cabezas superior e inferior de hormigón. Y conforme se va ampliando la carga, se acaba de fisurar todo el hormigón. La mayor parte de la fisuración aparecida aquí es fisuración debida a la tracción indirecta.

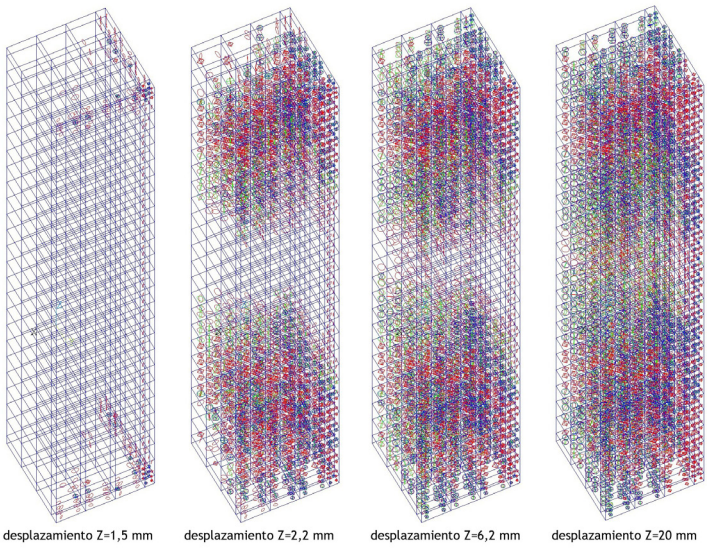


Figura 5.29. Evolución de la fisuración en el espécimen LS1

En este apartado de la validación también han sido necesarios elevados coeficientes de transferencia por cortante.

Se busca alcanzar los mismos resultados que los obtenidos por los profesores Tavio y Tata. Se comprueba que hasta los grados de compresión que alcanzan los pilares de la presente investigación se obtienen resultados acordes, pero no se llega a simular el comportamiento hasta la rotura completa por compresión.

Se le ha solicitado información a estos profesores vía e-mail, pero no se ha recibido respuesta, por lo que éste sigue siendo un frente abierto para investigaciones futuras.

Pero como la presente investigación lleva a la rotura forjados unidireccionales, los pilares no están sometidos a tales tensiones como para llegar a estos rangos de esfuerzos. Además, la gran mayoría de las investigaciones que simulan elementos a flexión desactivan el aplastamiento (Kachlakev, 2001)(Chansawat y otros, 2006)(Zhou y otros, 2004).

5.3.3. Conclusiones de la simulación

De este apartado de la validación, se obtienen los parámetros adecuados para simular elementos sometidos a compresión, como los pilares del edificio o pórtico completo simulado.

El software Ansys es capaz de modelizar y predecir el comportamiento no lineal real de un pilar confinado bajo carga axial centrada. Ansys puede predecir la relación tensión-deformación real del hormigón armado confinado y el hormigón en masa, sujetos a carga axial.

Las tensiones axiales se concentran en la zona confinada, como era de esperar, ya que al tener el hormigón confinado con estribos, es capaz de resistir mayores compresiones.

En la figura 5.30. se muestran las curvas tensión-deformación para el hormigón confinado y sin confinamiento (Lu y Gu, 2004).

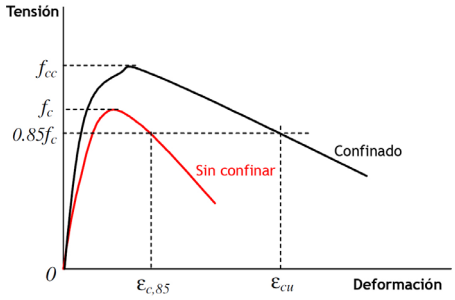


Figura 5.30. Curva tensión-deformación del hormigón (Lu y Gu, 2004)

5.4. Dominio de rotura gobernado por la corrosión

Una vez validados los estudios de elementos de hormigón armado sometidos a todo tipo de solicitaciones, falta validar una simulación de elementos sometidos a flexión en la que exista corrosión, para tener todos los casos que aparecen en los modelos de pórticos y edificios.

Coronelli y Gambarova (2004) estudian la evolución del comportamiento estructural de vigas de hormigón armado sujetas a la corrosión del refuerzo. Simulan especímenes de vigas con las propiedades geométricas y de los materiales siguiendo los ensayos experimentales realizados por Rodríguez y otros (1997). Comparan sus resultados numéricos con los resultados de los ensayos reales, con el fin de evaluar y entender el daño progresivo en una estructura existente y analizar el nivel de seguridad real.

En el estudio realizado por Rodríguez y otros (1997) se ensayan una gran variedad de vigas. Coronelli y Gambarova (2004) simulan algunas de ellas. En concreto, simulan los especímenes tipo 11 y tipo 31. Las vigas tipo 11 son las débilmente armadas, y las tipo 31 son las altamente reforzadas. En este trabajo de investigación se simulan las tipo 11, consiguiendo una buena concordancia en las curvas carga-desplazamiento en el centro del vano.

5.4.1. Modelización con elementos finitos

a) Geometría

Los especímenes de viga analizados tienen unas dimensiones de 15 x 20 cm^2 y 2,30 m de longitud. Se trata de vigas biapoyadas, con una luz libre entre apoyos de 2 m. Los apoyos están a 150 mm de los extremos.

El armado de las vigas tipo 11, que son las que se validan en este apartado, se compone de 2 redondos de 10 mm como armadura longitudinal inferior y 2 redondos de 8 mm como armadura longitudinal superior. Los estribos son de 6 mm de diámetro, y se disponen cada 170 mm.

La corrosión se modeliza reduciendo la geometría de los elementos finitos que representan separadamente las barras de acero y el hormigón, y modificando las leyes constitutivas de los materiales (acero y hormigón) y su interfaz (adherencia).

Se representan la fisuración y el desprendimiento del recubrimiento comprimido de hormigón reduciendo la resistencia de algunos elementos del recubrimiento en la zona solicitada. En las figuras 5.31. y 5.32. se observan los elementos que se modelizan con resistencia plena en rojo, y los que se modelizan con resistencia reducida en amarillo. En esta figura se muestra la mitad de la viga, que es lo que se modeliza aprovechando la simetría.

b) Discretización en elementos finitos

Los especímenes de vigas se modelizan mediante elementos finitos. Se modeliza el armado (Figura 5.33.), y posteriormente se malla el volumen de hormigón acorde con este armado. La malla se realiza con elementos de 25 mm x 25 mm, con longitud variable. Hay volúmenes de 45, 105, 65, 85, 55 y 115 mm.

En las figuras 5.31. y 5.32. se aprecia el despiece del mallado.

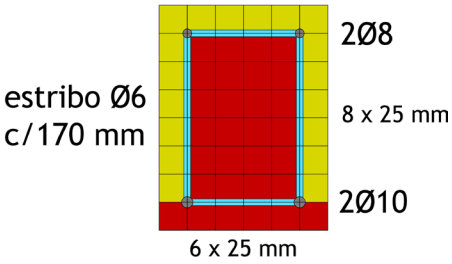


Figura 5.31. Sección transversal de la viga analizada por Coronelli y Gambarova (2004)

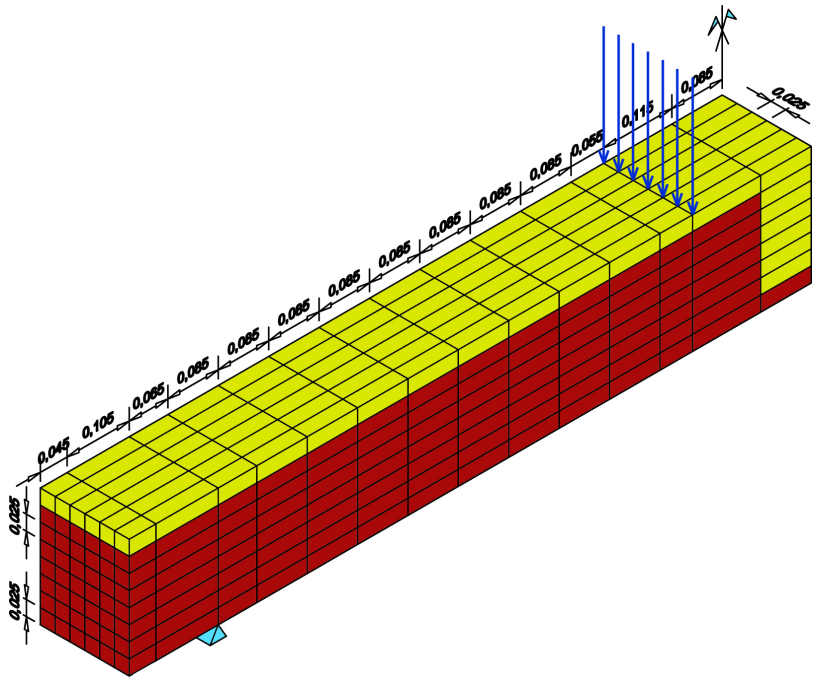


Figura 5.32. Axonometría de la viga

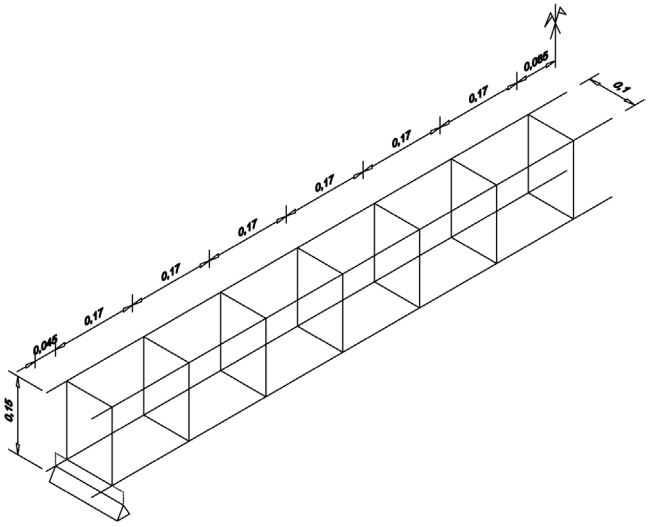


Figura 5.33. Armado de la viga analizada

c) Entrada de datos

La simulación llevada a cabo por Coronelli y Gambarova (2004) emplea varios tipos de acero y de hormigón.

Utilizan redondos de 6 mm como estribos y de 8 y 10 mm de diámetro para el armado longitudinal, superior e inferior respectivamente. En la tabla 5.1. se representan las propiedades de los distintos redondos.

	Área	Límite elástico	Resistencia
6 mm diámetro	$28{,}27 \cdot 10^{-6}$ m^2	626 MPa	760 MPa
8 mm diámetro	$50{,}265 \cdot 10^{-6}$ m^2	615 MPa	673 MPa
10 mm diámetro	$78{,}54 \cdot 10^{-6}$ m^2	575 MPa	655 MPa

Tabla 5.1. Propiedades de los aceros empleados en la simulación

El resto de las propiedades empleadas en el acero son un límite elástico de 200 GPa, un coeficiente de Poisson igual a 0,3 y un módulo tangente de 3,3333 GPa. Se emplea un acero con un comportamiento bilineal isotrópico.

Como ya se ha comentado, la forma en la que simulan la corrosión es, en parte, minorando la resistencia del hormigón y reduciendo su sección. Esto lo consiguen modelizando diversos hormigones. Mallan elementos de hormigón

con menor resistencia, en la parte superior y en la parte central, para que el hormigón resista menos en la zona comprimida y falle y se desprenda.

En el espécimen 11.1, que es el que no tiene corrosión, se emplea un hormigón de 50 MPa de resistencia en toda la viga. En el resto de especímenes no se emplea el mismo hormigón. Se utiliza un hormigón de 34 MPa de resistencia a compresión en toda la viga, menos en la zona superior y central, donde el recubrimiento se simula con menores resistencias. Para cada viga se emplea una resistencia reducida del hormigón distinta.

Otro aspecto que tienen en cuenta para conseguir una adecuada simulación es reducir la sección del acero, como en la realidad hace la corrosión. En la tabla 5.2. se muestra también esta disminución de sección en forma de ataque en mm en cada barra. Son valores distintos para el armado superior, el inferior y los estribos. De esta forma, en el Ansys se ha simulado ya el área final, que es el redondo menos el radio afectado.

Para completar las propiedades asignadas a los hormigones cabe destacar que se le otorga un comportamiento multilineal isotrópico. La resistencia a compresión que se utiliza es la media, que según la EHE-08 (MF, 2008) es igual a:

$f_{cm} = f_{ck} + 8$

Según la EHE el Módulo de Elasticidad se obtendría a partir de la resistencia media a compresión empleando la fórmula:

$E_c = 8500\ (f_{cm,j})^{1/3}$

El coeficiente de Poisson para el hormigón es igual a 0,2, la resistencia a tracción del hormigón la simplificamos a la décima parte de la resistencia a compresión, y los coeficientes de transferencia por cortante en fisura abierta y fisura cerrada son 0,15 y 0,6 respectivamente.

Viga nº	Ataque en barras inferiores (mm)	Ataque en barras superiores (mm)	Ataque en los estribos (mm)	f_c^* (MPa)	ε_{co}^*	τ_{max}^{res} (MPa)
11.1	-	-	-	50,0	0,0025	6,86
11.4	0,45	0,52	0,39	18,2	0,0007	4,10
11.5	0,36	0,26	0,37	26,8	0,0011	4,13

Tabla 5.2. Ataque por corrosión y parámetros residuales de los materiales (Coronelli y Gambarova, 2004)

Por tanto, el espécimen sano, el 11.1, se modeliza con hormigón de 50 MPa de

resistencia a compresión, y con redondos de 6, 8 y 10 mm de diámetro.

Para el espécimen 11.4, se emplean dos hormigones, uno de 34 MPa de resistencia, utilizado en los elementos sanos de hormigón, y otro de 18 MPa de resistencia para los elementos del recubrimiento que se pretende que fallen. En cuanto al armado, las áreas ya reducidas de los redondos son:

Estribos: 6 mm de diámetro

R = 3 - 0,39 = 2,61 mm $A = \pi \cdot 2{,}61^2 = 21{,}4 \cdot 10^{-6}$ m^2

Armado superior: 8 mm de diámetro

R = 4 - 0,52 = 3,48 mm $A = \pi \cdot 3{,}48^2 = 38{,}05 \cdot 10^{-6}$ m^2

Armado inferior: 10 mm de diámetro

R = 5 - 0,45 = 4,55 mm $A = \pi \cdot 4{,}55^2 = 65{,}04 \cdot 10^{-6}$ m^2

Y para el espécimen 11.5, se emplea también el hormigón de 34 MPa en los elementos sanos, y uno de 27 MPa para el hormigón debilitado. El armado equivalente colocado es el siguiente:

Estribos: 6 mm de diámetro

R = 3 - 0,37 = 2,63 mm $A = \pi \cdot 2{,}63^2 = 21{,}73 \cdot 10^{-6}$ m^2

Armado superior: 8 mm de diámetro

R = 4 - 0,26 = 3,74 mm $A = \pi \cdot 3{,}74^2 = 43{,}94 \cdot 10^{-6}$ m^2

Armado inferior: 10 mm de diámetro

R = 5 - 0,36 = 4,64 mm $A = \pi \cdot 4{,}64^2 = 67{,}64 \cdot 10^{-6}$ m^2

d) Cargas y condiciones de contorno

Se reproducen los ensayos de Rodríguez y otros (1997). Como se puede ver en la figura 5.34., la carga se aplica de forma simétrica, a 20 cm del centro de la viga, en los dos extremos. Al final se representan las curvas carga-desplazamiento vertical del centro de vano, considerando la carga total aplicada.

En la simulación se aplica, en dos fases, una carga creciente hasta que la viga llega al colapso. En la primera se incrementa la carga hasta la carga de servicio, y en la segunda se incrementa hasta el colapso de la viga (Rodríguez y otros, 1997).

En cuanto a las condiciones de contorno, la viga es biapoyada, y los apoyos se encuentran a 15 cm de los extremos de la viga de 2,30 m de longitud. Con esto se consigue una luz libre de 2 m. Además, se aprovecha la simetría del modelo, y se simula la mitad. En la simetría, se aplica una condición de contorno que impida el desplazamiento perpendicular al plano del corte, y así se consigue que respondan como si fueran simétricas, pero con mucho menor

coste computacional.

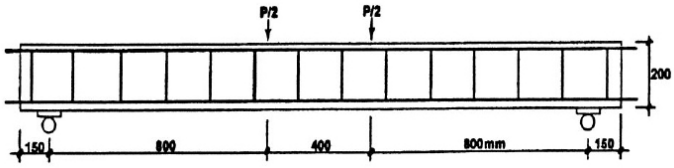


Figura 5.34. Vigas de hormigón armado: geometría y refuerzo (Rodríguez y otros, 1997)

5.4.2. Análisis de los resultados obtenidos

La evolución de los patrones de fisuración no es necesario evaluarla de nuevo, ya que se ha realizado anteriormente, con una viga sometida a flexión y armado completo, en el estudio de Fanning (2001).

En el artículo de Coronelli y Gambarova (2004) se comparan las curvas carga-desplazamiento de los ensayos experimentales realizados por el grupo GEOCISA (Rodríguez y otros, 1997) con los de sus simulaciones en Ansys.

En esta investigación se simulan los especímenes 11.1, 11.4 y 11.5 para validar la modelización de la corrosión, y ajustar sus parámetros. En las figuras 5.35., 5.36. y 5.37. se observa la gran concordancia en la evolución del comportamiento de las vigas conforme se van cargando. Cabe recordar que la viga 11.1 no tiene corrosión, y que las 11.4 y 11.5 sí.

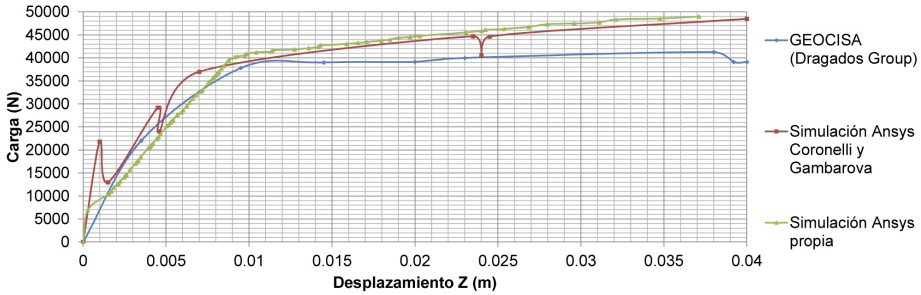


Figura 5.35. Gráficos carga-desplazamiento vertical del espécimen 11.1

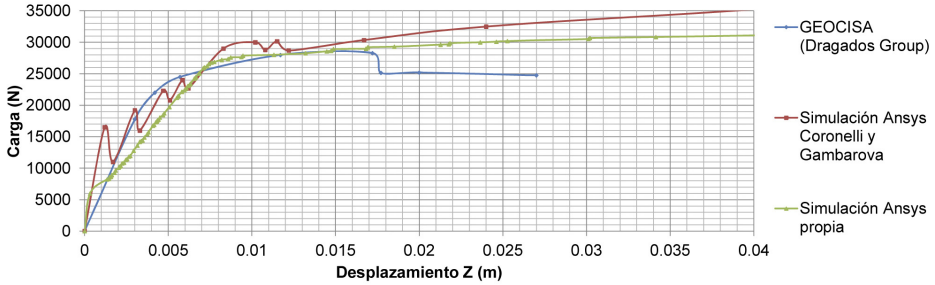


Figura 5.36. Gráficos carga-desplazamiento vertical del espécimen 11.4

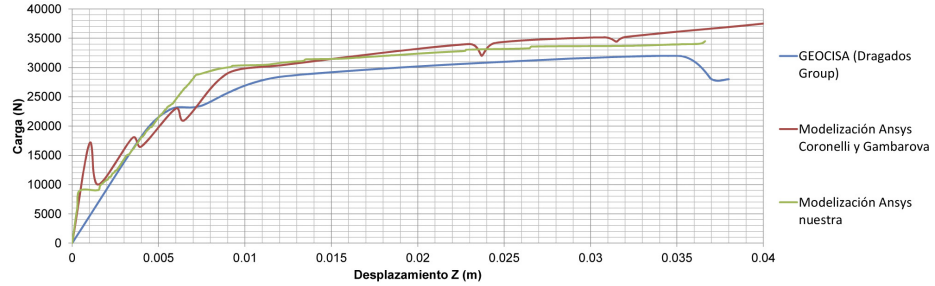


Figura 5.37. Gráficos carga-desplazamiento vertical del espécimen 11.5

5.4.3. Conclusiones de la calibración

El modo de fallo de las vigas sanas depende del ratio de refuerzo. Una viga ligeramente reforzada falla tan pronto como se alcanza la deformación última en el acero, sin aplastamiento del hormigón, mientras que las moderadamente reforzadas con suficiente ductilidad pueden fallar por el aplastamiento del hormigón (Coronelli y Gambarova, 2004).

Al ocuparse de las vigas ligeramente armadas, se observa que la plastificación del acero precede al aplastamiento del hormigón. En el caso de que estén levemente corroídas, la plastificación del acero y el aplastamiento del hormigón se aproximan bastante en el tiempo. Con mucha corrosión, el aplastamiento del hormigón precede y acompaña en parte a la plastificación del acero (Coronelli y Gambarova, 2004). En las vigas fuertemente armadas esta transición es todavía más pronunciada.

La corrosión del refuerzo modifica el tipo de fallo en las vigas de hormigón armado con armado habitual (Rodríguez y otros, 1997). Conforme avanza el grado de corrosión se pasa de un comportamiento a flexión a uno tipo arco

(Figura 5.38.).

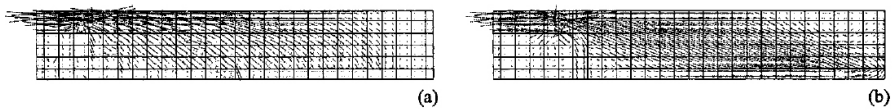


Figura 5.38. Distribución de las tensiones principales: (a) Viga sana y (b) viga deteriorada (Coronelli y Gambarova, 2004)

5.5. Conclusiones de la validación

Mediante los estudios de los profesores Barbosa y Ribeiro (1998), Fanning (2001), Tavio y Tata (2009) y Coronelli y Gambarova (2004) se ha realizado una revisión a las distintas solicitaciones a las que puede estar sometido el hormigón armado. Como ya se ha visto en los distintos apartados de este capítulo 5, se han evaluado la flexión con rotura dictaminada por el hormigón y por el acero, la compresión, y la rotura por flexión cuando existe corrosión. En los modelos de edificios realizados, los pilares están sometidos a compresión y los forjados y las vigas sometidos a flexión.

Cabe destacar que el mayor número de problemas se ha encontrado para calibrar el modelo a compresión, debido a los problemas de convergencia que da el aplastamiento y los coeficientes de transferencia por cortante en fisura abierta y fisura cerrada en estos casos. De todos modos, no es excesivamente preocupante, porque el objeto último del estudio es evaluar el índice de seguridad remanente en un forjado con corrosión, por lo que los pilares no son lo que fallarán, sino los nervios o las vigas. Debido a esto, el mayor número de problemas que se han tenido a la hora de calibrar la compresión no resultan muy preocupantes.

La calibración ha sido realizada de una forma muy minuciosa, ya que es difícil aceptar las elevadas cargas que algunas veces soportan estructuras con armaduras corroídas. Se han llevado a cabo las simulaciones no lineales de la forma más exacta posible, tanto geométricamente como en lo que se refiere al comportamiento de los materiales. Se han tenido en cuenta los procesos de entrada en carga, la fisuración y aplastamiento del hormigón, así como la plastificación del acero.

En todos estos modelos validados se han obtenido resultados acordes, por lo que tanto las opciones no lineales como las propiedades de los materiales se aceptan como una herramienta válida para realizar el estudio en cuestión.

6. Estudio de casos de elementos simples

La finalidad con la que se realiza esta investigación es evaluar el comportamiento y la seguridad de estructuras sanas y dañadas de hormigón armado, llegando incluso a analizar forjados de viguetas pretensadas. Para ello se simulan estructuras de hormigón armado de complejidad creciente: nervios, pórticos, estructuras completas con la fachada cerámica...

En un primer paso, se evalúa un nervio en T, que posteriormente será el empleado para los forjados de las estructuras completas simuladas. En este primer caso se calibra la idoneidad del tamaño de la malla y se comparan los resultados obtenidos con modelos tridimensionales mediante dos softwares de cálculo distintos, el Ansys y el CidCad (Pérez y Alonso, 2003). El CidCad ha sido desarrollado por profesores del Departamento de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras de la Universidad Politécnica de Valencia, en la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Valencia. La comparación se realiza en el tramo elástico y lineal del cálculo y está desarrollada en el Apéndice I. Con esta comparación se están dando validez a los resultados, ya que se obtienen los mismos resultados mediante dos herramientas distintas.

En segundo lugar, se analizan pórticos de hormigón armado con vigas planas de sección 60x30 cm^2 y pilares con sección variable con la altura. En este punto también se realizan comparaciones entre cálculos mediante elementos finitos volumétricos con Ansys y cálculos con el software CidCad, modelizando en este caso las vigas y pilares como lineas que representan su eje neutro. Esta comparación está desarrollada en el Apéndice II.

Finalmente, el capítulo 7 recoge un análisis exhaustivo de estructuras completas de hormigón armado con forjados unidireccionales armados y pretensados. Se modelizan los pilares, las vigas, los nervios y la capa de compresión. En estas estructuras se ha incorporado también la fachada cerámica para tener un comportamiento lo más real posible. Se evalúan estructuras sanas y estructuras con corrosión en algunos nervios, llegando incluso a corroer la totalidad de un paño, para cuantificar la seguridad remanente y la magnitud de la intervención necesaria.

6.1. Nervio en T

Este primer punto del capítulo 6 se dedica a simular y analizar el comportamiento del nervio en T que va a formar posteriormente el forjado unidireccional de los forjados modelizados en las estructuras completas de hormigón armado. Se trata del conjunto formado por un nervio y la capa de compresión correspondiente a un intereje entre nervios.

En este apartado se pretende profundizar en los siguientes aspectos:

- El análisis y la comparación del comportamiento de nervios con diferentes tamaños de malla y condiciones de contorno.
- El estudio de la respuesta de nervios con corrosión.
- La evaluación en profundidad de la evolución de los patrones de fisuración en el caso de tener un nervio en T aislado.

6.1.1. Modelización

El modelo estudiado está formado por un nervio armado de 4,32 m de luz, con una sección formada por un nervio rectangular de 25x9 cm^2 y una capa superior de compresión de 5x69 cm^2. El canto total es de 30 cm y el ancho correspondería a un intereje de 69 cm de un forjado unidireccional.

El armado ubicado en estos modelos corresponde únicamente al armado de positivos, formado por 2ø10 ubicados en la parte inferior del nervio y un recubrimiento de 3 cm. En la figura 6.1. aparece la geometría de la sección.

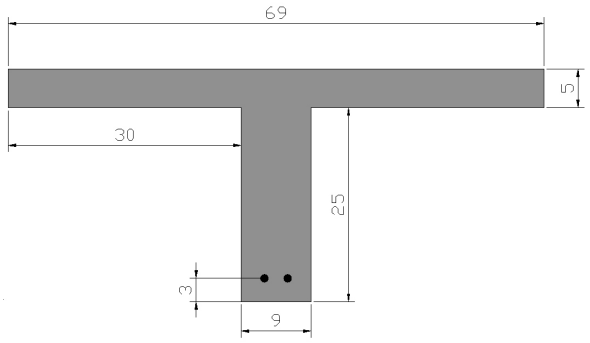


Figura 6.1. Características geométricas de la sección del nervio en T

En los apartados en los que se analiza posteriormente un forjado completo sí que se simula el mallazo existente en la capa de compresión y la armadura de negativos de los nervios. Pero, ya que en este caso se analiza un único nervio, no es necesario prestar atención a la colaboración de los nervios entre sí.

A pesar de la doble simetría de geometría, cargas y condiciones de contorno, en esta ocasión se decide modelizar medio nervio, y no un cuarto. De esta forma se comprueba mejor que el comportamiento corresponde al nervio completo. Se modeliza, por tanto, 2,16 m de luz de los 4,32 m que tiene el nervio completo.

En el estudio paramétrico que se realiza en este apartado se analizan tres variables. La primera diferencia las condiciones de contorno, según se trate de un nervio biapoyado o biempotrado. La segunda diferencia dos tamaños de malla, con lo que se analiza la idoneidad del tamaño para la malla, debiendo llegar a una solución ideal entre precisión y tiempo de cálculo. Y la tercera variable es la presencia de daños. Se simulan una serie de nervios sanos y con la armadura corroída, suponiendo la completa desaparición de los redondos.

Por lo que respecta a las condiciones de contorno, se analizan casos de nervio biapoyado y nervio biempotrado, aunque la realidad del nervio cuando forma parte del forjado no corresponde ni con uno ni con el otro. Se trata de un caso intermedio ya que sí que tiene el movimiento impedido por las vigas, pero las vigas tienen cierta torsión por la diferencia de cargas a ambos lados.

Se sabe a priori que el nervio biapoyado deformará mucho más y aguantará menos carga, mientras que el biempotrado deformará muy poco y aguantará bastante más carga antes de colapsar.

En cuanto al tamaño de la malla, se han realizado dos modelos iguales, pero con el tamaño del elemento finito distinto. El modelo más simple contiene elementos que llegan hasta una dimensión máxima de 12 cm, mientras que el modelo con la malla más fina está formado por elementos finitos volumétricos de 3x3x3 cm^3. De este modo se corrobora la influencia del tamaño de la malla en el tiempo y ajuste de los cálculos. Los dos modelos se detallan en las figuras 6.2 y 6.3.

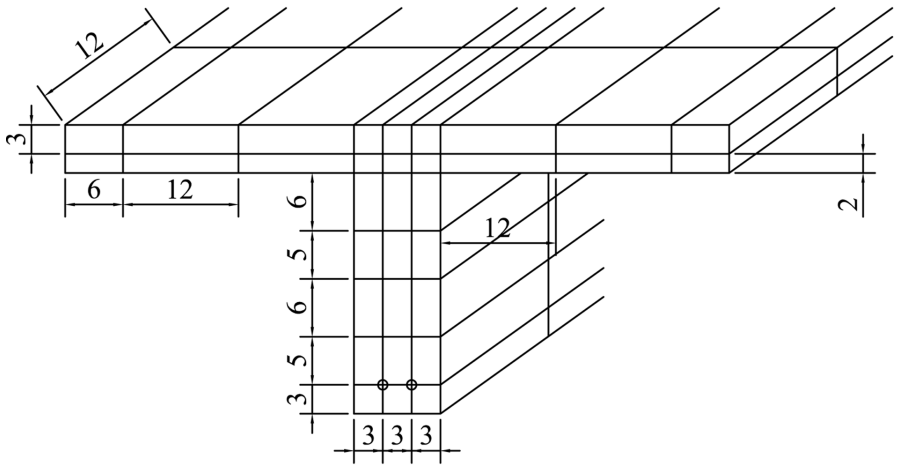


Figura 6.2. Modelo de vigueta en T con malla más basta

En la primera modelización los 2,16 m de longitud se obtienen con 18 elementos de 12 cm, y en la segunda modelización con 72 elementos de 3 cm.

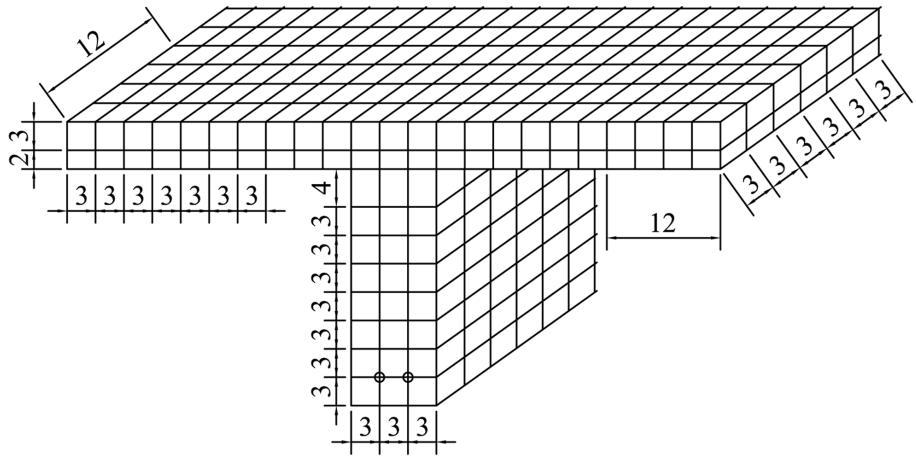


Figura 6.3. Modelo de vigueta en T con malla más fina

Y, en lo referente a la corrosión, los nervios en T se cargan hasta el colapso con una presión uniforme vertical, con lo que se obtiene la carga superficial que soporta el nervio aislado. Los modelos dañados se cargan hasta 6.100 N/m^2, que es la carga de servicio, y en este punto se corroe la armadura. Posteriormente se sigue cargando de forma progresiva, hasta llegar al colapso de la pieza.

La carga de servicio se obtiene al sumar el peso propio del forjado, solado y tabiquería, y el valor cuasipermanente de la sobrecarga de uso, es decir, es la carga que está soportando el nervio la mayor parte del tiempo.

6.1.2. Entrada de datos

El modelo de nervio de hormigón armado se realiza con las características habituales de la construcción de los edificios en España, ya que el propósito final de la investigación va en la línea de entender el comportamiento de las estructuras reales, y podría ir encaminado hacia la peritación, donde no suelen aparecer hormigones de altas prestaciones, a excepción de las viguetas prefabricadas pretensadas.

Las propiedades asignadas a los materiales, que se reflejan en la tabla 6.1., son las acordadas en el capítulo 4. El hormigón utilizado es el HA-30, y el acero es el B-500-SD.

MATERIALES	HORMIGÓN	ACERO
	HA-30	B-500-SD
ρ (KN/m3)	25	78,5
fcm (MPa)	38	-
E (GPa)	28,6	200
ftm (MPa)	3,39	-
Coef. Poisson	0,20	0,30
ßt	0,15	-
ßc	0,6	-
fy (MPa)	-	500
Mód. tang. (GPa)	-	3
Comportamiento	Mult. Isotróp. W-W	Bilineal Isotrópico

Tabla 6.1. Propiedades de los materiales (hormigón y acero)

6.1.3. Resultados

En este punto se muestran los resultados obtenidos con el Ansys para los distintos modelos simulados, cuya nomenclatura, propiedades y características se especifican en la tabla 6.2.

NERVIO BIAPOYADO	Malla basta (12 cm)	Sano	A1
		Corroído	A2
	Malla fina (3 cm)	Sano	A3
		Corroído	A4
NERVIO BIEMPOTRADO	Malla basta (12 cm)	Sano	B1
		Corroído	B2
	Malla fina (3 cm)	Sano	B3
		Corroído	B4

Tabla 6.2. Nomenclatura de los diferentes modelos analizados

A continuación se recogen las imágenes de los resultados, correspondientes a los distintos modelos de la mitad del nervio en T, ya que se aprovecha la simetría. Se recogen imágenes del desplazamiento vertical con la carga previa al colapso, del inicio y el final de la plastificación de la armadura y del inicio y el final de la fisuración en cada modelo.

a) Modelo A1

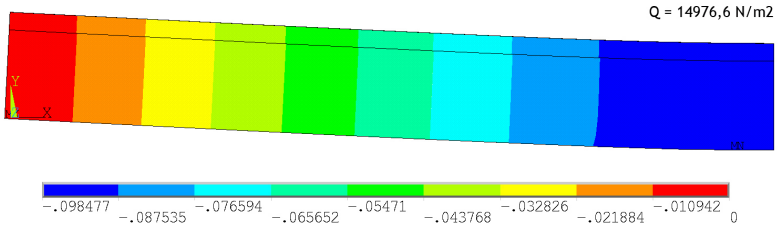


Figura 6.4. Desplazamiento vertical del modelo A1

El modelo A1 corresponde al nervio biapoyado modelizado con malla de mayor tamaño, sin presencia de corrosión.

Alcanza 9,85 cm de deformada vertical en el centro de vano (Figura 6.4.). Esto es debido a que se permite el desplazamiento horizontal en los apoyos. En los casos empotrados no se alcanzan estos desplazamientos.

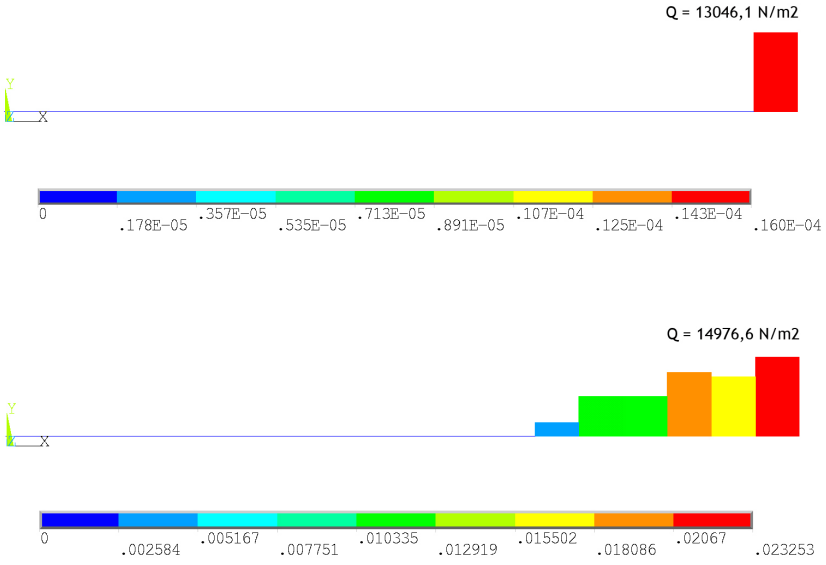


Figura 6.5. Inicio y final de la plastificación de la armadura modelo A1

La armadura comienza a resistir esfuerzos de tracción cuando el hormigón fisura y no es capaz de absorber las tracciones a las que está sometido. Comienza a deformar elásticamente, tramo en el que las deformaciones son recuperables y proporcionales a las tensiones. Una vez sobrepasado el tramo elástico, si se continúan traccionando las barras, pasan al tramo plástico de su comportamiento, donde las deformaciones ya no son recuperables ni proporcionales a las tensiones.

En la figura 6.5. se ven las deformaciones plásticas en la armadura de positivos del nervio. Empieza a plastificar en el centro para una carga de 13046,1 N/m^2. Con la carga de 14976,6 N/m^2, previa al colapso, ha plastificado un tramo mayor de barra y se alcanzan unas deformaciones plásticas del 2,33%.

En el modelo A1 la fisuración que aparece es debida a la flexión (Figura 6.6.).

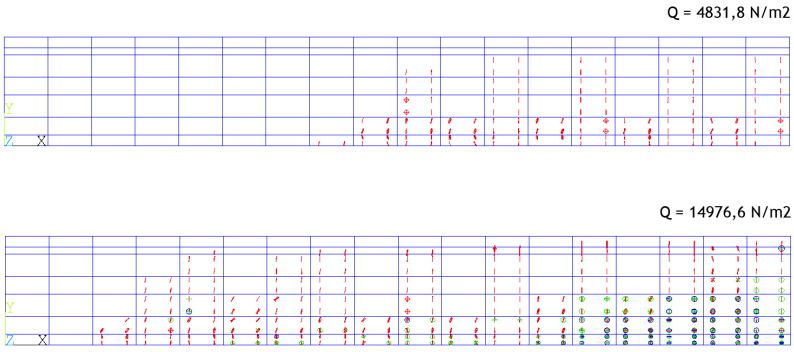


Figura 6.6. Inicio de la fisuración y estado final fisurado del modelo A1

b) Modelo A2

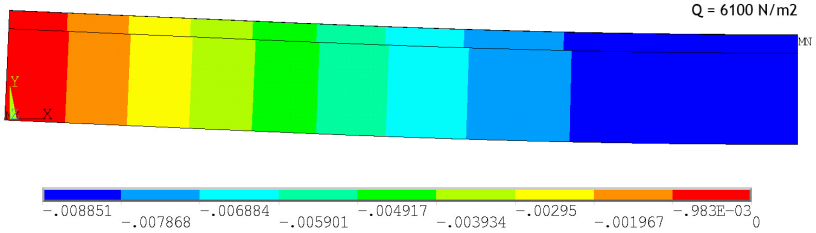


Figura 6.7. Desplazamiento vertical del modelo A2

El modelo A2 corresponde al nervio biapoyado modelizado con una malla de mayor tamaño, con corrosión. Como se ha comentado anteriormente, se hace desaparecer la armadura cuando se alcanza la carga de 6100 N/m^2, tratando de simular la corrosión en la vida útil del forjado.

Se alcanzan 0,885 cm de deformada vertical en el centro de vano, en el momento de la corrosión (Figura 6.7.).

Al estar biapoyado el nervio, cuando desaparece el armado, es incapaz de absorber más carga, con lo que colapsa. En el momento del colapso todavía no ha plastificado la armadura, por lo que para este modelo A2 no se presentan figuras de plastificación de armado. Por contra, la fisuración sí que se inicia antes de llegar a la carga de servicio (Figura 6.8.).

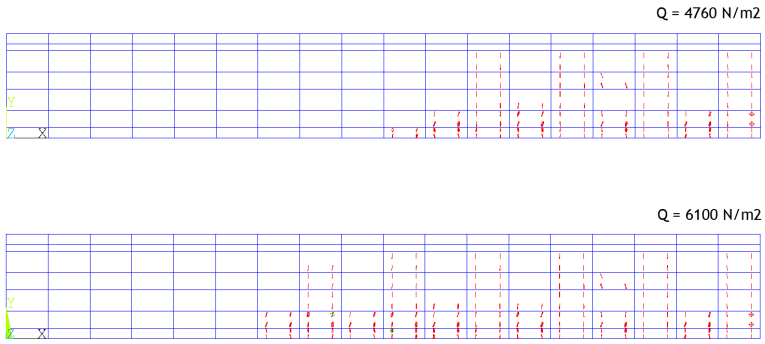


Figura 6.8. Inicio de la fisuración y estado final fisurado del modelo A2

c) Modelo A3

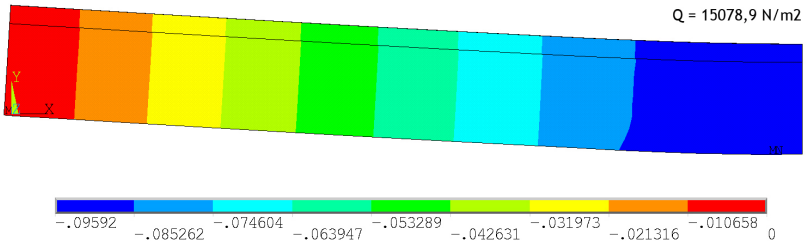


Figura 6.9. Desplazamiento vertical del modelo A3

El modelo A3 consiste en un nervio biapoyado sin corrosión, pero con la malla de menor tamaño, para evaluar la influencia del tamaño de la malla.

Alcanza un desplazamiento vertical máximo de 9,59 cm (Figura 6.9.). Este valor es un 2,64% menor que el obtenido con el mismo nervio con malla de mayor tamaño.

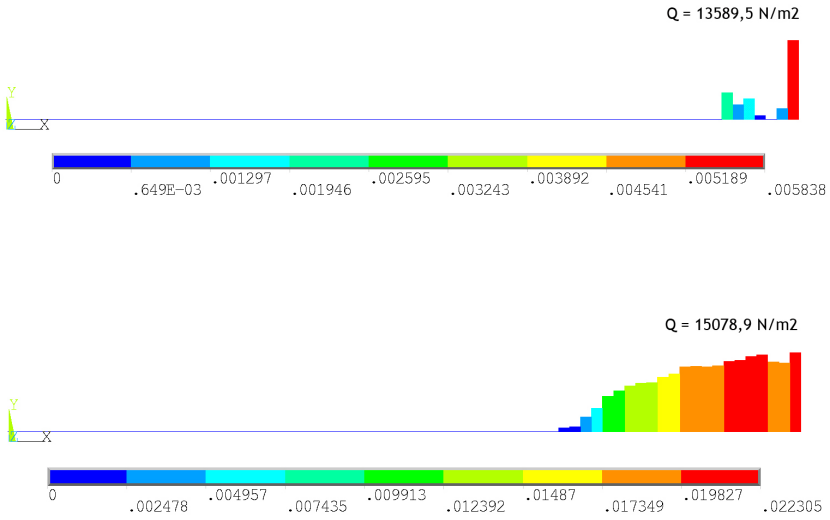


Figura 6.10. Inicio y final de la plastificación de la armadura modelo A3

Comienza la plastificación a la carga de 13589,5 N/m^2 (4,17% de diferencia con la malla más grande). Alcanza valores de plastificación del 2,23% (4,29% dif.) (Figura 6.10.).

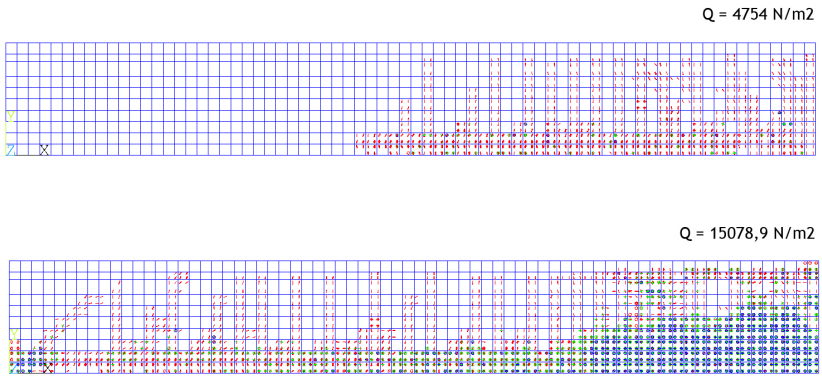


Figura 6.11. Inicio de la fisuración y estado final fisurado del modelo A3

En el caso de la malla más fina se aprecia la aparición de fisuración a 45º partiendo del apoyo, debida al cortante (Figura 6.11.).

d) Modelo A4

El modelo de nervio A4 es el mismo que el A3, biapoyado con un tamaño de malla menor, pero con corrosión. A los 6100 N/m^2 de carga superficial se corroe totalmente la armadura.

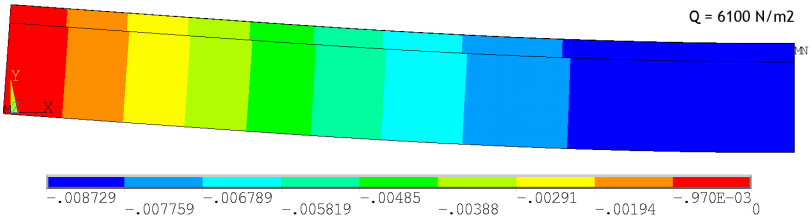


Figura 6.12. Desplazamiento vertical del modelo A4

Debido a esto, no soporta más carga. Y como a los 6100 N/m^2 no había plastificado todavía la armadura, no existe plastificación en este caso.

Experimenta un descenso vertical en centro de vano igual a 0,873 cm, valor un 1,36% menor que el obtenido para el mismo nervio con malla más basta (Figura 6.12.).

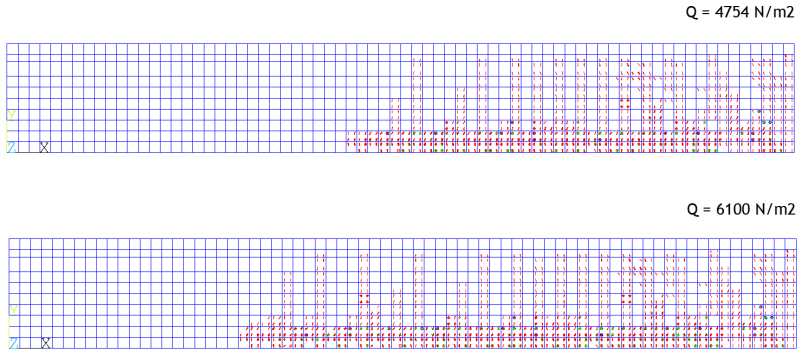


Figura 6.13. Inicio de la fisuración y estado final fisurado del modelo A4

En este caso la fisuración aparece por primera vez con una carga de 4754 N/m^2 (Figura 6.13.), valor que solo tiene una diferencia del 0,13% con el obtenido con el nervio de mayor tamaño de malla.

e) Modelo B1

El modelo B1 se trata de un nervio sano en T biempotrado con un tamaño de malla grande.

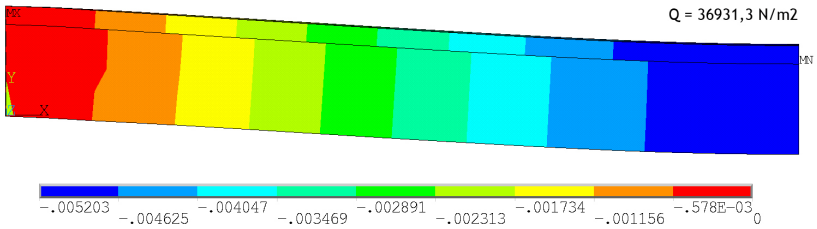


Figura 6.14. Desplazamiento vertical del modelo B1

Consigue aguantar hasta la carga de 36931,3 N/m^2, con una deformada vertical máxima de 0,52 cm (Figura 6.14.). Con este primer caso de nervio biempotrado se observa que con estas condiciones de contorno, el nervio aguanta mucha más carga llegando a deformadas mucho menores.

En los casos de nervio biempotrado no se llega a plastificar la armadura, por lo que no se disponen de figuras de plastificación del acero.

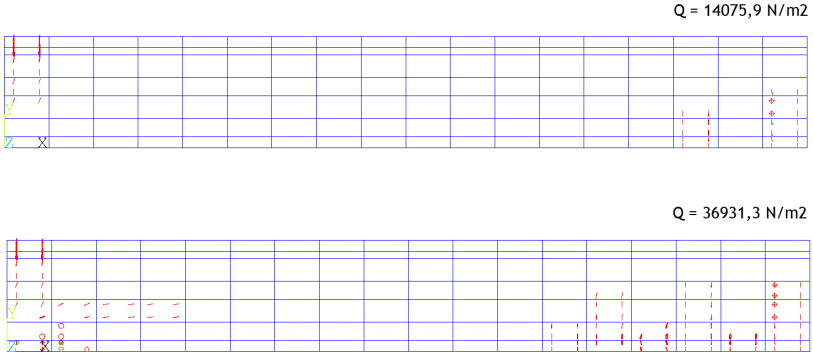


Figura 6.15. Inicio de la fisuración y estado final fisurado del modelo B1

La fisuración comienza a aparecer para cargas más elevadas que los casos anteriores (14075,9 N/m^2) (Figura 6.15.).

f) Modelo B2

El modelo B2 corresponde al mismo nervio que el modelo B1, pero con corrosión de la armadura. En los casos de corrosión de armadura de nervios biempotrados, el nervio aguantará más de los 6100 N/m^2 a los que se corroe el armado.

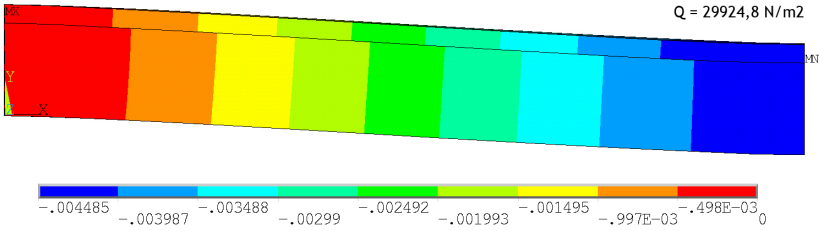


Figura 6.16. Desplazamiento vertical del modelo B2

Esto es debido al gran impedimento de desplazamiento que se ejerce en las caras extremas del nervio, causante entre otros aspectos de la aparición de efectos que colaboran en la resistencia, como es el efecto arco.

Soporta sin armadura desde los 6100 a los 29924,8 N/m^2. Y alcanza una deformada máxima vertical de 0,448 cm (Figura 6.16.).

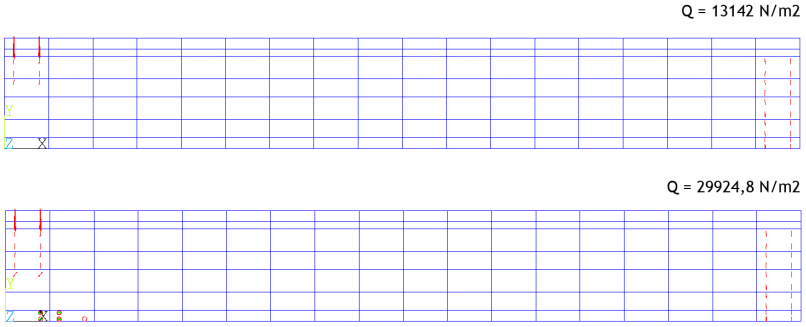


Figura 6.17. Inicio de la fisuración y estado final fisurado del modelo B2

En los casos de nervios biempotrados aparece fisuración en la parte central inferior, pero también en la parte superior de los extremos, al existir ahora ya momentos negativos en la sección y no disponer de armado de negativos (Figura 6.17.).

g) Modelo B3

Este apartado muestra los resultados del nervio biempotrado sano modelizado con un tamaño más pequeño de malla.

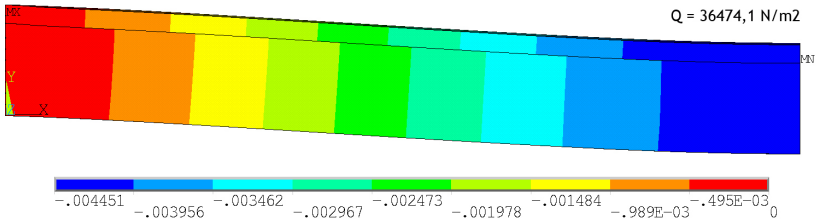


Figura 6.18. Desplazamiento vertical del modelo B3

Se alcanza una deformada vertical de 0,445 cm (-14,42% respecto al nervio con malla basta) con una carga de 36474,1 N/m^2 (-1,24%) (Figura 6.18.).

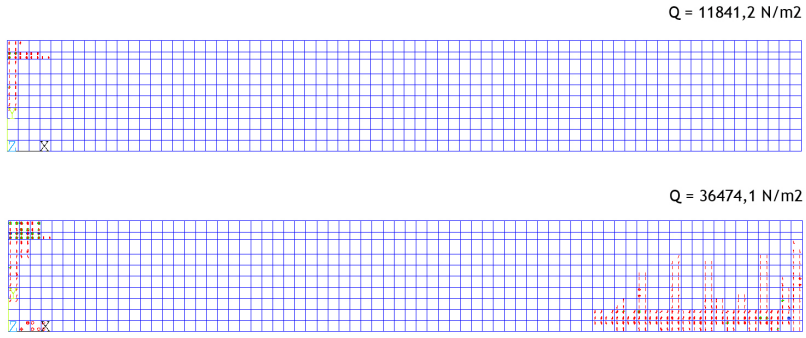


Figura 6.19. Inicio de la fisuración y estado final fisurado del modelo B3

En este caso la fisuración comienza solo por los extremos, ante una carga de 11841,2 N/m^2, valor que tiene una diferencia del 15,88% respecto de la malla más grande. Esto puede ser debido al tamaño del paso en las iteraciones en busca de la convergencia (Figura 6.19.).

h) Modelo B4

El modelo B4 consiste en un nervio en T armado biempotrado, con malla fina y corrosión.

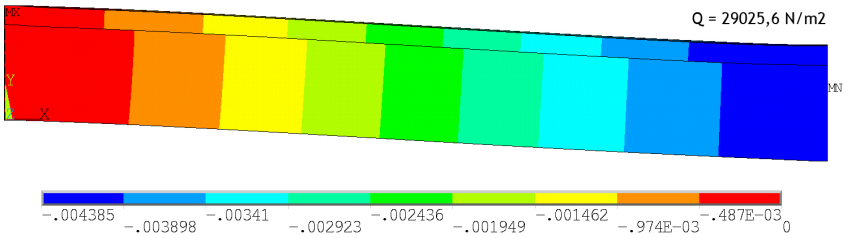


Figura 6.20. Desplazamiento vertical del modelo B4

Se carga hasta 29025,6 N/m^2, un 3% menos que el mismo modelo con malla de mayor tamaño, y deforma hasta 0,438 cm, un 2,23% menos que el modelo más basto (Figura 6.20.).

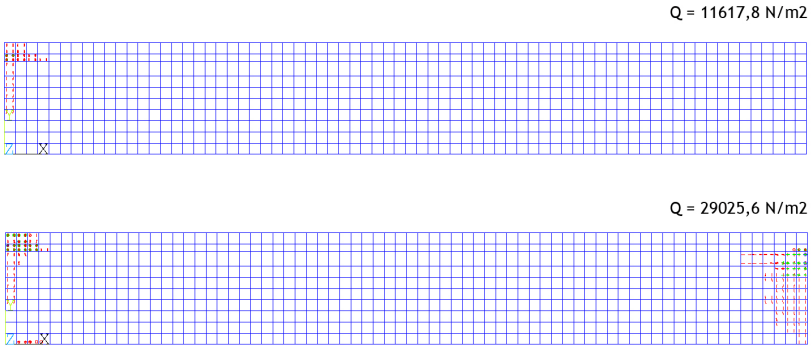


Figura 6.21. Inicio de la fisuración y estado final fisurado del modelo B4

En este caso la fisuración también comienza en la sección de apoyo a los 11617,8 N/m^2, un valor un 11,6% menor que el correspondiente al modelo de malla de mayor tamaño (Figura 6.21.).

Los resultados obtenidos, para poder sacar conclusiones, se resumen en la tabla 6.3.

				Q (N/m²)	Dz (cm)	Plastificación		Fisuración
						Carga inicio	% final	Carga inicio
Nervio biapoyado	Malla basta	Sano	A1	14976,6	9,85	13046,1	2,33	4831,8
		Corroído	A2	6100 (corroe)	0,885	NO	NO	4760
	Malla fina	Sano	A3	15078,9 (+0,68%)	9,59 (-2,64%)	13589,5 (+4,17%)	2,23 (-4,29%)	4754 (-1,61%)
		Corroído	A4	6100 (corroe)	0,873 (-1,36%)	NO	NO	4754 (-0,13%)
Nervio biempotrado	Malla basta	Sano	B1	36931,3	0,52	NO	NO	14075,9
		Corroído	B2	29924,8	0,448	NO	NO	13142
	Malla fina	Sano	B3	36474,1 (-1,24%)	0,445 (-14,42%)	NO	NO	11841,2 (-15,88%)
		Corroído	B4	29025,6 (-3%)	0,438 (-2,23%)	NO	NO	11617,8 (-11,60%)

Tabla 6.3. Resultados de los diferentes modelos de nervio en T

6.1.4. Análisis y discusión de los datos obtenidos

Como se muestra en la tabla 6.3., las diferencias de los resultados obtenidos en cuanto al tamaño de la malla no son sustanciales. En pocas ocasiones se supera el 5% de diferencia. Al estar trabajando con una tolerancia en fuerza del 5% parece lógico permitir esta desviación, por lo que de ahora en adelante se modelizan tanto los modelos de pórticos como los de edificios completos con el tamaño de la malla basta.

En cuanto a las condiciones de contorno, carece de sentido el estudio de la corrosión completa del armado inferior en los casos de nervios biapoyados. Es en los casos biempotrados donde se puede obtener información sobre la reserva de resistencia que le queda a los modelos, ya que con la coartación en las caras extremas, el nervio sigue soportando carga una vez se ha quedado sin armado. En este caso de nervios aislados, el mecanismo que colabora es claramente el efecto arco, como se puede observar en la figura 6.22. En los casos de modelos de edificios completos aparecen otros mecanismos de resistencia adicional, además del efecto arco en la dirección de los nervios.

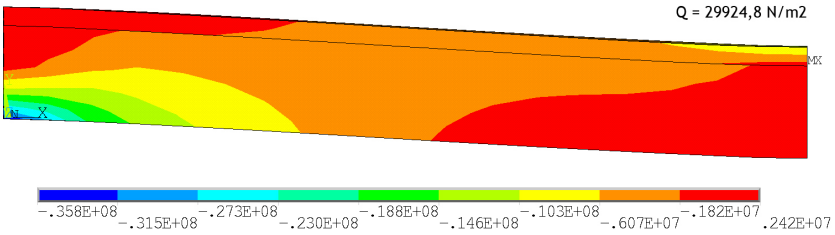


Figura 6.22. Efecto arco en el modelo B2 a la carga de 29924,8 N/m^2

A continuación, en la figuras 6.23. y 6.24. se representan las curvas carga-desplazamiento vertical en el centro de vano de los diferentes modelos.

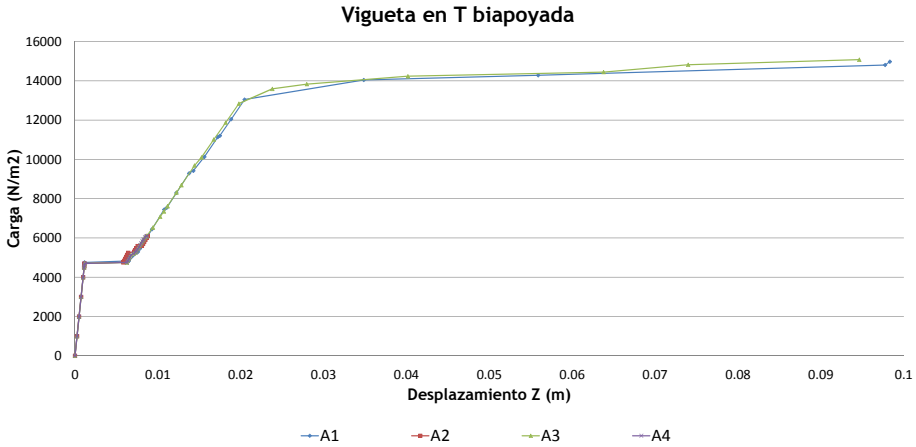


Figura 6.23. Curvas carga-desplazamiento del nervio biapoyado

En el caso del nervio biapoyado, cuando existe corrosión, el nervio colapsa inmediatamente.

En los otros dos casos, el A1 y el A3, que son los modelos sanos, se observa perfectamente el cambio del tramo elástico al plástico, con un cambio de pendiente evidente.

Gráficamente se confirma la poca diferencia de comportamiento que ofrecen estos nervios pese a la diferencia del tamaño de la malla, ya que ambas curvas van a la par en todo su recorrido.

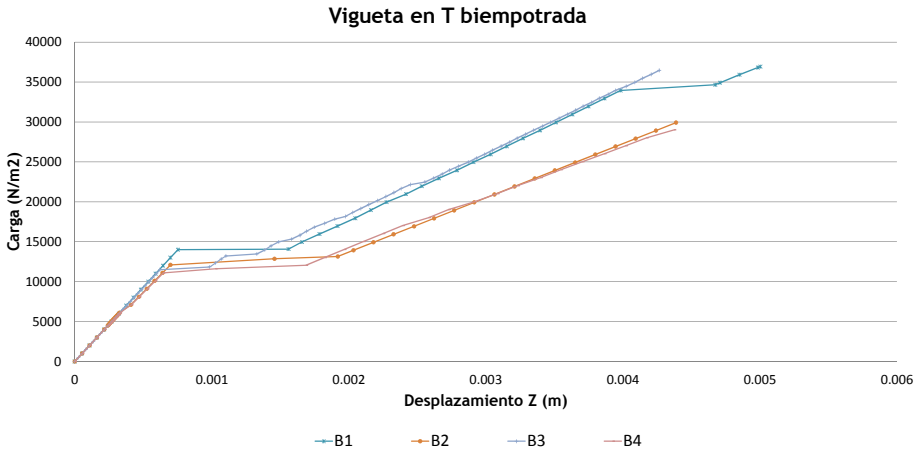


Figura 6.24. Curvas carga-desplazamiento del nervio biempotrado

En las curvas de la figura 6.24., que representan los modelos de nervios biempotrados, se aprecia de nuevo la poca diferencia que existe en la modelización del nervio con un tamaño u otro de malla.

Lo que sí que se ve muy bien en esta figura es el efecto de la corrosión, ya que los modelos B2 y B4 obtienen mayores deformaciones con menor carga, debido a la pérdida de rigidez al desaparecer el armado inferior.

6.1.5. Evolución de los patrones de fisuración

En este punto se quiere evaluar en detalle la evolución de los patrones de fisuración de un modelo de nervio en T biapoyado, para comparar el comportamiento de los nervios evaluados a flexión en el capítulo 5 con este nervio, que posee una mayor cabeza de compresión, al tener simulada la capa de compresión, de 5x69 cm^2.

Por lo general se espera obtener una evolución de la fisuración similar a los casos anteriores, pero interesa ver qué ocurre cuando existe una gran 'cabeza' de hormigón, que puede resistir mucha compresión, por lo que el armado inferior tiene mucha solicitación.

Efectivamente, como muestran las figuras 6.25 y 6.26, muy pronto aparecen las primeras fisuras por flexión, las cuales van progresando a lo largo de la longitud de la viga desde el centro del vano hasta el apoyo.

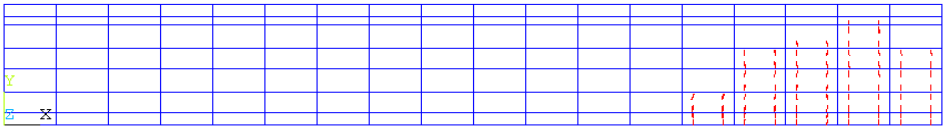


Figura 6.25. Primer estado de fisuración

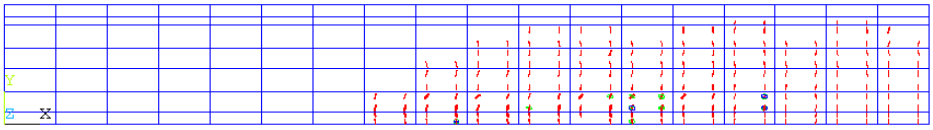


Figura 6.26. Progreso de las fisuras por flexión

Conforme va progresando el nivel de carga aplicado, tras estas fisuras por flexión, aparecen las fisuras por cortante (Figura 6.27.), ya que no se disponen estribos en el modelo. Como ya se ha comentado, estas fisuras aparecen en un plano inclinado 45º respecto del horizontal, partiendo del apoyo.

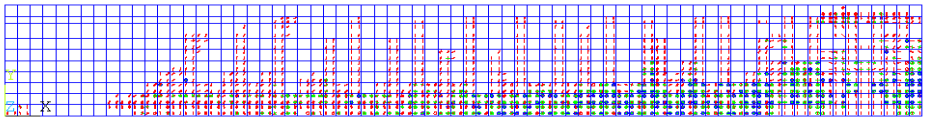


Figura 6.27. Aparición de las fisuras por cortante

Finalmente, aparecen las fisuras a tracción motivadas por la compresión y el aplastamiento en la capa superior de compresión (Figuras 6.28. y 6.29.). En este punto, la compresión es de tal magnitud en el hormigón de la parte superior de la sección y la tracción es tal en el armado inferior, que la sección falla.

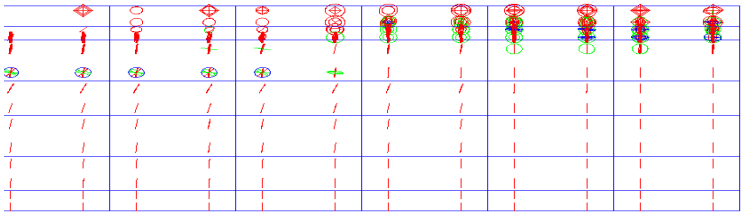


Figura 6.28. Aplastamiento y fisuración por compresión en alzado

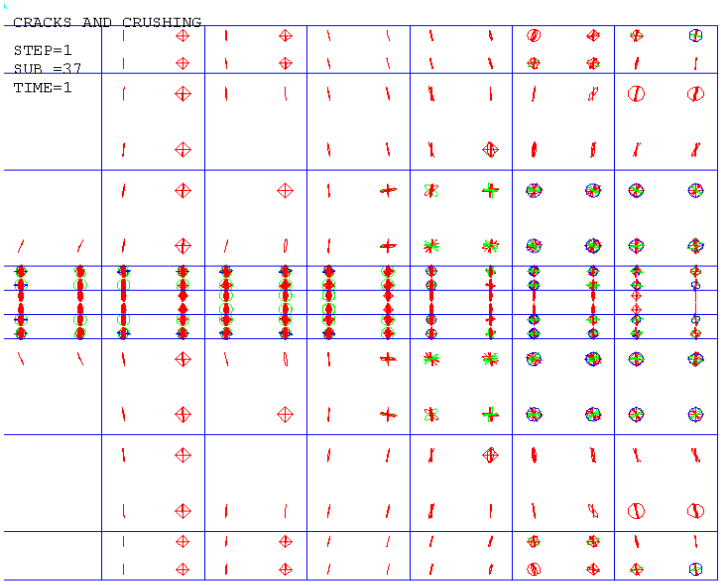


Figura 6.29. Aplastamiento y fisuración por compresión en planta

Se obtiene una simulación del nervio con un proceso convergente cuando el hormigón tiene un modelo multilineal elástico. Con una buena 'cabeza' de compresión superior, que asuma el esfuerzo de compresión, se puede dejar activa la opción de aplastar. Es una buena opción utilizar el criterio de Willam and Warnke. La aparición de la fisura se adivina inmediatamente en la distribución de las tensiones. Como se muestra en la figura 6.30., hasta empezar la fisuración, las distribuciones de tensiones en X son homogéneas, y al fisurar, la forma de distribuirse es más caótica.

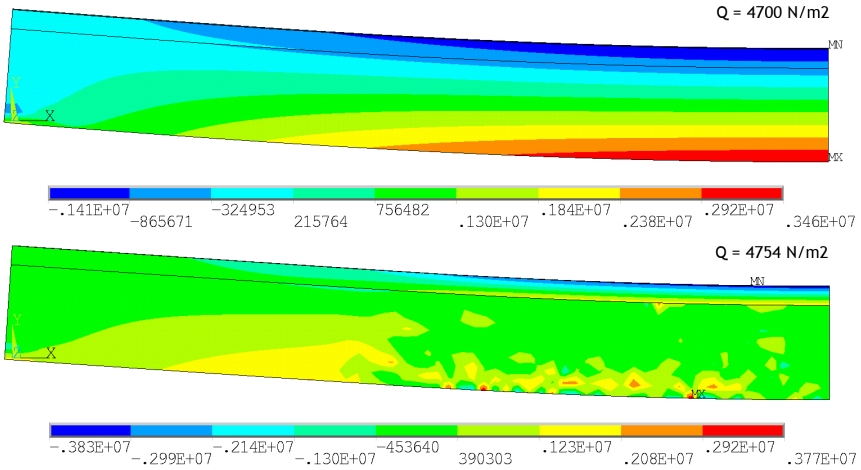


Figura 6.30. Distribución de tensiones en X antes y después de la fisuración

6.2. Pórticos de hormigón armado

En este segundo apartado del capítulo 6 se analizan los pórticos de hormigón armado. En el primer apartado se analiza el nervio que constituirá los forjados, y en este segundo apartado se simula y analiza el comportamiento de un pórtico. Los pórticos junto con los forjados constituirán los modelos de edificio completo, a falta de la fachada cerámica.

En diversos puntos de este trabajo se recuerda el objetivo fundamental, que no es otro que evaluar la seguridad residual en forjados unidireccionales en caso de existir corrosión severa. Debido a esto se simula el fallo de los nervios intencionadamente. Las vigas y los pilares, los pórticos, poseen dimensiones y armados con capacidad resistente de sobra para soportar los esfuerzos a los que van a estar sometidos en los modelos de edificio completo.

Debido a esto puede aparecer la preocupación de si el hormigón y el acero se han simulado adecuadamente para responder a las exigencias a las que está sometida una viga o un pilar. Por esta razón se ha elegido un pórtico estándar de seis plantas y tres vanos más voladizo. Aquí sí que se tiene cuidado en el dimensionado y el armado, y se somete al pórtico a una carga incremental hasta su colapso. De este modo se tiene constancia de que el comportamiento de los materiales está adecuadamente calibrado para simular elementos de vigas y pilares.

El espécimen de pórtico se ha elegido de entre los casos más habituales en la construcción de edificios. Se trata de un pórtico de vigas planas con sección de pilares creciente conforme se descienden plantas.

Como se ha avanzado en la introducción de este capítulo, el Apéndice II recopila la comparación del cálculo de este espécimen de pórtico mediante elementos finitos volumétricos con el software Ansys, y mediante el software CidCad (Pérez y Alonso, 2003). En el caso de cálculo con CidCad se ha modelizado cada barra por su linea neutra, asignándole propiedades como el material o la sección.

Se analiza en este capítulo completamente el comportamiento del pórtico, a nivel tensional, de deformaciones y de fisuración.

6.2.1. Modelización

La geometría del pórtico analizado se aprecia en la figura 6.31. Consiste en un pórtico de seis alturas, con una altura libre entre plantas de 2,64 m, por lo que las distancias verticales a ejes de vigas es de 2,94 m en todas las plantas a excepción de la planta baja, donde la altura hasta el eje de la viga es de 2,64 + 0,15 = 2,79 m.

Las luces de vigas, a ejes de pilares, son de 1,59 m de voladizo, 5,16 m, 3,78 m y 5,16 m respectivamente. Estas son las luces para el cálculo mediante el CidCad, que modeliza cada elemento por su línea neutra y realiza un cálculo elástico y lineal. Para el estudio en detalle a nivel de sección que se realiza en Ansys, las luces de los elementos serán las luces libres, a cara de pilares.

El pórtico se ha modelizado con la máxima precisión posible. De este modo, se ha modelizado el hormigón mediante elementos finitos volumétricos y el acero de armar mediante elementos lineales que ocupan la ubicación exacta real. En la figura 6.32. aparece representado el armado completo del modelo, a falta de el mallazo superior que se coloca en los forjados. El mallazo de la capa de compresión del forjado se simula mediante la colocación de acero disuelto en los elementos finitos volumétricos de hormigón que simulan los 5 cm superiores de las vigas planas, lo que correspondería con la capa de compresión al tener el forjado. La elección de representar el acero del mallazo superior de un forjado va encaminada a conseguir el comportamiento lo más real posible, ya que si existe este armado, de alguna forma intervendrá en el comportamiento, aunque tenga muy poca influencia. El armado disuelto se coloca en forma de una relación volumétrica en las 3 direcciones. Para representar un mallazo compuesto por 1ø5 c/25 cm en ambas direcciones, se calcula el área de acero y de hormigón que hay por metro de ancho de forjado, y se hace el cociente, resultando un valor de 0,00157.

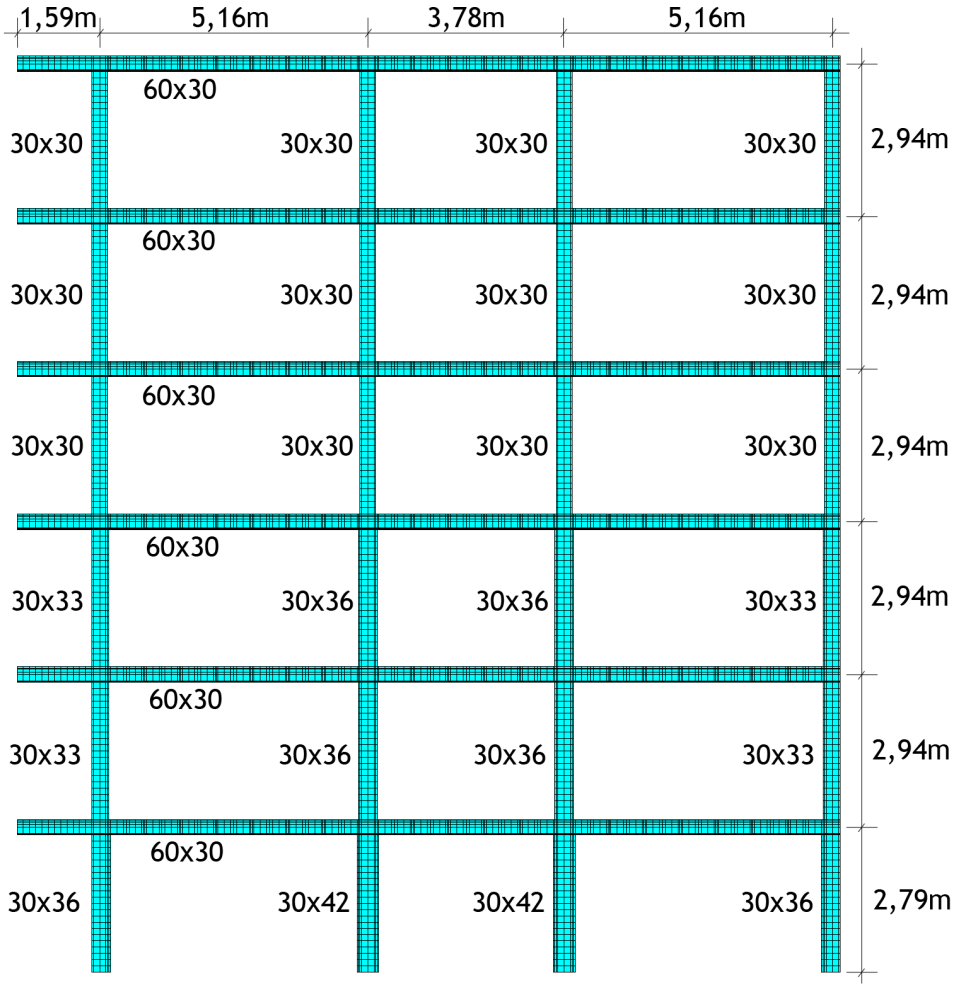


Figura 6.31. Geometría del pórtico analizado

Las vigas empleadas son planas de sección rectangular de 60x30 cm en todas las alturas. Los pilares tienen sección variable con la altura. Los pilares de la planta baja son de 30x36 cm^2 los extremos y de 30x42 cm^2 los intermedios. Los pilares de las plantas 1 y 2 son de 30x33 cm^2 los extremos y de 30x36 los intermedios. Y los pilares de las tres plantas superiores son todos de 30x30 cm^2 de sección.

Las vigas poseen 3ø12 como armado superior y un armado inferior compuesto por 3ø12 + 4ø16 en las partes de viga correspondientes al centro de vano; y

3ø12 + 4ø20 como armadura de negativos y 3ø12 + 4ø6 como armadura inferior en las zonas de viga que corresponden con los apoyos. El armado encargado de soportar los esfuerzos cortantes son estribos de 4 ramas con un redondo de 6 mm de diámetro. La separación existente entre los estribos es variable, como se puede apreciar en la figura 6.32., debido a que se juntan más en las zonas de máximo cortante. La separación oscila desde una separación máxima de 25 cm hasta una separación mínima en las zonas de máximo cortante de 9 cm.

Los pilares tienen sección variable, pero el armado es en todos el mismo. La armadura longitudinal de los pilares son 4ø12 + 4ø6. Y la armadura transversal es un estribo de 6 mm de diámetro cada 24 cm de altura.

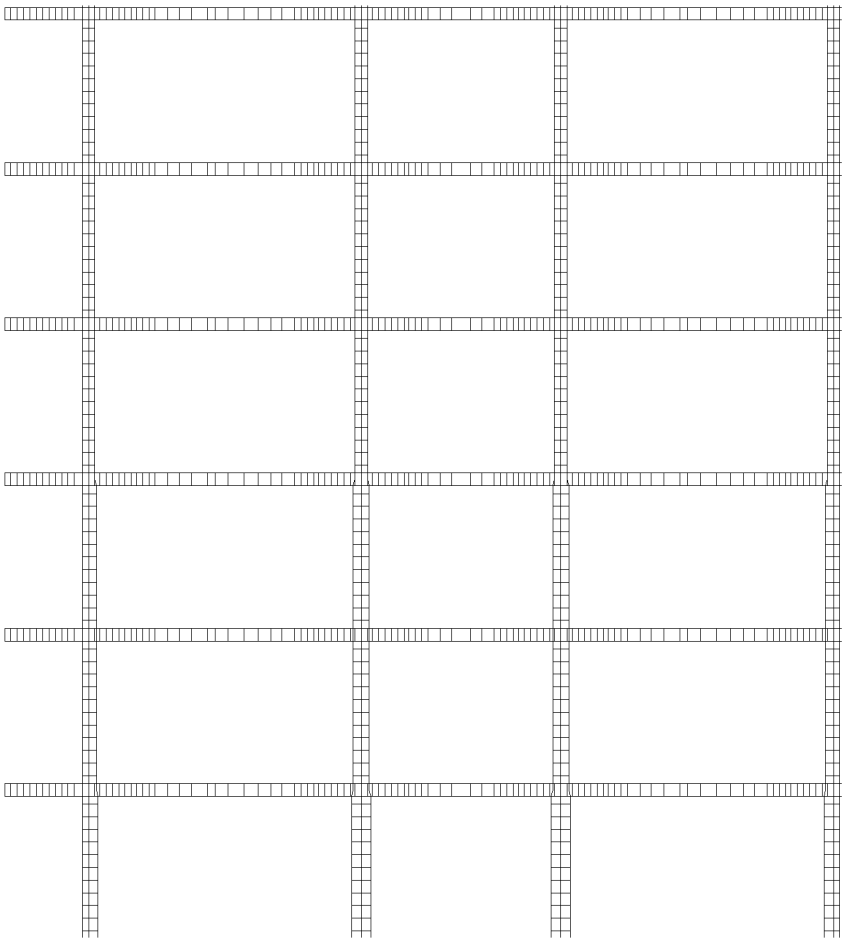


Figura 6.32. Armadura del pórtico analizado

Las secciones transversales de vigas y pilares, donde se muestra la sección y el armado de los distintos elementos en los distintos tramos, se adjuntan en la figura 6.33.

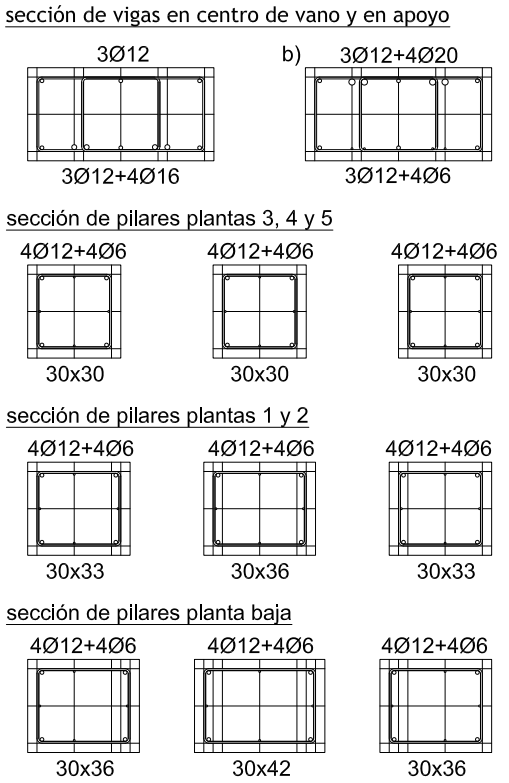


Figura 6.33. Secciones de pilares y vigas en los distintos tramos

6.2.2. Entrada de datos

Este pórtico de hormigón armado está constituido por materiales que se usan habitualmente en la obra. En concreto, al igual que en los casos de nervios analizados y que en los casos de edificio completo que se analizan en el próximo capítulo, se emplean el hormigón HA-30 y el acero de armar B-500-SD. En la tabla 6.1. aparece un resumen de las principales propiedades de ambos materiales.

La carga se aplica en una serie de pasos de carga, para poder extraer de forma precisa los resultados que se desean. En un primer paso de carga se simula la carga de servicio. Esta carga corresponde con 6.100 N/m^2. La elección de esta carga superficial en el forjado como carga de servicio está desarrollada en el

capítulo 7, pero básicamente es debido a la suma de las cargas permanentes y la parte cuasipermanente de la sobrecarga de uso.

Se pretende analizar el comportamiento del pórtico en la carga de servicio y previo a la rotura. Como en el próximo capítulo se modeliza un edificio completo con luces entre pórticos de 4,92 m, se hace la equivalencia de carga en los pórticos. Se supone un pórtico intermedio, es decir, que tenga forjado a ambos lados. La carga lineal sobre el pórtico en el momento que el forjado está cargado hasta 6.100 N/m^2 es igual a:

6.100 N/m^2 x 4,92 m = 30.012 N/m

Esta carga será la aplicada en los cálculos realizados con el programa CidCad, donde se simulan las barras como lineas. La comparativa entre los resultados obtenidos para este espécimen de pórtico mediante los dos programas de cálculo empleados en esta tesis doctoral se desarrolla en el Apéndice II.

En el caso de pórtico simulado en tres dimensiones (cálculo plástico y no lineal realizado con Ansys) se debe aplicar una carga superficial sobre la cara superior de las vigas. Como las vigas tienen un ancho de 0,60 m, la presión aplicada sobre las vigas es igual a:

30.012 N/m / 0,6 m = 50.025 N/m^2

Por tanto, en un primer paso de carga el pórtico se carga hasta 50.025 N/m^2. Una vez llegado a este punto se analiza el comportamiento en servicio del pórtico. Posteriormente se carga el pórtico hasta el colapso. Debido a problemas de convergencia se debe realizar un paso de carga hasta 160.000 N/m^2, debido a que desde esta carga hasta 170.000 N/m^2 aparece gran cantidad de fisuración en el hormigón y plastificación en la armadura. Aquí se debe colocar un paso de carga mucho más pequeño, para que consiga la convergencia. Después de los 170.000 N/m^2 se siguen cargando las vigas hasta el colapso.

6.2.3. Validación

En el capítulo anterior se ha validado el trabajo mediante la simulación por mímesis de estudios de diversos investigadores.

En este apartado 6.2.3. se valida el modelo propio del pórtico calculado en Ansys para asegurarse de que el modelo está respondiendo correctamente y que los materiales empleados en el pórtico simulado son aptos para representar un comportamiento real.

En el apéndice II se comparan resultados del pórtico estudiado obtenidos con dos programas informáticos distintos, labor que también sirve para validar.

En este punto se analiza únicamente la viga de planta baja, en todos sus tramos. Los tramos se numeran de izquierda a derecha, siendo el voladizo el tramo 1.

Las comprobaciones que se realizan son el equilibrio de fuerzas y de momentos. Si se satisfacen ambas comprobaciones en todos los tramos significa que la convergencia es correcta.

La primera comprobación es sencilla, únicamente se comprueba que la suma de las reacciones verticales en las secciones de la viga que están a cara de los pilares sea igual al valor total de carga que hay sobre este tramo de la viga.

En la segunda comprobación se emplean los valores de momentos negativos en los extremos de cada tramo y los valores de momentos positivos en centro de vano. La semisuma de los valores negativos en valor absoluto más el valor de momento positivo debe ser muy similar al valor de momento isostático de una viga biapoyada, es decir $ql^2/8$. En el caso del voladizo esta comprobación es distinta, el valor de momento negativo en el extremo empotrado debe ser igual a $ql^2/2$, valor igual a la fuerza por la distancia.

Tramo 1 - Voladizo

En la figura 6.34. se muestran los valores de cortante y momento en la sección del extremo empotrado del voladizo.

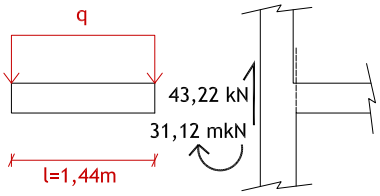


Figura 6.34. Solicitaciones en el tramo 1

En la comprobación 1, la operación es $V_1 = q \cdot b \cdot l$, donde V_1 es el valor de cortante, q es la carga repartida superficial sobre el modelo tridimensional, b es el ancho de la viga, y l es la luz libre del voladizo.

$V_1 = q \cdot b \cdot l$

$43,22 = 50,02 \cdot 0,6 \cdot 1,44$

$43,22 = 43,22$

Esta comprobación se cumple a la perfección.

Para comprobar el equilibrio de momentos, la operación es $M = q \cdot l^2/2$, donde M es el valor del momento en la sección de la viga que enrasa con la cara del pilar, q es la carga repartida lineal sobre el modelo plano, y l es la luz libre del voladizo.

Por tanto, se necesita el valor de carga lineal, que es de 30,012 kN/m.

$M = q \cdot l^2/2$

$31,12 = 30,012 \cdot 1,44^2/2$

$31,12 = 31,12$

La segunda comprobación también se cumple perfectamente en el voladizo.

Tramo 2

Continuando con la viga de planta baja, se indican los valores de cortantes y flectores obtenidos con Ansys en las secciones extremas del tramo 2 en la figura 6.35.

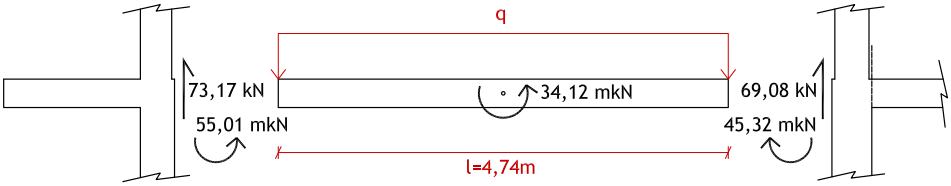


Figura 6.35. Solicitaciones en el tramo 2

Comprobación 1 (carga vertical)

$V_1 + V_2 = q \cdot b \cdot l$

$73,17 + 69,08 = 50,020 \cdot 0,6 \cdot 4,74$

$142,26 = 142,26$

Comprobación 2 (equilibrio de momentos)

$(M_1 + M_2)/2 + M_{cv} = q \cdot l^2/8$

$(55,01 + 45,32)/2 + 34,12 = 30,012 \cdot 4,74^2/8$

$84,29 = 84,29$

Se cumplen perfectamente las dos comprobaciones en el tramo 2.

Tramo 3

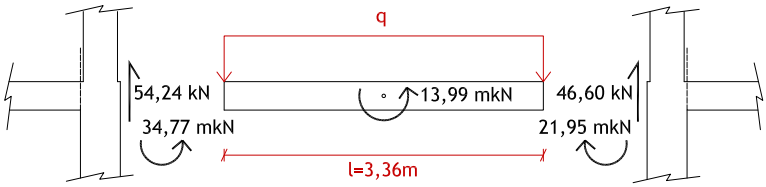


Figura 6.36. Solicitaciones en el tramo 3

En la figura 6.36. pueden verse los valores de las solicitaciones en el tramo 3 de la viga de planta baja.

Comprobación 1 (carga vertical)

$V_1 + V_2 = q \cdot b \cdot l$

$54,24 + 46,60 = 50,020 \cdot 0,6 \cdot 3,36$

$100,84 = 100,84$

Comprobación 2 (equilibrio de momentos)

$(M_1 + M_2)/2 + M_{cv} = q \cdot l^2/8$

$(34,77 + 21,95)/2 + 13,99 = 30,012 \cdot 3,36^2/8$

$42,40 = 42,40$

De igual manera se cumplen las dos comprobaciones en el tramo 3.

Tramo 4

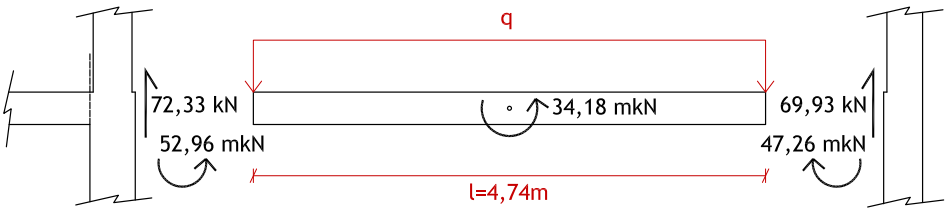


Figura 6.37. Solicitaciones en el tramo 4

Comprobación 1 (carga vertical)

$V_1 + V_2 = q \cdot b \cdot l$

$72,33 + 69,93 = 50,020 \cdot 0,6 \cdot 4,74$

$142,26 = 142,26$

Comprobación 2 (equilibrio de momentos)

$(M_1 + M_2)/2 + M_{cv} = q \cdot l^2/8$

$(52,96 + 47,26)/2 + 34,18 = 30,012 \cdot 4,74^2/8$

$84,29 = 84,29$

Realizando las dos comprobaciones en el tramo 4 se aprecia que se cumplen.

Llegados a este punto, se ha demostrado que el pórtico está en equilibrio de cargas y de momentos, por tanto se pueden extraer conclusiones de los resultados al ser estos válidos.

6.2.4. Resultados

A continuación se adjunta una recopilación de los resultados más significativos para el caso del pórtico, obtenidos para una carga previa al colapso de 200.000 N/m^2. En las figuras 6.38. y 6.39. se representan los desplazamientos verticales y en X del pórtico.

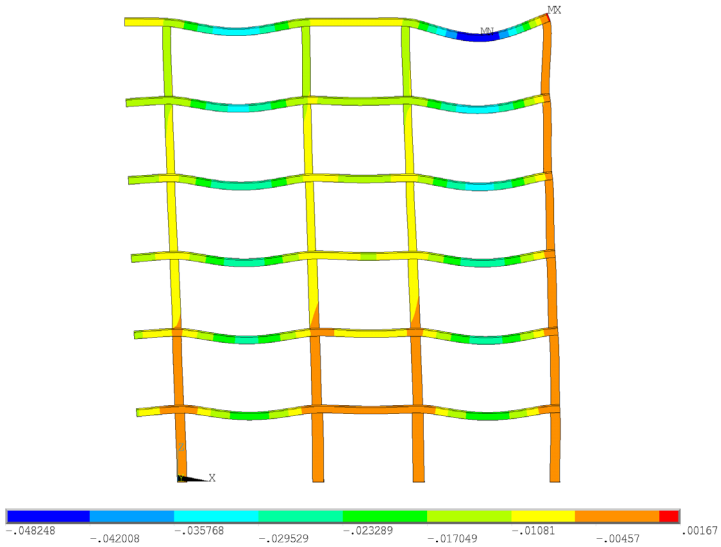


Figura 6.38. Deformada vertical del pórtico a 200.000 N/m^2 de carga

La deformada vertical está evaluada a una carga muy grande, casi la carga de colapso, por tanto estas deformaciones no permiten mantener en uso la estructura. Únicamente se está analizando el Estado Límite Último.

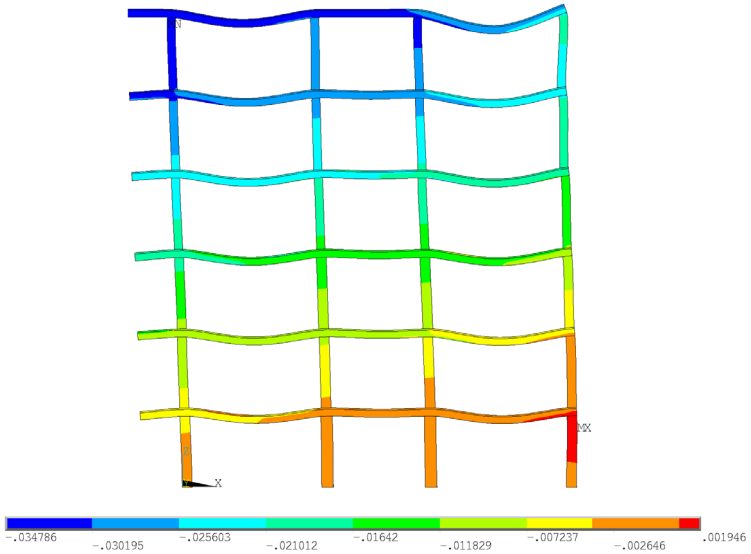


Figura 6.39. Desplazamiento en X del pórtico a 200.000 N/m^2 de carga

En el voladizo o el tramo de viga de menor luz no se llega a los 2 cm de deformada vertical. En las luces mayores se alcanzan deformadas más grandes con forme se va subiendo en altura, debido a la menor coartación. Los pilares en la planta baja están empotrados en el terreno, y los pilares de la planta superior no tienen continuidad por arriba. Debido a esto la viga de la planta superior es la que posee mayores deformaciones, y con forme se va bajando se disminuyen las deformaciones, por la coartación del resto de la estructura que va quedando por arriba. A medida que se asciende, los tramos de viga con mayor luz, los tramos 2 y 4, poseen mayor deformada, y el voladizo y el tramo 3 poseen menor deformada, debido a la mayor deformación de sus tramos contiguos, que estiran de éstos.

La máxima deformada vertical se alcanza en el centro del tramo 4 de la viga superior, alcanzando los 4,82 cm.

En cuanto a los desplazamientos horizontales cabe destacar la inclinación hacia la izquierda que sufre el pórtico. Esto es debido al voladizo, que al cargarlo verticalmente tiende a girar el pilar contiguo hacia la izquierda, con lo que estira el pórtico completo.

Se alcanza un desplazamiento horizontal máximo en la punta del voladizo de la planta superior igual a 3,47 cm.

A continuación se evalúan las tensiones en X y en Z del pórtico analizado. En la figura 6.40. se observan las tensiones a lo largo de la directriz de las vigas. Las mayores tracciones y compresiones aparecen en la zona del centro de vano y en la zona de los pilares. En estas ubicaciones se concentran las tensiones, con lo que cuando se grafía todo el conjunto aparece la mayor parte del modelo en un tono.

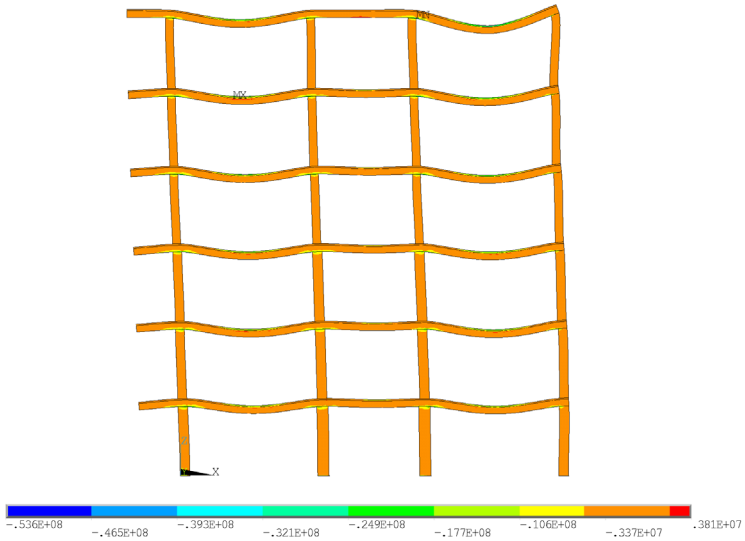


Figura 6.40. Tensiones en X del pórtico a 200.000 N/m^2 de carga

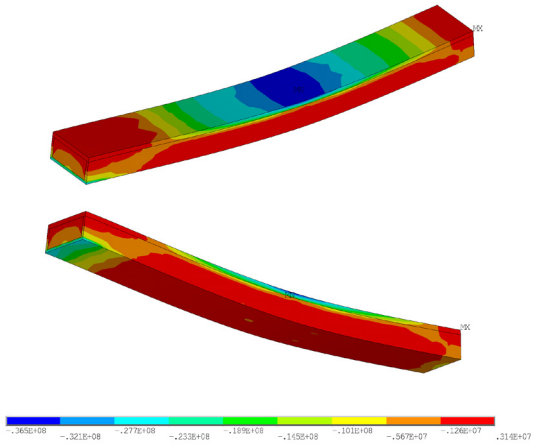


Figura 6.41. Detalle de las tensiones en X de la viga extrema superior

Para evitar esto y poder ver más en detalle la distribución de tensiones en la figura 6.41. se muestra un detalle de la viga superior en su tramo extremo sin voladizo, siendo este tramo de esta viga el que más deformación vertical alcanza. En esta figura se aprecia en color naranja la compresión que llega a los apoyos mediante el efecto arco.

Para finalizar con este apartado de resultados, se añaden los diagramas de esfuerzos axiles en las barras de acero de refuerzo (Figura 6.42.) y el estado de plastificación en estas barras a la carga de 200.000 N/m^2 (Figura 6.43.).

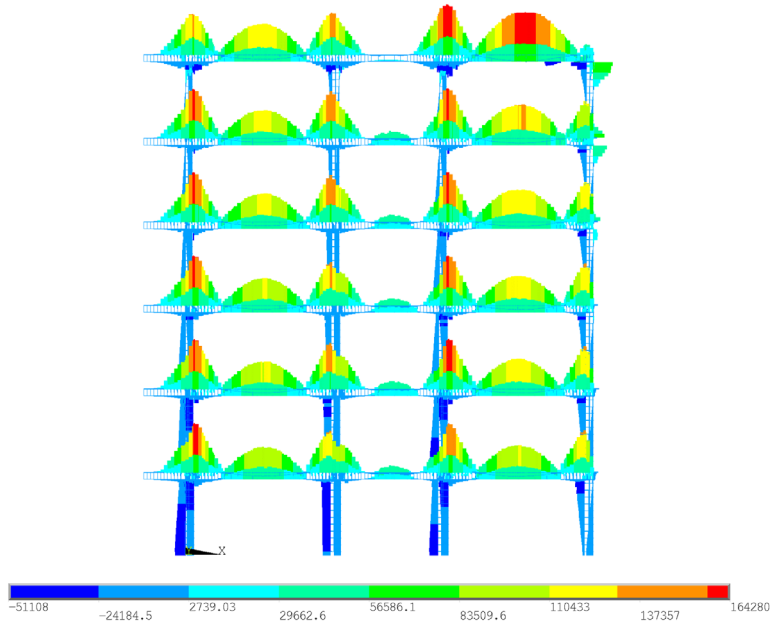


Figura 6.42. Esfuerzos axiles en el acero de refuerzo a 200.000 N/m^2

Aparecen axiles de hasta 51 kN a compresión y de hasta 164 kN a tracción. Las barras de mayor diámetro empleadas en el armado de las vigas es de 20 mm de diámetro. Son estas barras las que soportan las mayores tracciones, tanto en los apoyos como en los centros de vano.

En realidad lo que ocurre inicialmente es que el hormigón trata de soportar todos los esfuerzos, tanto de tracción como de compresión. Cuando se supera la resistencia a tracción del hormigón, éste se fisura, y entra a resistir entonces las tracciones el acero. La evolución de los patrones de fisuración en el pórtico a medida que se incrementa la carga se analiza en el último apartado de este capítulo. A medida que se va cargando la estructura las barras de

acero ubicadas en las zonas traccionadas van aumentando su axil. Llegado un momento superan el tramo de comportamiento elástico del acero y empiezan a plastificar. Llegados a este punto las deformaciones no son recuperables. De cara a permanecer la estructura en servicio esto es inaceptable.

En la figura 6.43. se observa la deformada plástica en las barras de acero. En el momento en que en un tramo de viga se forme una rótula en cada apoyo y otra en el centro del vano, se transforma en un mecanismo y la viga colapsa. La ubicación de las armaduras plastificadas indican la formación de estas rótulas plásticas. A la carga de 200.000 N/m^2 ya se aprecian las tres rótulas en el tramo 4 de la viga superior.

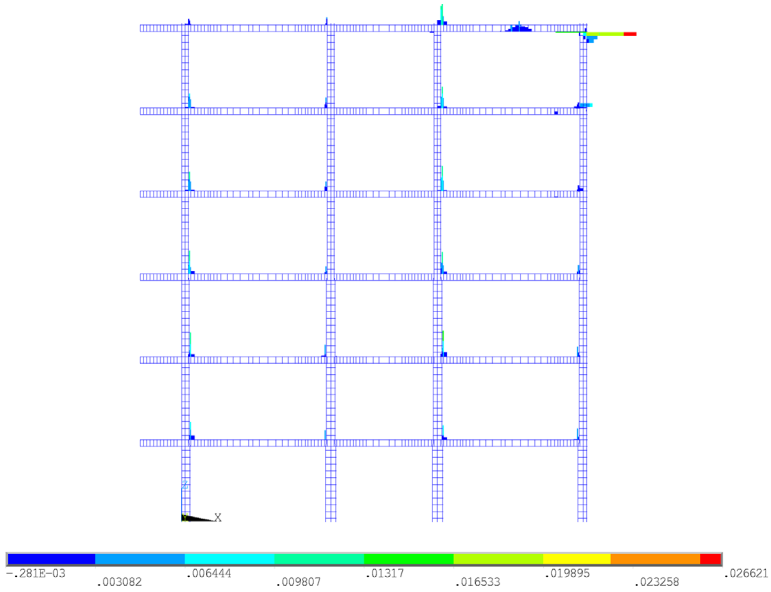


Figura 6.43. Deformación plástica en el acero de refuerzo a 200.000 N/m^2

6.2.5. Análisis y discusión de los datos obtenidos

Los objetivos de este apartado son la comparación de las curvas carga-desplazamiento en diferentes puntos del pórtico y el análisis del cortante en una sección de la viga.

a) Curvas carga-desplazamiento

En cuanto a las curvas carga-desplazamiento, se compara entre el desplazamiento vertical en diversos puntos del pórtico. Los puntos representados se muestran en la figura 6.44. Debido al gran abanico de puntos posibles a

analizar, se ha centrado el estudio en detalle, tanto del desplazamiento como del cortante, a la viga de planta baja. Se podría realizar de forma análoga el estudio completo de todos los puntos representativos de todas las vigas.

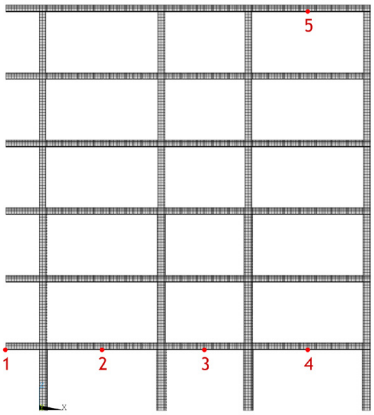


Figura 6.44. Puntos representados en las curvas carga-desplazamiento

Se ha añadido la curva del punto 5, al ser éste el que posee mayor deformación, de cara a comparar esta curva con las demás.

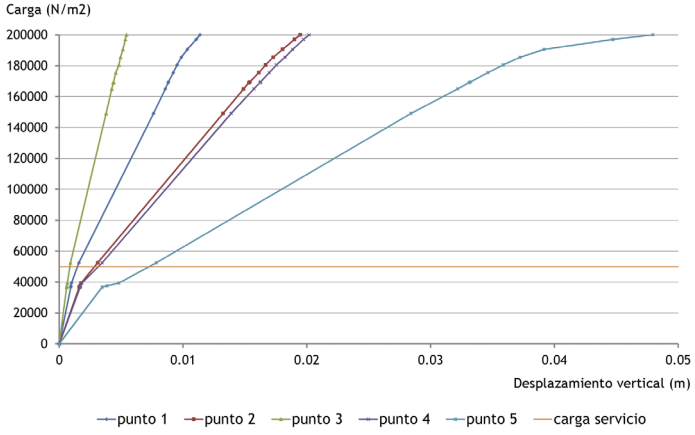


Figura 6.45. Curvas carga-desplazamiento vertical

Observando las curvas carga-desplazamiento vertical de la figura 6.45. lo primero que llama la atención es que a la carga de servicio, 50.020 N/m^2, la viga

ya ha sobrepasado el tramo elástico. Esto se aprecia al aparecer el cambio de pendiente de todas las curvas por debajo de la linea naranja, que marca la carga de servicio. En la figura 6.38. se representa gráficamente el desplazamiento vertical que experimenta el pórtico a la carga de 200.000 N/m^2.

Los tramos 2 y 4 de las vigas son los que mayor deformación vertical presentan, aspecto lógico debido a que poseen mayor luz. En la viga de planta baja experimentan un descenso en centro de vano muy similar, que alcanza prácticamente los 2 cm. El extremo de voladizo experimenta menor deformada incluso que el tramo 3 de la viga, que tiene menos luz que el resto de tramos.

La curva que representa el desplazamiento vertical del punto 5, el centro de vano del tramo extremo sin voladizo de la viga superior, alcanza una gran plastificación y deformada, debido en gran parte a la falta de continuidad de estructura por arriba. Hay que recordar que plastifica el armado longitudinal del pilar extremo derecho en su parte superior, convirtiéndose en una de las rótulas que causaban el fallo del pórtico (Figura 6.43.).

En la figura 6.46. se representa el desplazamiento horizontal del extremo del voladizo de la viga superior, de forma que se aprecia el gran desplazamiento horizontal que alcanza.

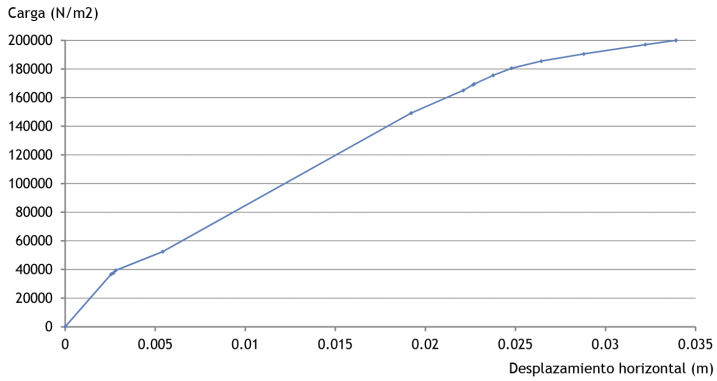


Figura 6.46. Desplazamiento horizontal del extremo del voladizo superior

A la carga de 200.000 N/m^2 sobre la superficie de las vigas el pórtico experimenta un vuelco hacia el lado en que posee los voladizos tal que alcanza un desplazamiento horizontal en el extremo del voladizo superior del entorno de los 3,5 cm. Esta carga superficial en el modelo tridimensional equivale a una carga lineal sobre las vigas de 120.000 N/m, al ser las vigas de 0,6 m de ancho.

En la figura 6.39. se observa gráficamente el desplazamiento horizontal que sufre el pórtico en su conjunto a la carga de 200.000 N/m^2.

b) Validación del cortante

El objetivo de este segundo apartado del análisis y discusión de los datos obtenidos es estudiar el cortante, para entenderlo y validar el comportamiento a cortante del modelo.

En teoría, debido al decalaje de la ley de esfuerzos, la máxima solicitación a cortantes se resiste a una distancia de $v = 0{,}50\ z$, siendo z el brazo de palanca, en los casos de estribos verticales y bielas formadas a 45º (Jiménez y otros, 2004). El ángulo de las bielas se comprobará posteriormente observando la fisuración.

Por motivos de brevedad, se analiza el extremo izquierdo del tramo 4 de la viga de planta baja. El resto de tramos se puede evaluar de forma análoga.

Para comenzar con el estudio del cortante es necesario recordar la analogía de la celosía (Figura 6.47.), donde aparece un cordón longitudinal comprimido en el bloque de hormigón comprimido, un cordón longitudinal traccionado en la armadura de tracción, un conjunto de barras de alma comprimidas (bielas) que materializa los campos de las tensiones de compresión en el alma de la pieza, y un conjunto de barras de alma traccionadas (tirantes) que, en general, se corresponden con la armadura de cortante. Esta celosía tiene una geometría definida por el brazo mecánico z (distancia entre los ejes de los cordones longitudinales), el ángulo de inclinación α de la armadura transversal o de cortante (tirantes) y el ángulo θ de inclinación de las bielas comprimidas del alma, que es también la inclinación de la fisuración oblicua (Perepérez y Barberá, 2005).

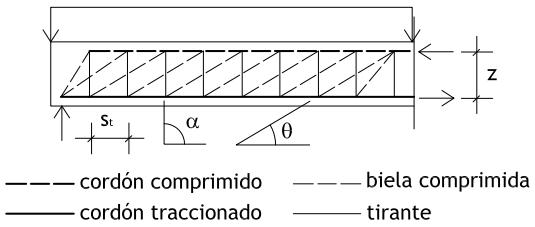


Figura 6.47. Analogía de la celosía (Perepérez y Barberá, 2005)

La comprobación que se realiza en esta investigación es evaluar la sección en la que se absorbe mayor cortante a la carga previa al colapso, para ver qué parte se lleva el acero y qué parte el hormigón.

Los estribos en la zona de máximo cortante tienen una separación de 12 cm. Se evalúan los tres primeros estribos a partir de la sección de arranque de la viga, es decir, los estribos que se encuentran a 12, 24 y 36 cm de la cara del pilar.

La forma en que se procede es estudiar los axiles a los que están sometidos los tramos verticales de los estribos. Ésta será la parte del cortante que absorbe el acero. Se busca el plano de estribado más solicitado. Una vez se ha localizado se obtienen los valores de cortantes en esa misma sección, pero en el hormigón. Se integran estos valores y se obtiene el valor total de cortante que absorbe el hormigón.

Se realiza el análisis a una carga cercana al colapso, a 200.000 N/m^2, lo que equivale a una carga lineal sobre las vigas de 120.000 N/m. Observando los sumatorios de axiles en los estribos se aprecia que el segundo plano de estribado, situado a 24 cm de la cara del pilar de PB, es el que está más solicitado. El primer plano de estribado (+12 cm), el segundo (+24 cm) y el tercero (+36 cm) poseen un axil total de 9.222,98 N, 27.413,98 N y 14.421,68 N respectivamente.

En la figura 6.48. se muestra el cortante al que está sometida la sección de la viga que está enrasada con el pilar de planta baja (V_0) y la sección que está a 24 cm (V_1).

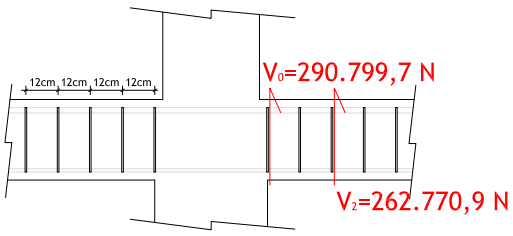


Figura 6.48. Cortantes en el tramo 4 de la viga de PB a 200.000 N/m^2

En la figura 6.49. se observa la distribución de cortantes en el hormigón de la sección situada a +24 cm. Aparece un valor máximo y mínimo de 1,1 MPa y -3,11 MPa respectivamente. Al integrar estos valores a lo largo de la superficie resulta un valor de 234.890,677 N, que es la parte de cortante que absorbe el hormigón.

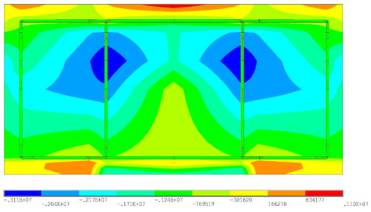


Figura 6.49. Cortantes en el hormigón de la sección a 24 cm del pilar con una carga de 200.000 N/m^2

Se puede ver que para elevados valores de carga, debido a la fisuración del hormigón y a la plastificación de algunas barras de acero, se forman una especie de bielas de compresión en la sección transversal de la viga también.

La suma de la parte de cortante que absorbe el acero en esta sección (27.413,98 N) y la que absorbe el hormigón (234.890,677 N) da un valor de 262.304,66 N, valor muy aproximado al valor de cortante total que aparece en esta sección (262.770,9 N).

El estado de fisuración cuando se alcanza esta carga se muestra en la figura 6.50. Aparece la viga muy fisurada y una gran cantidad de fisuras por cortante. Se ha medido aproximadamente el ángulo de la fisuras por cortante, que corresponde con el ángulo de las bielas de compresión, resultando un ángulo de 36º, con lo que difiere 9º de los 45º supuestos inicialmente.

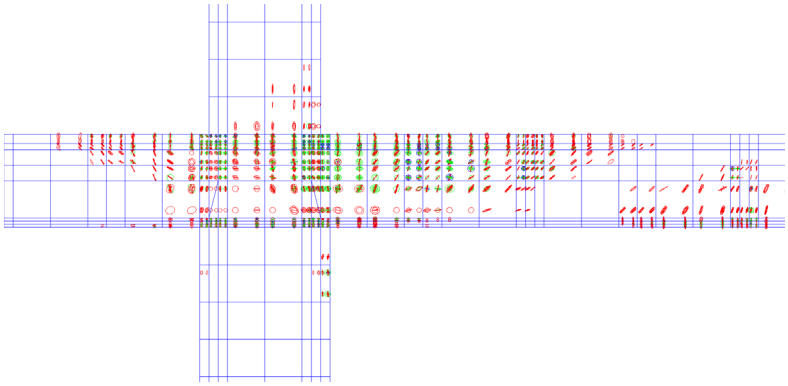


Figura 6.50. Estado de fisuración a la carga previa a la de colapso

6.2.6. Evolución de los patrones de fisuración

De igual forma que se realizará con los modelos de edificios completos con distintos tipos de forjados en el próximo capítulo, se acaba el estudio de los pórticos con el análisis de la evolución de los patrones de fisuración conforme se aumenta la carga, hasta llegar al colapso. Se representan en esta tesis los pasos más significativos, en los que aparece un nuevo tipo de fisuración o en el que avanza considerablemente alguna de ellas.

A la carga de 37.516,2 N/m^2 sobre las vigas, ya aparece fisuración en el tramo 4 de la viga de la planta superior, sobre todo en la zona del pilar extremo que está sometida a mayor tracción (Figura 6.51.).

Cuando se llega a 52.452,6 N/m^2 aparece fisuración ya en todas las zonas de positivos y negativos de los tramos largos de todas las vigas (Figura 6.52.).

Con 99.607 N/m^2 de carga se extienden todos los tipos de fisura y aparece fisuración en la zona superior del empotramiento de los voladizos (Figura 6.53.).

Al alcanzar una carga de 121.608 N/m^2 ya se ha fisurado también el centro de vano del tramo más corto de todas las vigas (Figura 6.54.).

Se puede observar un estado de fisuración previo al colapso para una carga de 197.018 N/m^2 en la figura 6.55.

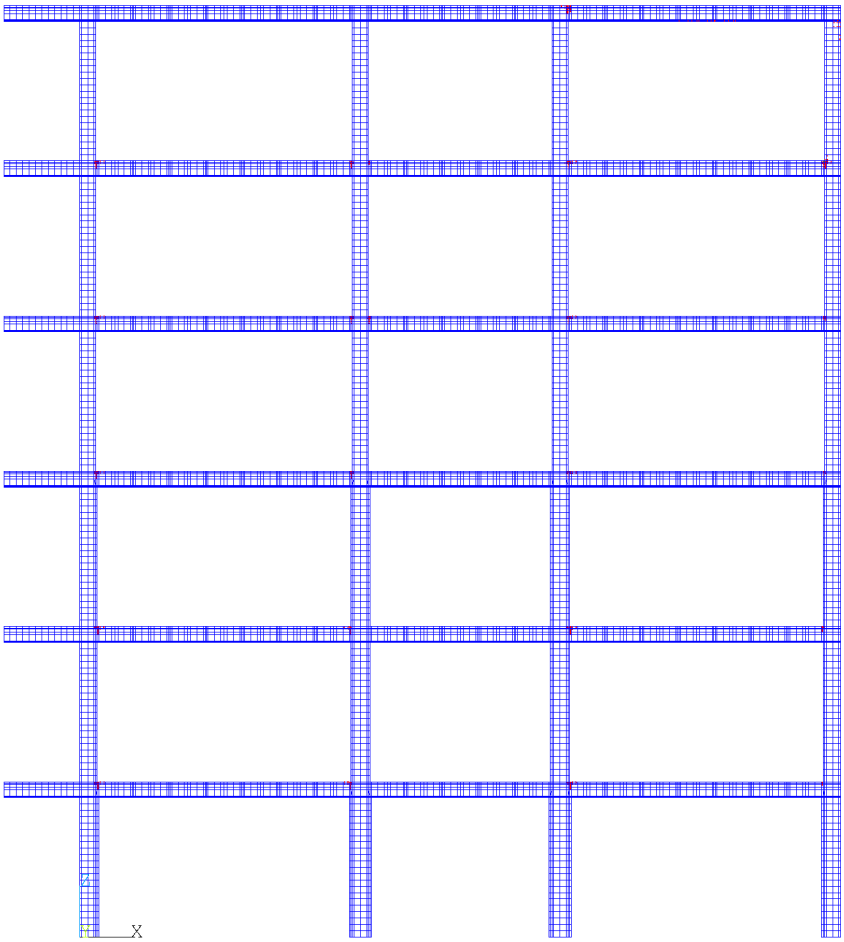


Figura 6.51. Estado de fisuración a la carga de 37.516,2 N/m^2

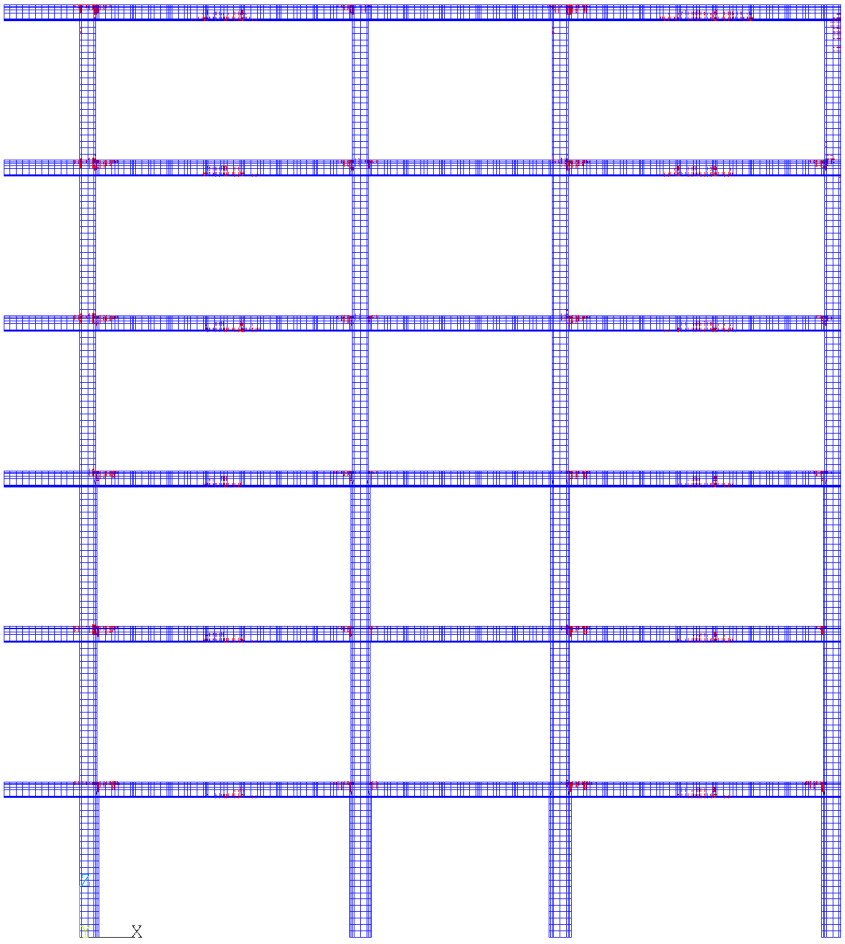


Figura 6.52. Estado de fisuración a la carga de 52.452,6 N/m^2

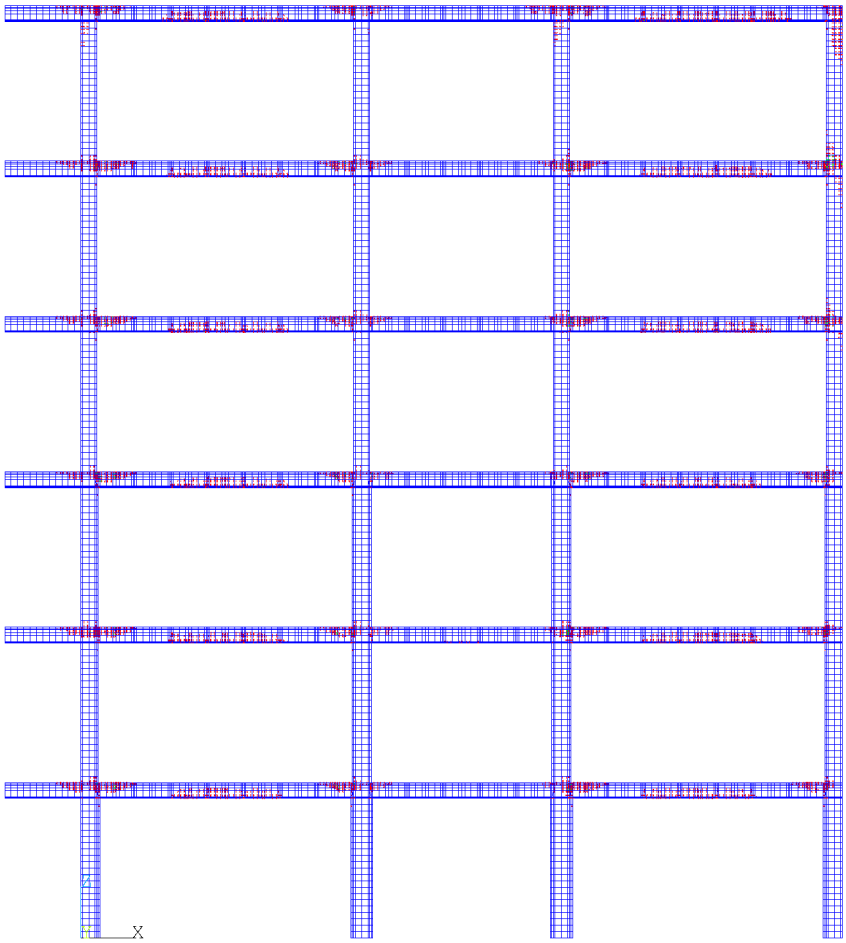


Figura 6.53. Estado de fisuración a la carga de 99.607 N/m^2

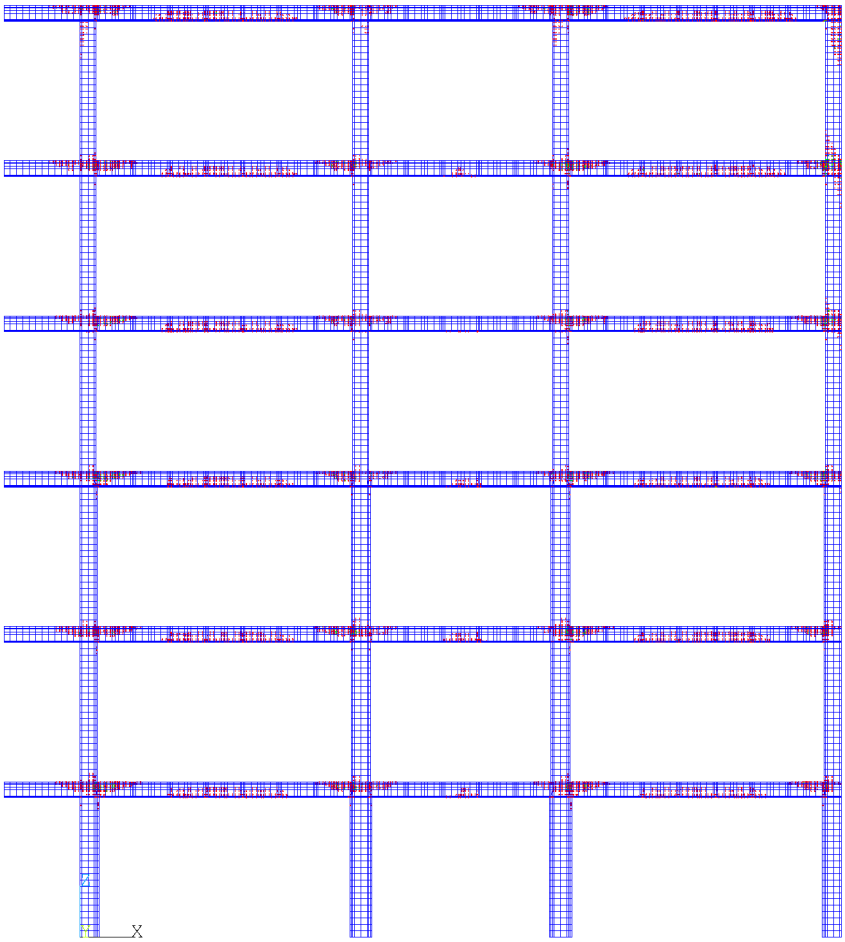


Figura 6.54. Estado de fisuración a la carga de 121.608 N/m^2

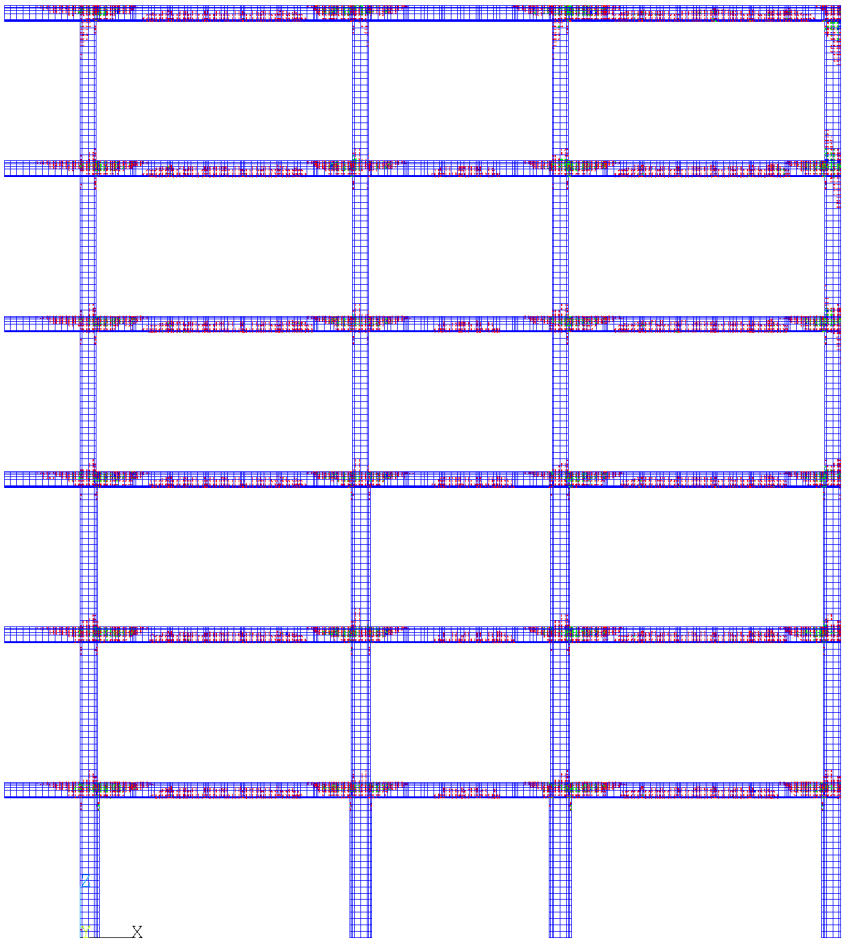


Figura 6.55. Estado de fisuración a la carga de 197.018 N/m^2

7. Seguridad de los forjados dañados

En el Capítulo 6 se estudian en profundidad los elementos estructurales simples que van a formar parte después de los modelos de edificios completos, como son los nervios o los pórticos. El objetivo final de esta tesis doctoral cabe recordar que es evaluar la seguridad remanente en forjados unidireccionales en caso de existir corrosión en el armado inferior de los nervios, tanto en los casos de nervios armados in situ como en los casos de nervios pretensados.

En este capítulo se analizan los modelos completos de edificios, donde los forjados que se evalúan en profundidad están en el lugar que ocupan en la realidad, en el conjunto de una estructura. De este modo se analizan los forjados en supuestos de estructura sana o en supuestos de estructura con corrosión de nervios, teniendo éstos las condiciones de contorno que tienen en la realidad.

El estudio se realizará tanto para forjados armados como para forjados pretensados. Es necesario apuntar que se han analizado numerosos casos de desperfectos en edificios con forjados pretensados, debido a la potenciación de la corrosión de los torzales por el empleo del cemento aluminoso, ampliamente extendido en los años 50-70 debido al 'boom' de la construcción. Debido a la gran cantidad de peritaciones que se han realizado y que continuarán realizándose en los forjados unidireccionales de viguetas prefabricadas pretensadas, el estudio de la seguridad remanente realizado para estos casos en los apartados 7.2. y 7.3. resulta muy interesante.

Se estudian forjados pretensados de 30 cm y de 25 cm de canto con corrosión. En España, durante la época del amplio empleo de viguetas prefabricadas de cemento aluminoso, se construyeron muchos edificios con forjados de 25 cm de canto. Debido a esto se le presta atención y se le dedica un apartado.

Por otro lado, no se ha realizado un estudio sistemático y de peritación en los forjados armados. Debido a que el número de situaciones patológicas en estos forjados es mucho menor, se podría considerar que este apartado no es útil, pero todo lo contrario, resulta interesante ya que sí que existen casos de daños por corrosión, aunque en menor número, y, lo que parece más importante, analizando la seguridad remanente en los forjados armados se puede realizar una comparación entre los forjados armados y pretensados.

7.1. Forjados armados

Siguiendo con el análisis de casos estructurales cada vez más complejos, es el momento de analizar los forjados unidireccionales armados in situ. Para analizarlos de la forma más real posible, se considera que estos forjados están en su posición final, formando parte del conjunto de una estructura.

Se incluye en la modelización la fachada cerámica, ya que es un elemento muy importante en el comportamiento real del conjunto de la estructura, al rigidizar los pórticos exteriores, y en definitiva, todo el perímetro. Después de evaluar los diferentes casos de forjados, para acabar este apartado, se compara la evolución de los patrones de fisuración del forjado intermedio de un caso sin corrosión en el que se haya modelizado la fachada cerámica y de un caso en el que no aparezca la fachada. De este modo se pone en evidencia la importancia de haber modelizado la fachada para evaluar la seguridad, ya que influye en gran manera en los resultados obtenidos.

Las propiedades de los materiales empleados son las acordadas en el Capítulo 4.

En este apartado, se simula una estructura completa de una geometría dada, siempre la misma, y se analiza la seguridad remanente que queda en el caso de que la estructura esté completamente sana, y lo que interesa más, la seguridad remanente que queda en caso de existir diversos grados de daño. El presente trabajo se centra en los casos de daños extremos, con la desaparición total de la armadura, ya que es el caso en que quedará menos seguridad. Cabe recordar en este punto que la motivación de esta tesis doctoral es la observación de casos en los que los nervios tienen el armado inferior totalmente cortado debido a la corrosión y el desprendimiento del recubrimiento inferior de hormigón.

Se simula una corrosión en la armadura inferior de varios paquetes de nervios. Se corroen tres nervios contiguos en los diferentes cuadrantes que existen en la planta del edificio, entendiendo un cuadrante como el tramo de forjado que queda entre cuatro pilares, y se corroen también los paños completos, entendiendo como paños los tramos que quedan entre pórticos.

Se ensaya numéricamente todo el edificio dañado de forma precisa, con todas sus dimensiones espaciales reales y las posiciones exactas de los elementos y las armaduras, con los valores medios de caracterización de los materiales y en todo su rango de carga. Se incluye el comportamiento real de los materiales, la no linealidad, el planteamiento del equilibrio en la estructura deformada, la fisuración y el aplastamiento del hormigón, la plastificación y la fluencia del armado.

En este apartado se analiza la capacidad de carga residual de un forjado unidireccional realizado con nervios armados, en el que algunos de ellos o incluso todos, tienen la armadura inferior completamente corroída. La corrosión de la armadura es el daño que más influye en la durabilidad de las estructuras de hormigón.

En algún edificio real con corrosión, incluso en el caso de tener todas las armaduras inferiores de todos los nervios corroídas, el forjado no presenta

una deformada alarmante ni un alto grado de fisuración en tabiques o solados, dando la sensación de que la estructura es capaz de soportar las acciones.

En esta investigación se han realizado simulaciones de un prototipo de esta tipología con diferentes armaduras corroídas, donde se mantiene una elevada relación de carga última respecto a la carga de servicio, cuando la corrosión afecta a un máximo de tres nervios contiguos. Esto corresponde con la experiencia de los casos reales inspeccionados.

En base a estas simulaciones realizadas con el software de cálculo mediante elementos finitos Ansys, se evalúa la capacidad remanente de una estructura dañada, en modelos del edificio completo y con todas las características lo más próximas a la realidad.

7.1.1. Modelización

El modelo analizado consiste en un edificio genérico de viviendas de tres plantas de altura, tres vanos en la dirección de las vigas y tres vanos en la dirección de las viguetas, con luces convencionales. La estructura es porticada, realizada con vigas planas y forjado unidireccional de nervios armados in situ. Se selecciona este caso debido a que es el más habitual, y las conclusiones extraídas de esta investigación sirven para un mayor número de casos construidos. Se pretende evaluar el índice de seguridad en caso de corrosión total del armado de los nervios. Para obtener los resultados lo más próximos a la realidad posibles y poder estudiar los mecanismos de resistencia adicionales que aparecen, se modeliza el hormigón mediante elementos finitos volumétricos y el acero de armar con elementos finitos lineales. El modelo está realizado con total precisión, construyendo los elementos de hormigón y ubicando las armaduras de acero corrugado en su posición exacta.

Aprovechando que se analiza un edificio con doble simetría se ha modelizado un cuarto del edificio. Existen numerosos estudios que aprovechan las simetrías de los modelos en el cálculo mediante elementos finitos (Hu y otros, 2003)(Huang y otros, 2002)(Mirmiram y otros, 2000)(Schneider, 1998)(Shahawy y otros, 2000). Aplicándole correctamente las condiciones de contorno en las simetrías y las condiciones de apoyo en el terreno, se obtienen los mismos resultados que si se hubiera modelizado todo el modelo, pero con un menor coste computacional.

Las figuras 7.1. y 7.2. permiten conocer la geometría del modelo analizado. Se trata de un edificio de tres alturas, de 2,64 + 0,30 m de forjado cada una de ellas. La estructura es porticada de tres vanos, tanto en la dirección de las vigas como en la de las viguetas. Los pilares tienen una sección de 30x30, y las vigas son planas de 60x30, con unas luces de 4,47 – 5,22 – 4,47m. Las luces en la dirección de las viguetas son de 4,92 – 4,92 – 4,92 m. Las luces están medidas a eje de pilares. El intereje del forjado es de 69 cm.

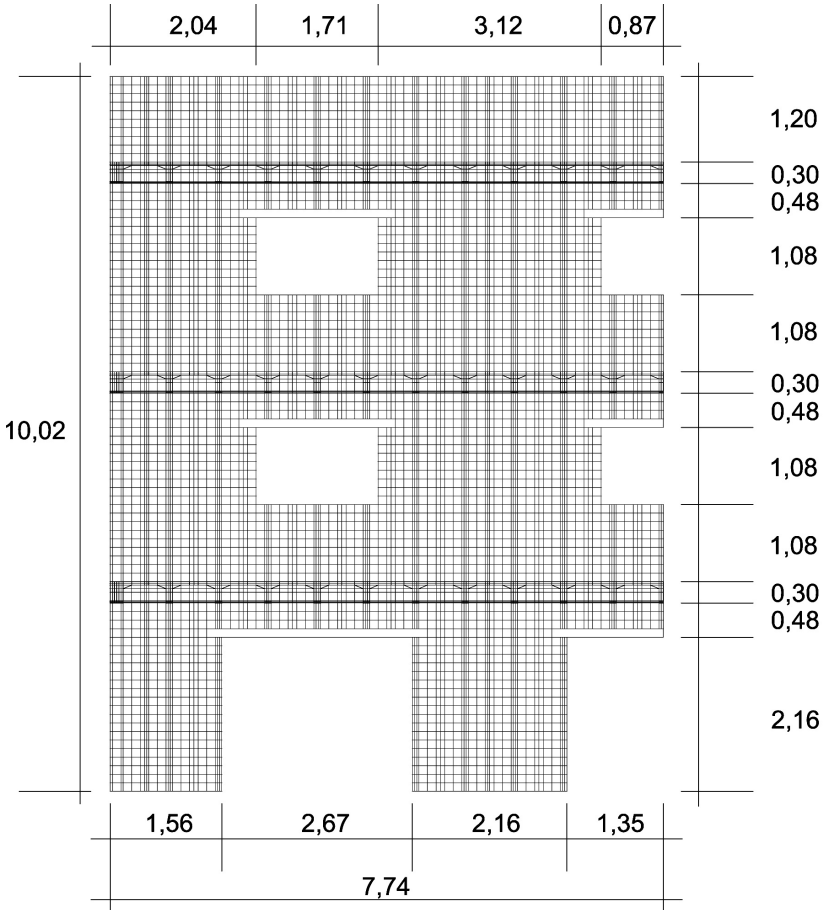


Figura 7.1. Geometría del cuarto de modelo vista en alzado

Se ha incorporado en el modelo la fachada cerámica. Esta fachada descansa sobre los forjados y tiene unas aberturas de dimensiones habituales (ventanas de 1,71x1,08 m^2 y puertas en la planta baja de 2,67x2,16 m^2, correspondientes a viviendas y bajos comerciales respectivamente). El espesor acumulado de la fábrica es de 18 cm, ya que el muro del caso analizado es un muro a la capuchina, compuesto por una hoja exterior de ladrillo de 11 cm, una cámara de aire con su aislamiento correspondiente, y una hoja interior de ladrillo de 7 cm de espesor. El antepecho de la azotea tiene una altura de 1,20 m.

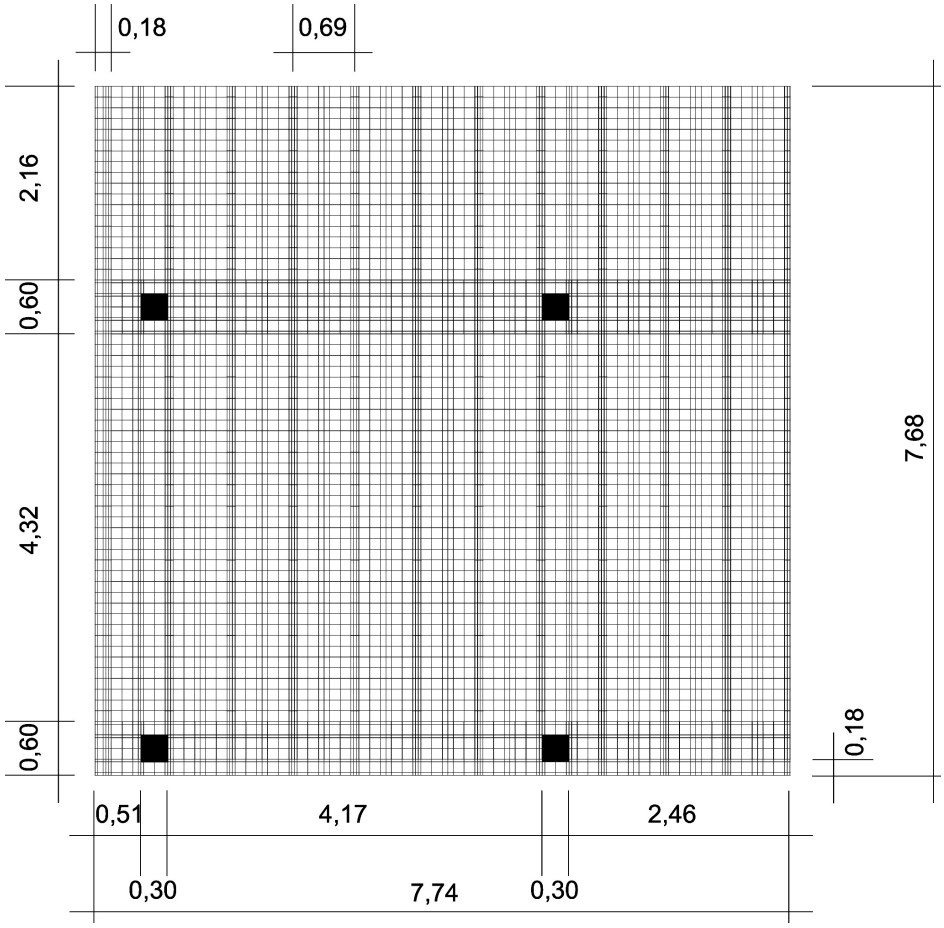


Figura 7.2. Geometría del cuarto de modelo vista en planta

El armado elegido para las vigas y los pilares es un armado muy habitual, y se muestra en la figura 7.3.

En resumen, las dimensiones geométricas y armado de los modelos son:

-Altura libre: 2,64 m

-Luces vigas a eje de pilares: 4,47 – 5,22 – 4,47 m

-Luces nervios a eje de pilares: 4,92 m

-Intereje del forjado: 69 cm

-Canto forjado: 0,30 m

-Losa superior de forjado de 5 cm con mallazo de 5 mm cada 25 cm, como armadura disuelta

-Nervios: 9x25, 2Ø10 en la parte inferior y 2Ø10 como armadura de negativos

-Vigas: 60x30, 3Ø12 + 4Ø16 en centro de vano, 3Ø12 + 4Ø20 en apoyo, estribos 4Ø6 con separación variable cada 12 cm como mínimo

-Pilares: 30x30, 4Ø12, estribos Ø6 cada 24 cm

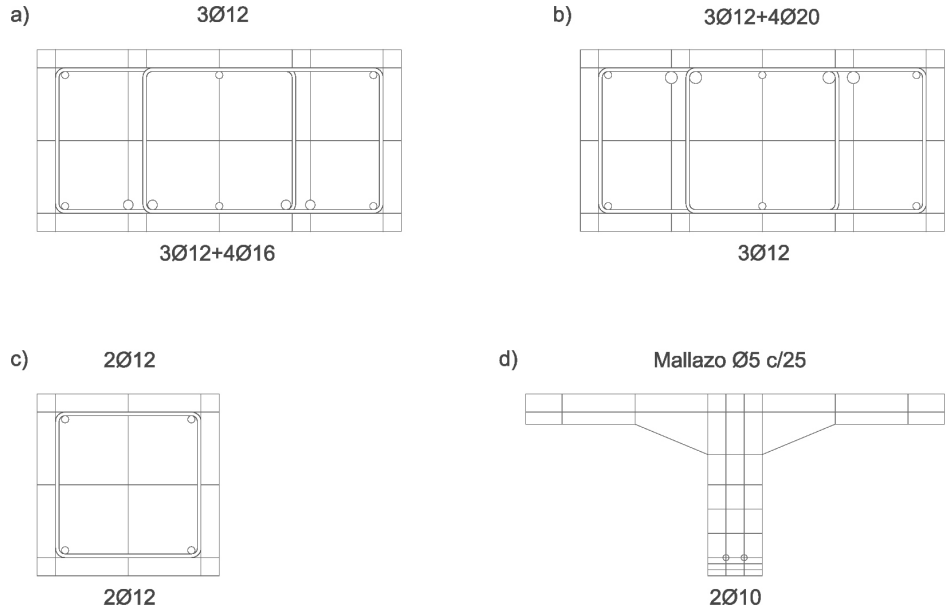


Figura 7.3. Armado de vigas en el centro de vano (a) y en los apoyos (b), armado de pilares (c) y armado de nervios (d)

Se modeliza el mallazo de la losa superior del forjado de forma disuelta. Con el fin de representar la realidad de la forma más exacta posible, se tendrá en cuenta la colaboración del mallazo a efecto resistente.

Se implementa el mallazo disuelto con un ratio acero/hormigón incorporado a los elementos Solid65 que representan la capa de compresión.

La armadura correspondiente al mallazo que se emplea es 1Ø5 c/25 cm. Esto es lo mismo que decir que hay 4Ø5 por metro de ancho, en ambas direcciones del forjado.

Se calculan las áreas correspondientes de hormigón y acero de un metro de ancho de capa de compresión, para posteriormente hacer el cociente.

$$Acero: \quad A_{4\emptyset 5} = 4\left(\pi\frac{d^2}{4}\right) = \pi \cdot (0{,}005)^2 = 7{,}854\, e^{-5}\, m^2$$

$$Hormigón: \quad A = b \cdot h = 1 \cdot 0{,}05 = 0{,}05\, m^2$$

$$Relación\ \left({}^{acero}/_{hormigón}\right) = \frac{7{,}854\, e^{-5}}{0{,}05} = 0{,}00157$$

7.1.2. Entrada de datos

Se pretende dejar claros dos aspectos muy importantes a la hora de sacar conclusiones del estudio y que éstas sean fácilmente entendibles e identificables.

Por una parte es necesario detallar muy bien el proceso de entrada en carga y aparición de los elementos constructivos. Se crean una serie de pasos de carga, para simular con precisión la aparición de los diferentes elementos constructivos en el momento en el que aparecen realmente y así tener unos resultados lo más próximos a la realidad posibles. Se pretende realizar simulaciones bastante reales, en la medida de lo posible, para analizar factores de seguridad remanente. Cuanto mejor se simule la realidad los resultados son más certeros. Es decir, la estructura de hormigón armado aparece en una primera fase, con su peso propio, y posteriormente aparecen la fachada, con su peso, el peso propio de la tabiquería y la sobrecarga de uso. Es fundamental tener en cuenta este proceso.

Por otra parte, se define el catálogo de modelos simulados de donde se sacan resultados, para poder extraer conclusiones a nivel global.

a) Proceso de entrada en carga y aparición de los elementos resistentes

Las cargas que se le han aplicado al modelo son:

- Peso propio del forjado: 3.500 N/m^2
- Peso del solado: 1.000 N/m^2
- Peso de la tabiquería: 1.000 N/m^2
- Valor cuasipermanente de la sobrecarga de uso: Ψ2 x Sobrecarga = 0,3 x 2.000 N/m^2 = 600 N/m^2

Sumando todas estas cargas se obtiene el valor de 6.100 N/m^2. Se evalúa la seguridad respecto a esta carga, aplicando únicamente 600 N/m^2 de sobrecarga de uso para tener el estado de 'coeficiente de seguridad unidad'. Los 600 N/m^2 es el valor de sobrecarga de uso que es superado durante el 50% del tiempo de referencia (MV, 2006). En un paso posterior, se carga la estructura hasta el colapso. Los primeros 1.400 N/m^2 son necesarios para cumplir la ley. El índice de seguridad o factor de carga se obtiene haciendo el cociente del valor de carga superficial que acepta un modelo a una deformada dada entre el valor de carga de 6.100 N/m^2.

Las cargas y elementos constructivos se han aplicado según su orden de aparición en la realidad, de la forma siguiente:

-Estructura portante: elementos finitos tridimensionales de hormigón y elementos barra que representan las armaduras en su posición real.

-Peso propio la estructura de hormigón armado (3.500 N/m^2).

-Peso del solado (+1.000 N/m^2 = 4.500 N/m^2): con 4.500 N/m^2 todavía no se ha construido ni la tabiquería ni la fachada, ni ha entrado la sobrecarga de uso. A partir de esta carga empieza a producirse la flecha activa respecto a la tabiquería.

-Nacimiento de la fachada: aparece en este momento porque es cuando se construye en la realidad. Entra su peso propio y ayuda a resistir las cargas debido a la gravedad. Se modeliza esta fachada en el momento adecuado para que aporte la rigidez tanto para impedir el giro como el descenso de los elementos estructurales.

-Peso de la tabiquería (+1.000 N/m^2 = 5.500 N/m^2): el peso propio de la tabiquería aparece como una presión en la cara del forjado.

-Sobrecarga de uso cuasipermanente (+600 N/m^2 = 6.100 N/m^2): el valor de la sobrecarga de uso, según el CTE (MV, 2006) y el EC-1 (AENOR, 1998) es de 2.000 N/m^2, pero para evaluar la seguridad remanente del forjado, se aplica primero el valor cuasipermanente de la sobrecarga de uso ($\Psi 2$ x Sobrecarga = 0,3 x 2.000 N/m^2 = 600 N/m^2). Es el valor de sobrecarga de uso que es superado durante el 50% del tiempo de referencia (MV, 2006). Sumando todas estas cargas resulta un valor de 6.100 N/m^2, que sería la carga de servicio mínima que se debe exigir en situación accidental.

-Resto de la sobrecarga de uso (+1.400 N/m^2 = 7.500 N/m^2).

-Carga hasta el colapso: se carga en la zona de estudio, hasta el colapso.

Se evalúa la capacidad de carga remanente de los distintos modelos, tanto sanos como corroídos. Para evaluar la capacidad de carga de modelos con corrosión, se simula la pérdida completa de adherencia del armado inferior de

los nervios en el momento en que los forjados están cargados hasta 6.100 N/m^2. Además, se comparan curvas carga-desplazamiento en diferentes puntos del forjado.

b) Catálogo de modelos simulados

Como ya se ha mencionado, se simulan distintos modelos de un edificio completo de tres alturas. Se realizan simulaciones de todo el edificio sin corrosión y del edificio con problemas de corrosión en el forjado 2.

Se analizan modelos sanos de comprobación, para ver hasta qué valores de carga aguanta el modelo. Se trabaja el tema de la corrosión en el forjado 2 para tener una situación con continuidad tanto por abajo como por arriba, ya que el forjado 1 se encuentra coartado por el empotramiento de los pilares de planta baja en el suelo, y el forjado 3 no tiene pilares en la parte superior, luego no tiene continuidad por arriba.

En el tratamiento de la corrosión en el forjado 2 se realizan modelos en los que está totalmente corroída la armadura de positivos de tres nervios contiguos del centro de un recuadro o cuadrante y otros en los que están corroídos todos los nervios de un tramo o paño. Las figuras 7.4. y 7.5. muestran los distintos paños y cuadrantes de este forjado.

Se clasifican las simulaciones realizadas en una serie de casos. El caso A corresponde al modelo sano en el cual se carga hasta el fallo el forjado 2 completo. El caso B representa los modelos en los que aparece corrosión en el paño extremo, que es el que está modelizado en toda su longitud en el modelo del cuarto del edificio. Se estudia el caso de que esté sano (B.1), el caso de que todos sus nervios estén corroídos (B.2), el caso de corrosión en los tres nervios centrales del cuadrante en esquina (B.3), y el caso de corrosión en los tres nervios centrales del cuadrante en el que la simetría es paralela a las viguetas (B.4). El último caso, el caso C, simula la corrosión en el paño central, el que corta la simetría perpendicular a los nervios. Este caso también tiene cuatro modelos estudiados, el caso sano (C.1), el caso de corrosión completa en este paño (C.2), el caso de corrosión en los tres nervios centrales del cuadrante que corta la simetría perpendicular a las viguetas (C.3), y el caso de corrosión en los tres nervios centrales del cuadrante central, el que está en la doble simetría (C.4). Como puntos significativos existen el pto. 1, que es el central del cuadrante en esquina; el pto. 2, que es el central del cuadrante que corta la simetría paralela a los nervios; el pto. 3, que es el central del cuadrante que corta la simetría perpendicular a los nervios; y el pto. 4, que es el central del cuadrante que corta la doble simetría.

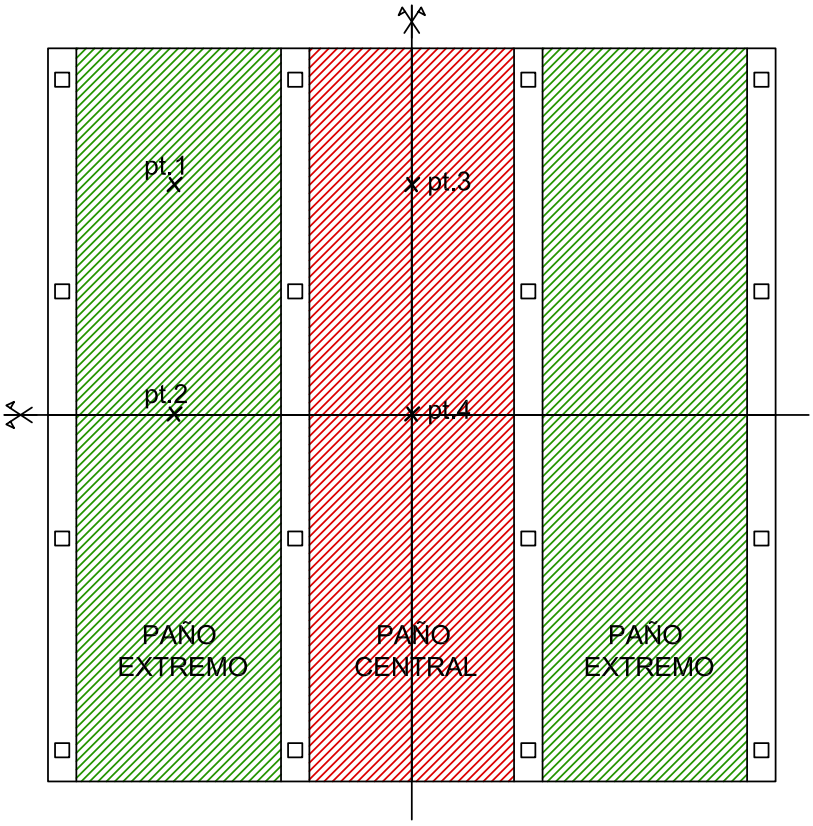


Figura 7.4. Forjado 2. Paños y puntos de análisis

Es importante mencionar que se cargan los tres forjados del modelo hasta 6.100 N/m^2, momento en que se simula la corrosión. En el caso sano, el A, se incrementa la carga hasta el colapso en todo el forjado 2. En los casos B, que presentan corrosión en el paño extremo, se cargan todos los forjados hasta 6.100 N/m^2, y después se continúa cargando hasta la rotura solo el paño extremo del forjado 2. Y, en los casos C, que presentan corrosión en el paño intermedio, se cargan hasta la carga de 6.100 N/m^2, y después se carga hasta la rotura el paño central del forjado 2 únicamente.

En las figuras 7.4. y 7.5. se observa la planta del forjado 2 en su totalidad, donde aparecen marcadas las simetrías. En los modelos simulados únicamente se han modelizado y calculado especímenes que corresponden a un cuarto del edificio. De este modo se ahorra una gran cantidad de tiempo de cálculo para el ordenador.

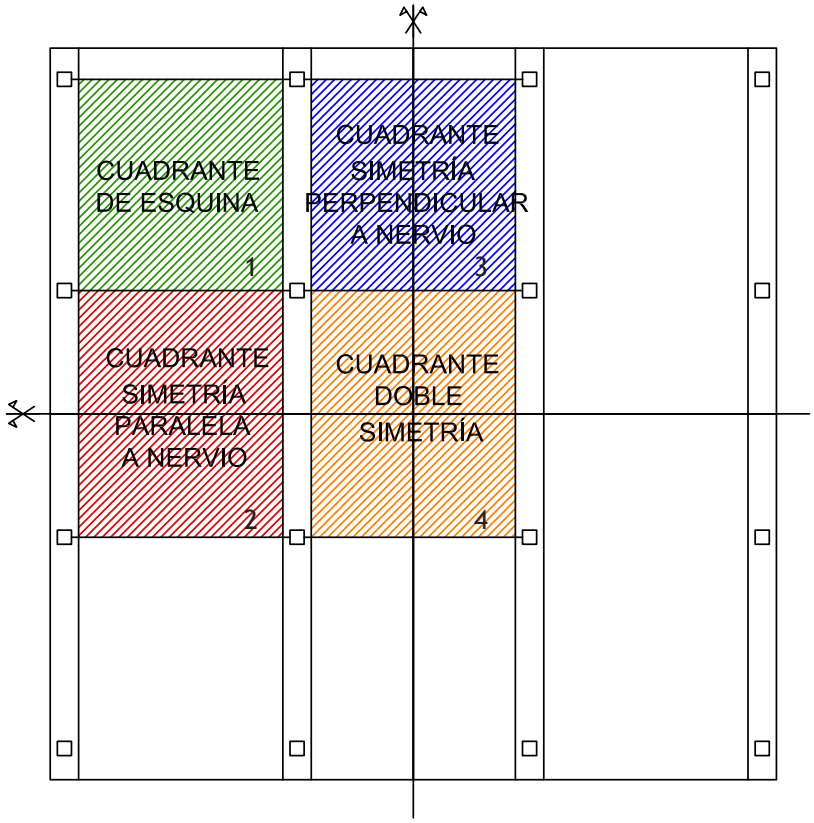


Figura 7.5. Forjado 2. Cuadrantes

7.1.3. Resultados

Debido a la gran cantidad de factores que intervienen en la reserva de resistencia, es conveniente considerar tanto el efecto de la reserva de resistencia sobre la respuesta global de la estructura, obtenida a partir de las relaciones de fuerza-deformación, así como las respuestas producidas por el análisis con empuje incremental (Vielma y otros, 2008).

Esto justifica la aplicación de la carga de forma incremental en el modelo del edificio completo, y la obtención de curvas carga-desplazamiento en puntos determinados de los forjados. Se comparan las curvas del modelo sin corrosión con los diversos modelos con pérdida completa de adherencia en los redondos inferiores de algunos nervios.

En esta investigación se analizan dos aspectos distintos en cada simulación. Por un lado se calcula la seguridad remanente mediante un Factor de Carga. Este factor de carga se basa en la flecha activa admisible respecto de la tabiquería, de la norma EHE-08 (MF, 2008). Basándose en este factor se puede estimar la seguridad que queda en un caso con corrosión.

Y, por otro lado, se simula la prueba de carga según ACI-318 (ACI, 2008). Para aceptar que un caso continúe en uso, se comprueba que cumple este ensayo. Si no lo cumple, se debe reforzar intensamente de forma previa a su nueva puesta en uso.

Caso	Carga máxima (N/m^2)	Def. vertical máxima (cm)	Factor de carga $Q_{f.adm}$ / $Q_{servicio}$
A	20.225	2,59	2,23
B.1	16.523	1,80	2,35
B.2	10.976	2,16	1,50
B.3	15.263	1,89	2,15
B.4	18.804	3,52	2,00
C.1	26.753	2,91	2,70
C.2	21.247	4,25	2,01
C.3	28.801	4,24	2,63
C.4	20.827	2,54	2,39

Tabla 7.1. Valores de carga máxima, deformada vertical máxima y factor entre la carga en la flecha total admisible y la carga de servicio para los diversos modelos

En la tabla 7.1. se muestran los resultados obtenidos con las simulaciones de los diferentes modelos analizados, tanto sanos como dañados. En todos los casos se cargan los tres forjados hasta 6.100 N/m^2, y llegados a este punto, se corroen algunos nervios y se cargan más las zonas afectadas por corrosión, hasta que se produce el colapso en el forjado 2.

Con el fin de cuantificar la seguridad remanente de cada uno de los modelos se analiza, en primer lugar, la flecha activa admisible respecto a la tabiquería (f_{aat}), que permite la EHE.

En las simulaciones realizadas, la flecha activa respecto a la tabiquería empieza a producirse a partir de la construcción de la fachada y la tabiquería, es decir, cuando los modelos están cargados con 4.500 N/m^2.

Por lo tanto, para poder evaluar los diferentes modelos cuando lleguen a la flecha total admisible (f_a), es necesario medir la deformada del forjado en el momento en que aparece la tabiquería (4.500 N/m^2) y calcular la flecha activa admisible respecto de la tabiquería (f_{aat}) según las luces de los modelos simulados que se permitirá a partir de este punto.

En cada uno de los cuatro puntos representativos del forjado 2 se mide la deformada vertical cuando se ha cargado hasta 4.500 N/m^2. A partir de esta deformada, se le permite descender el valor de la flecha activa admisible respecto de la tabiquería.

Para una luz de nervios entre ejes de pilares de valor igual a 4,92 m, la flecha activa admisible (f_{aat}) es de 1,23 cm, valor igual a L/400.

Al sumar la deformada en el momento en que aparece la tabiquería y la flecha activa admisible respecto a la tabiquería (f_{aat}) (1,23 cm) se obtiene un valor de deformada vertical. Éste es el valor de la flecha admisible (f_a) para cada punto del forjado.

En la tabla 7.2. se representan los valores de flecha a la carga de 4.500 N/m^2 y los valores de flecha total admisible (f_a).

	pto. 1	pto. 2	pto. 3	pto. 4
Dz a 4.500 N/m^2	1,39 mm	1,87 mm	1,33 mm	1,91 mm
f_a	1,369 cm	1,417 cm	1,363 cm	1,421 cm

Tabla 7.2. Valores de Dz a la carga de 4.500 N/m^2 y de f_a

El coeficiente de seguridad remanente se obtiene realizando el cociente entre la carga con la que cada modelo alcanza la flecha admisible (f_a) y el valor de la carga de servicio, 6.100 N/m^2 (valor de factor de seguridad unidad).

Se evalúa la seguridad remanente de este modo y no realizando simplemente el cociente entre la carga máxima soportada por cada modelo y el valor de la carga de servicio (6.100 N/m^2) porque se tiene en cuenta que de cara a poder utilizar estos criterios para la peritación real de edificios se deberá cumplir la normativa vigente, y en España la normativa EHE es muy clara respecto a la limitación de flecha activa respecto de la tabiquería. Hay diversos modelos simulados que aguantan mucha más carga, alcanzando deformadas de más de 4 cm, pero queda claro que este estudio no serviría para su aplicación como recomendaciones en la peritación. Además, es necesario recordar la dificultad de la convergencia con las tolerancias establecidas una vez se ha superado determinada deformada. Debido a esto, en algunos modelos se consigue mayor recorrido de la curva y en otros menos, por lo que no podía ser este el criterio

de evaluación de la seguridad remanente, el de la carga o el del desplazamiento máximo.

La norma americana ACI-318 (ACI, 2008) posee un apartado que evalúa la resistencia de estructuras existentes. Describe el proceso de realización de una prueba de carga para que una construcción pueda continuar en uso.

Determina la carga total del ensayo mediante la ecuación $Q_t = 0,85(1,4D+1,7L)$, siendo D el sumatorio de cargas permanentes y L las sobrecargas. En el caso modelizado, D es igual a 5.500 N/m^2, y L es igual a 2.000 N/m^2. Por tanto, la carga total del ensayo es igual a 9.435 N/m^2.

Si el incremento de flecha producido desde la existencia solo de cargas permanentes (5.500 N/m^2) hasta la carga final del ensayo (9.435 N/m^2) es menor o igual a $l_t^2/(20.000\ h)$, la estructura es apta para continuar en uso. En los modelos analizados en este apartado, con una luz de 4,92 m y un canto de forjado de 0,30 m, el incremento de flecha límite es igual a 4,03 mm.

Por lo tanto, los modelos en que el incremento de desplazamiento vertical es menor a 4,03 mm son aptos para continuar en uso. Obviamente se puede observar en las gráficas que los modelos sanos están aptos, y que los modelos en que existe corrosión en todos los nervios de un paño no lo son.

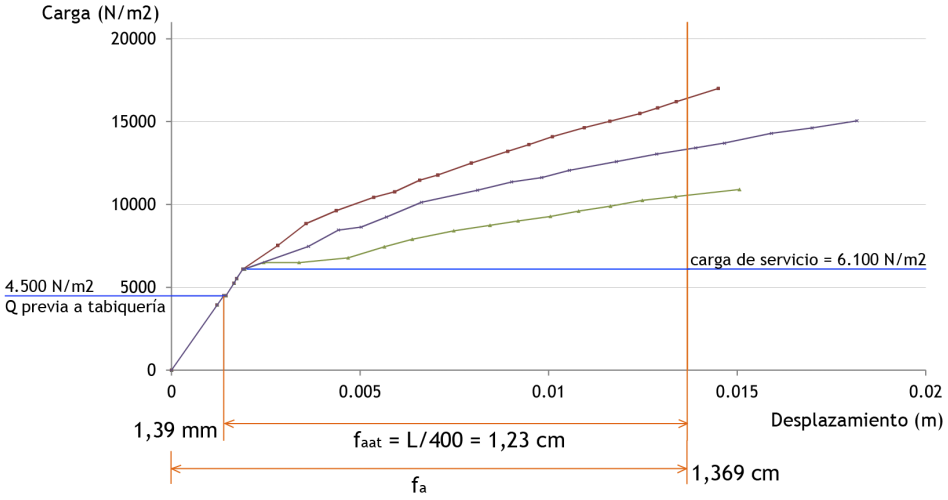
Lo interesante llegados a este punto es estudiar los casos en que existe corrosión en tres nervios contiguos, en las diferentes posiciones del edificio.

A continuación, en las figuras 7.6., 7.7., 7.8. y 7.9. se representan las curvas carga-desplazamiento de los puntos representativos de cada cuadrante (Figura 7.4.). Se repiten dos veces las curvas carga-desplazamiento para analizar en una la limitación de flecha según la EHE-08, y en la otra la comprobación de la prueba de carga según ACI-318.

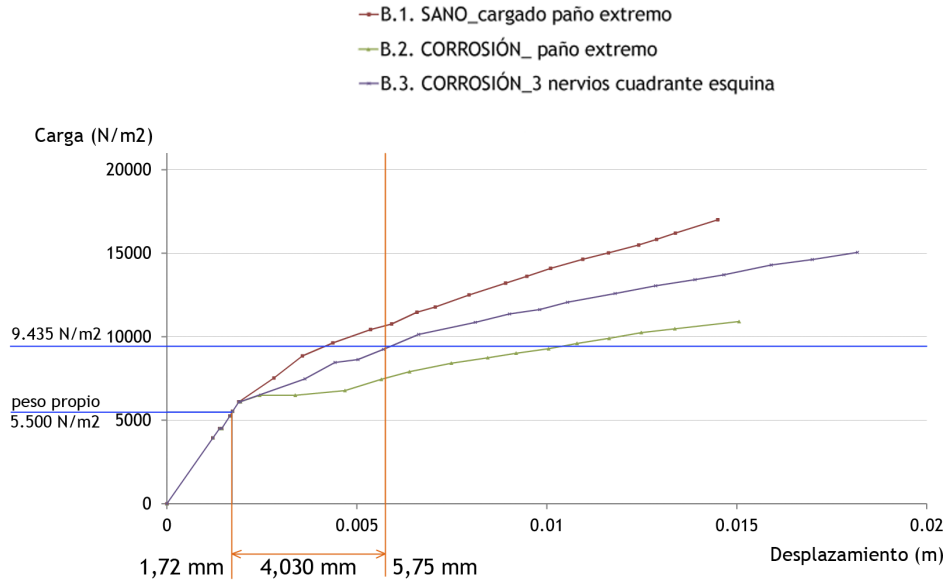
Observando las gráficas carga-desplazamiento se aprecia que en el paño extremo es más representativo o restrictivo el punto 2, y que en el paño intermedio es más representativo o restrictivo el punto 4.

Comparando entre sí las curvas carga-desplazamiento de los puntos 1 y 2 se muestra que para el punto 2, se alcanzan las mismas deformaciones con menos carga que en el punto 1. Esto quiere decir que este cuadrante desciende más que el del punto 1, debido a su ubicación geométrica, y por tanto es más representativo. De igual modo ocurre entre el punto 3 y el 4. El punto 4 desciende más con la misma carga que el punto 3. Es más representativo.

Como se evalúa la seguridad limitando la flecha activa respecto a la tabiquería, se deben sacar conclusiones de las curvas de los puntos 2 y 4, los puntos más restrictivos.

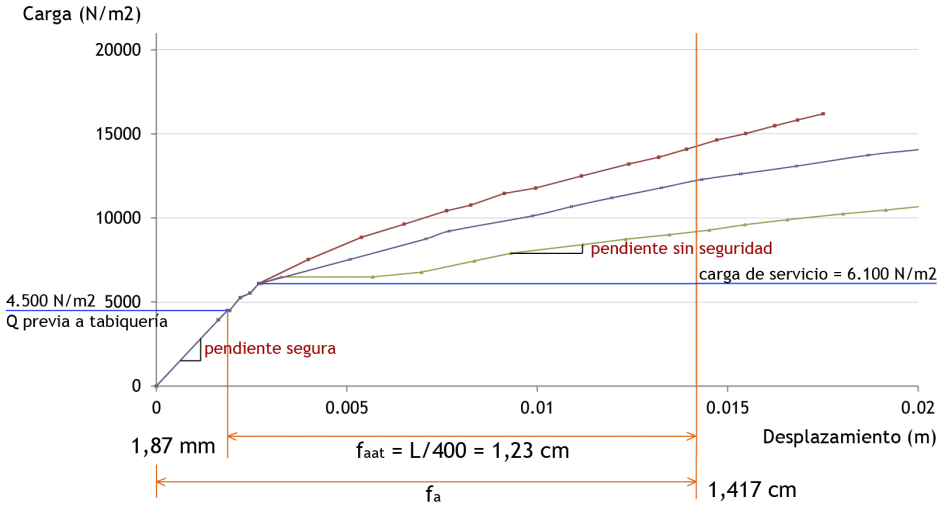


FLECHA ACTIVA ADMISIBLE RESPECTO A LA TABIQUERÍA (EHE-08)

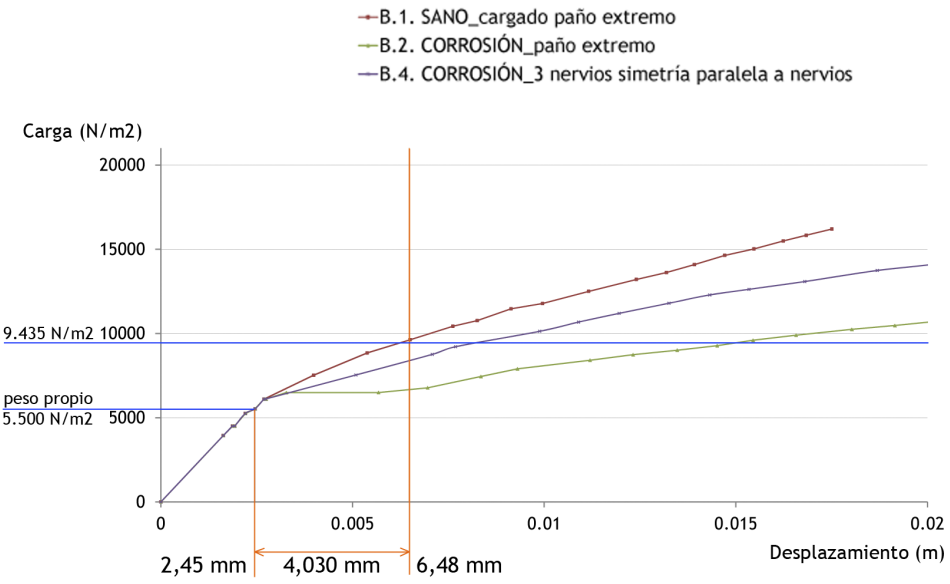


PRUEBA DE CARGA (ACI-318)

Figura 7.6. Curvas carga-desplazamiento del punto 1



FLECHA ACTIVA ADMISIBLE RESPECTO A LA TABIQUERÍA (EHE-08)



PRUEBA DE CARGA (ACI-318)

Figura 7.7. Curvas carga-desplazamiento del punto 2

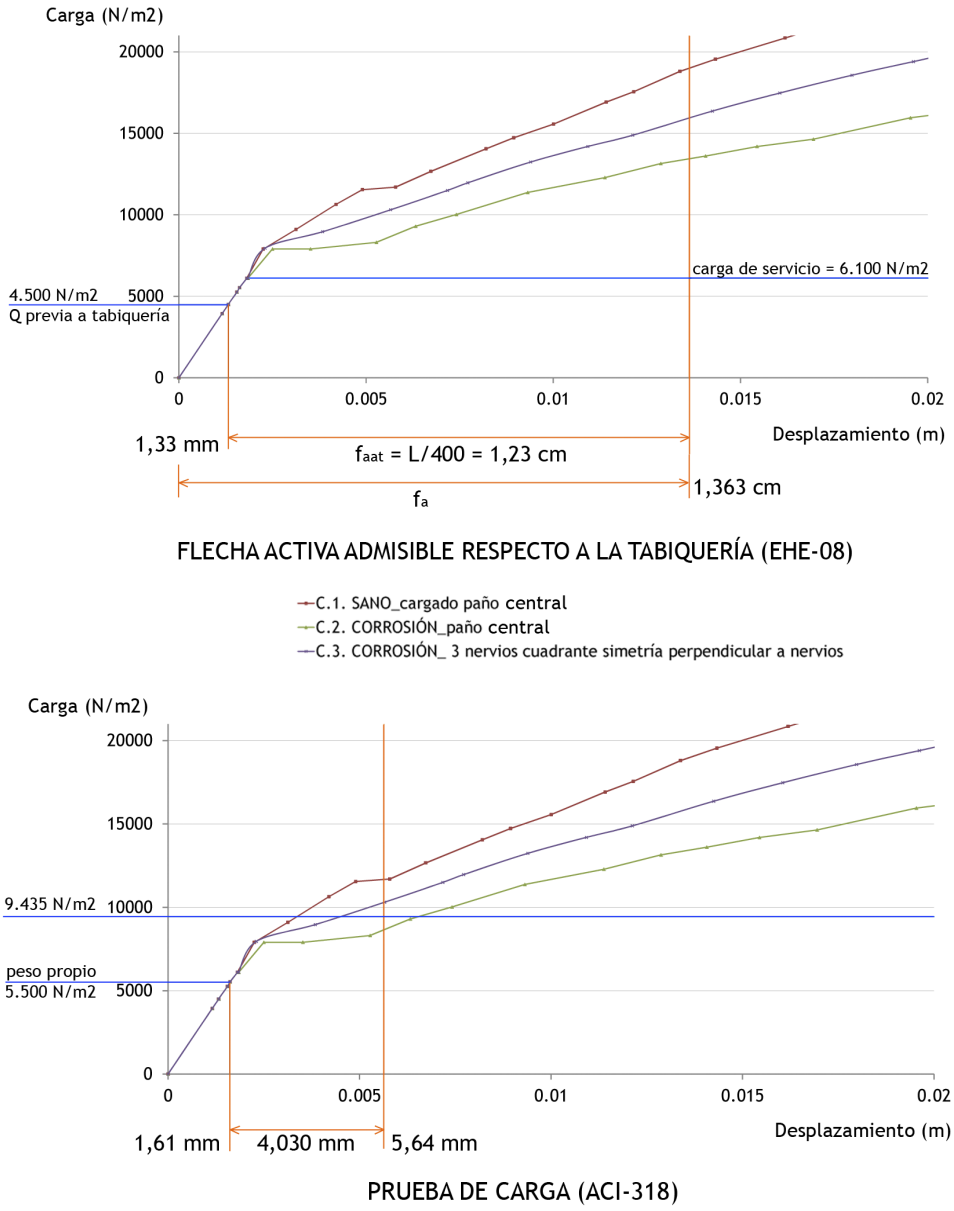
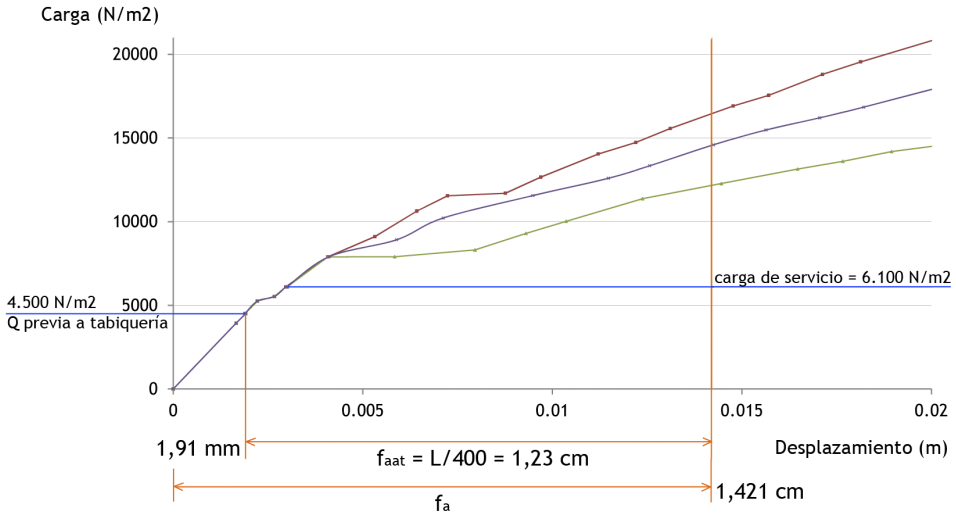
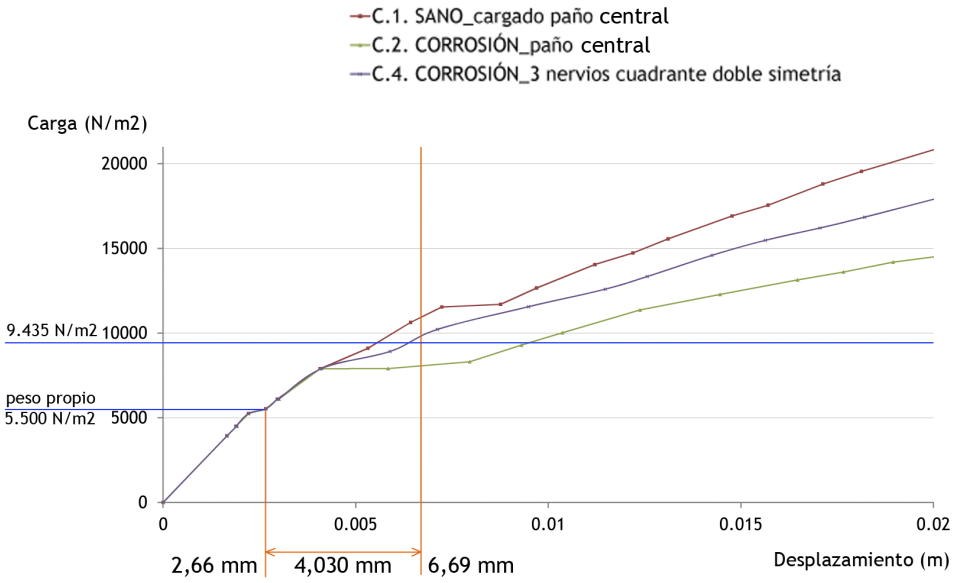


Figura 7.8. Curvas carga-desplazamiento del punto 3



FLECHA ACTIVA ADMISIBLE RESPECTO A LA TABIQUERÍA (EHE-08)



PRUEBA DE CARGA (ACI-318)

Figura 7.9. Curvas carga-desplazamiento del punto 4

En la tabla 7.3. se representan los valores de flecha a la carga de 5.500 N/m^2 y los valores de flecha total permitida a la carga de 9.435 N/m^2.

	pto. 1	pto. 2	pto. 3	pto. 4
Dz a 5.500 N/m^2	1,72 mm	2,45 mm	1,61 mm	2,66 mm
Dz permitido según ACI-318	5,75 mm	6,48 mm	5,64 mm	6,69 mm

Tabla 7.3. Valores de Dz a la carga de 5.500 N/m^2 y de flecha total admisible al valor de prueba de carga ACI-318

Si el incremento de flecha producido por la prueba de carga es mayor que 4,030 mm, el porcentaje de recuperación de la flecha al descargar debe ser como mínimo el 75%. Los casos de corrosión en 3 nervios contiguos de los cuadrantes del paño extremo (casos B.3 y B.4) sufren un incremento de deformada mayor a 4,030 mm, por lo que se simula la descarga y se analiza la flecha recuperada. Esto se representa en las figuras 7.10. y 7.11.

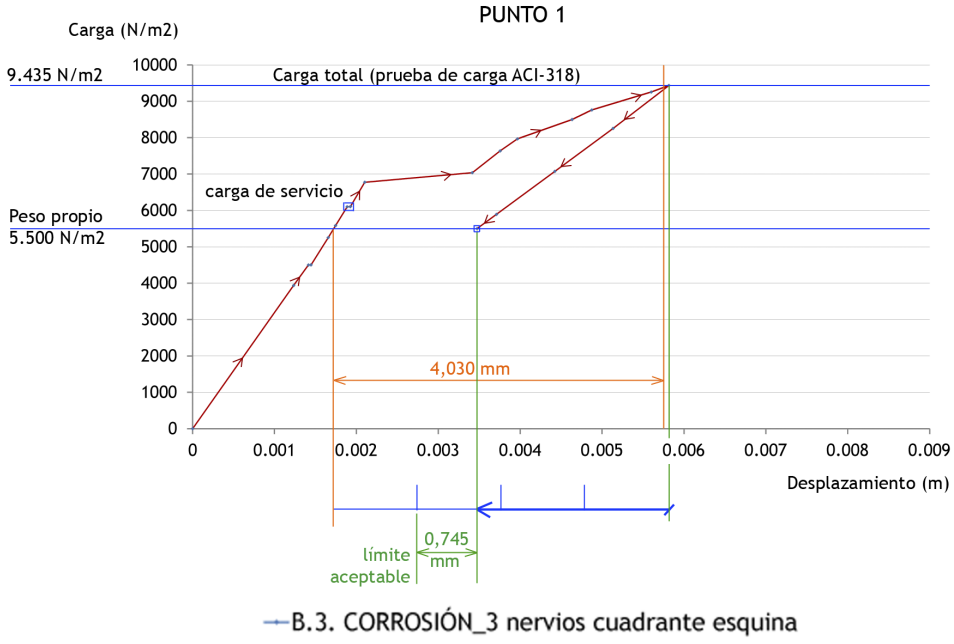


Figura 7.10. Simulación de la prueba de carga (ACI-318) en el punto 1

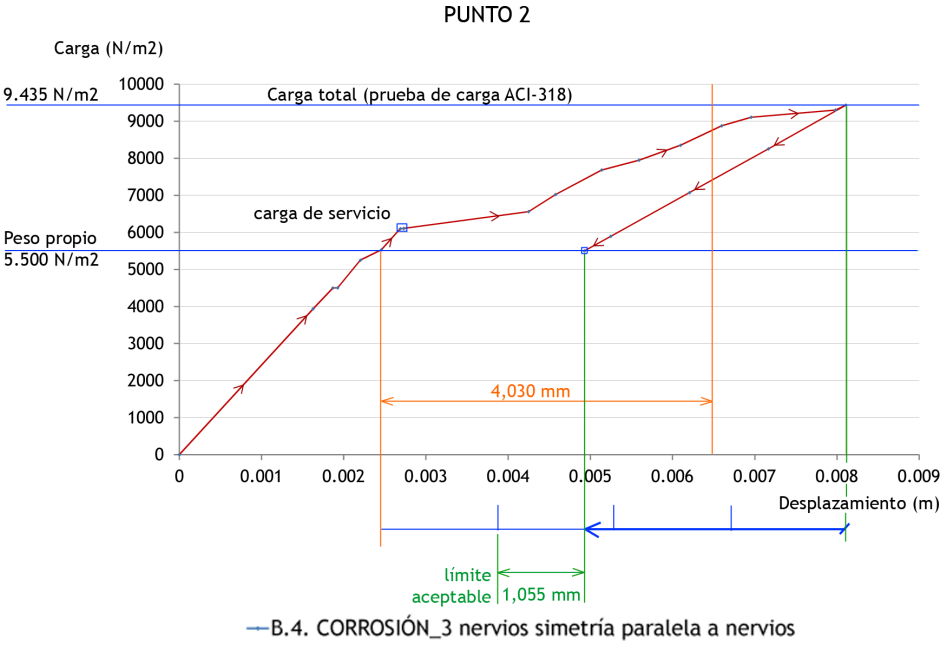


Figura 7.11. Simulación de la prueba de carga (ACI-318) en el punto 2

Y, por contra, en los casos de corrosión en 3 nervios contiguos de los cuadrantes del paño central (casos C.3 y C.4), el incremento de deformada producido por la prueba de carga no supera los 4,030 mm, por lo que son casos aptos.

En el Apéndice III se recopilan resultados de desplazamiento vertical, tensiones y fisuración de todos los modelos con forjados de 30 cm de canto, de nervios armados in situ, simulados. Se ubican en un apéndice para evitar que el presente capítulo sea demasiado extenso. En este apéndice se muestran algunos de los resultados que se obtienen con la simulación, los más interesantes. En el propio apéndice se extraen conclusiones comparando entre los diversos modelos simulados.

7.1.4. Análisis y discusión de los datos obtenidos

En los casos estudiados el colapso está gobernado por la flexión. En la figura 7.12. inferior izquierda se observa la fisuración de la zona del apoyo del nervio con la parte superior fisurada, en donde trabaja el armado. Se aprecia el armado de negativos de los nervios al llegar al apoyo con la viga. La zona

de mayor solicitación a cortantes se encuentra recibiendo la descarga a compresión y sin ningún tipo de fisuración. La tensión máxima de cortante en los nervios es de un valor de 1,1 MPa, y está localizada en un área muy puntual. En fase de diseño, la normativa contempla valores muy conservadores. En el hormigón, la resistencia oscila entre 0,97 MPa en fase de diseño, y 3,39 MPa en ensayos, para la calidad de hormigón seleccionada.

La rotura por cortante está recogida a través de la fisuración a tracción, en su correspondiente dirección principal. En la zona fisurada se permite una transferencia a cortante muy pequeña, en este caso del orden de un 15%.

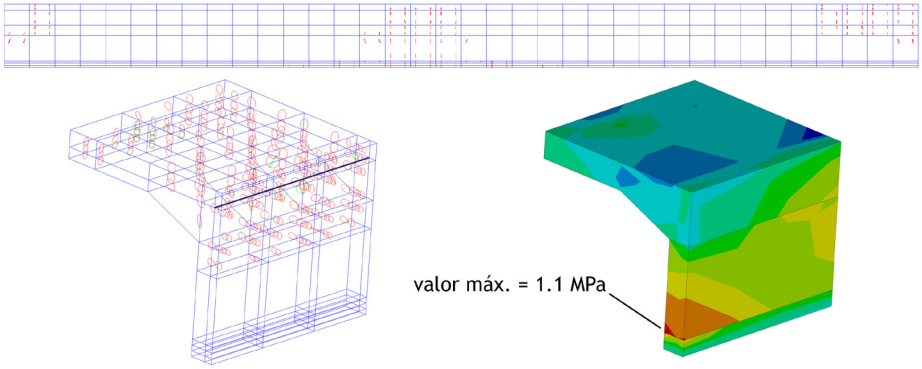


Figura 7.12. Fisuración del nervio central, detalle del apoyo y tensión de cortante (valor máximo = 1,1 MPa)

En los casos modelizados con la corrosión completa en tres nervios contiguos de la armadura inferior se observa un factor de carga suficiente, con valores desde 2,00 hasta 2,70, dependiendo del cuadrante en el que se produce la corrosión. Esto corresponde con situaciones patológicas reales en el que en las zonas húmedas alguno de los nervios tiene totalmente corroída la armadura sin presentar todo el paño una fisuración excesiva.

El colapso por cortante de un forjado es el más peligroso y prácticamente el único que produce víctimas por ser instantáneo el derrumbe. Por eso la prioridad en peritación es garantizar un coeficiente de seguridad adecuado de la solicitación de cortante en los apoyos. En este trabajo que corresponde a luces habituales del entorno de 5 metros y sin deterioro de las características del hormigón, el cortante no gobierna la carga última. De todas formas se ha hecho un planteamiento muy conservador de los coeficientes de transmisión por cortante, tanto en fisura abierta (ßt) como en fisura cerrada (ßc).

La conclusión obtenida una vez garantizada la seguridad a cortante es que cuando no existen más de tres nervios con corrosión la reparación puede ser muy sencilla, sin la necesidad de un apeo generalizado. Esta reparación puede ser incluso la adhesión de bandas de fibra por la cara inferior de los nervios.

El incremento de deformación en el modelo es muy pequeño cuando existe corrosión en unos pocos nervios, lo que corresponde con los casos reales observados en el equipo de investigación. No es posible comparar las medidas de deformación puesto que cuando se realiza un informe de peritación solo es posible medir los nuevos incrementos de deformación.

A nivel teórico se ha llevado el modelo hasta la corrosión de todas las armaduras inferiores de todas las viguetas del paño, a excepción del zuncho de fachada. Este estudio da, para este caso concreto, un escalón muy marcado de cedencia, en el que se pasa del orden de 3,2 mm a 7 mm manteniendo prácticamente la carga constante del orden de 6.500 N/m^2 (Véase curva verde de la figura 7.7., correspondiente al caso de desplazamiento vertical del punto 2 frente a la corrosión completa del armado de los nervios del paño extremo).

Cuando ocurre un cambio tan rápido en la deformada se produce un gran ruido y la aparición instantánea de fisuras, produciendo un gran miedo en los usuarios. En este caso la relación de cargas 6.500 N/m^2 / 6.100 N/m^2 da un orden de reserva mínimo que obligaría primero a un apuntalamiento y a una reparación general de todo el forjado, desde la colocación de viguetas inferiores, hasta la colocación de bandas de fibra que tengan muy garantizada su adhesión al hormigón del nervio. Si las viguetas son pretensadas esta reserva es en general superior al existir los tendones pretensados de equilibrio en la parte superior de la sección. En el caso de que el paño corroído se encuentre en una zona más equilibrada del centro del edificio, la reserva de seguridad es ligeramente superior, aunque parece sensato adoptar serias medidas de seguridad. Esto se puede comprobar observando la curva verde de la figura 7.9., correspondiente al desplazamiento vertical del punto 4 frente a la corrosión completa del armado de los nervios del paño central. Se aprecia que el escalón de cedencia se produce a un nivel de carga superior, alrededor de los 7.900 N/m^2, donde pasa del orden de 4 a 8 mm de deformada. En este caso la relación entre cargas 7.900 N/m^2 / 6.100 N/m^2 da más reserva de resistencia que el caso del paño extremo, 1,30 frente a 1,06. Pero es necesario remarcar que también sería necesario en este caso realizar una reparación importante de este tramo del forjado, aunque tenga un poco más de reserva de seguridad.

Independientemente del número de nervios con corrosión, en el estudio de una zona dañada, puede dar una gran información del estado el estimar donde se encuentra la estructura en la curva carga-desplazamiento, midiendo la deformación ante una prueba de carga.

Se debe realizar de una forma muy controlada, empleando sacos de arena o pequeñas piscinas, una prueba de carga. En esta prueba de carga es necesario tener perfectamente controlado el incremento de carga que se le está aplicando al forjado. Además, se debe tener perfectamente instrumentado el forjado para medir las deformaciones verticales. En realidad, lo que se necesita medir es el incremento de desplazamiento vertical que ha provocado el incremento de carga aplicado. Con un simple cociente se obtiene el valor de la pendiente de la curva carga-desplazamiento.

Si esta pendiente se encuentra dentro de los valores del primer tramo de carga casi seguro que la reparación y las medidas de seguridad pueden ser muy livianas. En cambio, si la pendiente es del orden del tramo final de las curvas serán necesarias unas medidas de seguridad muy estrictas (Figura 7.13.).

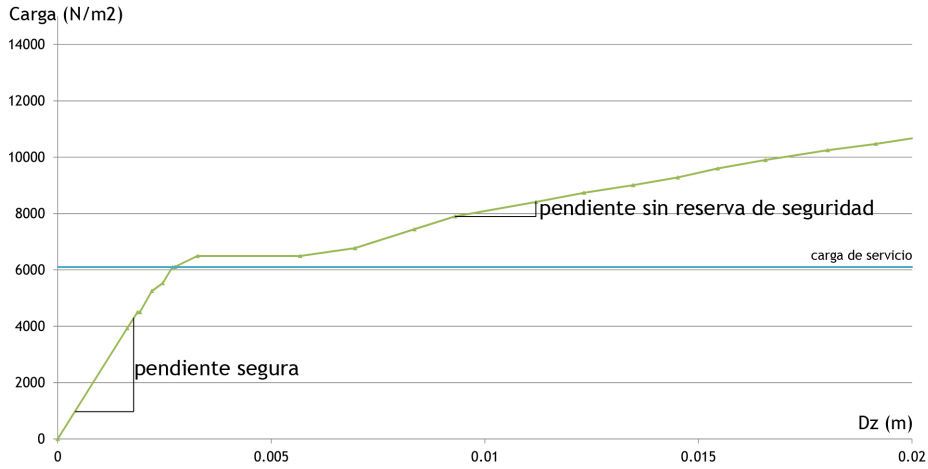


Figura 7.13. Pendiente segura y pendiente sin reserva de seguridad en la curva carga-desplazamiento del punto 2 con corrosión completa del paño extremo

El estudio de esta pendiente da una información muy directa, bien sea por disponer de las curvas de una simulación o bien por poder compararlas con las obtenidas en ensayos mediante pruebas de carga en zonas del mismo edificio que se encuentren sin dañar. La ventaja es que para la obtención de esta pendiente es necesario solo la realización de una prueba de carga en donde el incremento de carga es muy pequeño. De hecho es suficiente la acumulación de unos pocos sacos de arena por metro cuadrado, y medir cuidadosamente el incremento de flecha.

El cambio de pendiente corresponde con el paso a comportamiento en artesa de todo un paño, caso en el que no existe tanta seguridad como en el tramo en que los cuadrantes de un mismo paño se comportan de forma independiente. Se puede ver el comportamiento en artesa del paño extremo en la figura 7.14.

En el tramo elástico de las curvas carga-desplazamiento, el de pendiente segura, el punto que más deformación experimenta a una misma carga es el punto 4, pero en el segundo tramo de las curvas, el tramo de pendiente no segura, el punto que más deformada tiene a una carga dada es el punto 2. Por esto es el punto 2 el más restrictivo a la hora de comprobar el factor de carga y la prueba de carga de la ACI-318.

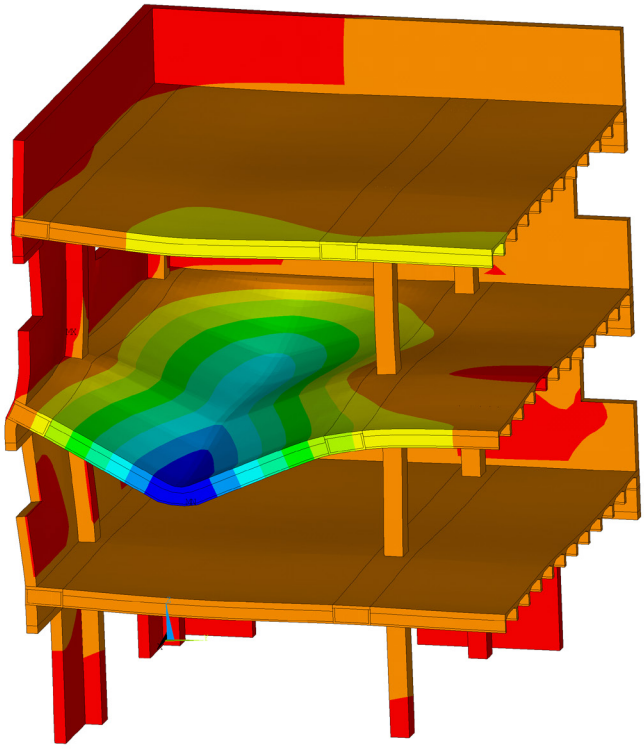


Figura 7.14. Detalle del forjado con corrosión en el conjunto del edificio

En las siguientes figuras se muestra el estado de deformada vertical y fisuración previo e inmediatamente posterior a este efecto con corrosión del paño entero (Figuras 7.15., 7.16., 7.17. y 7.18.).

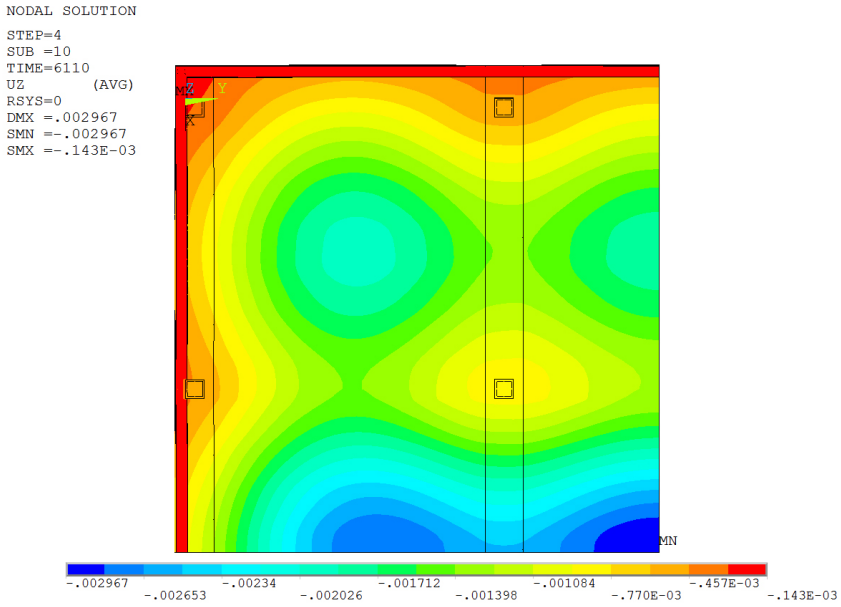


Figura 7.15. Deformada del forjado con 6.100 N/m² de carga sin corrosión

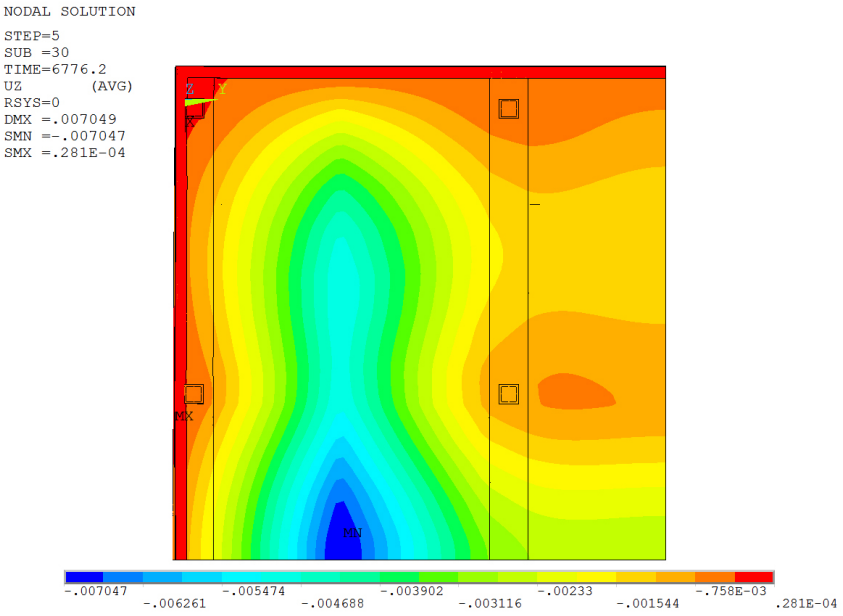


Figura 7.16. Deformada del forjado con 6.776,2 N/m² con corrosión

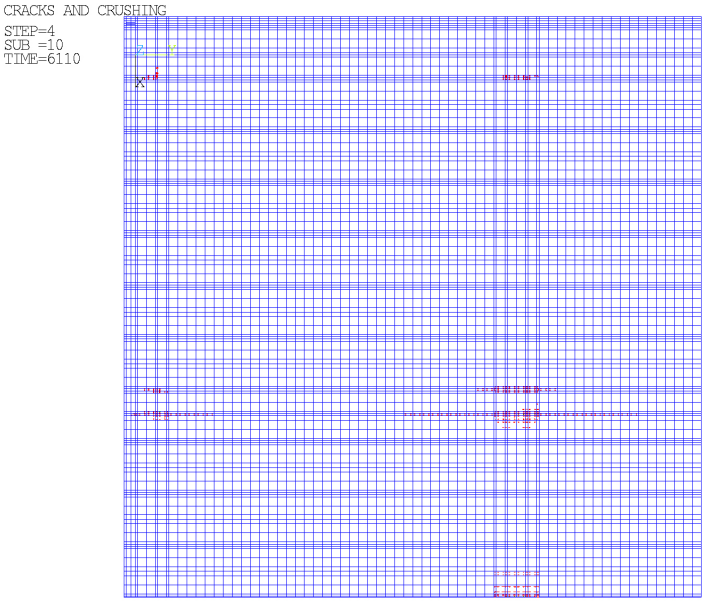


Figura 7.17. Fisuración del forjado con 6.100 N/m² de carga sin corrosión

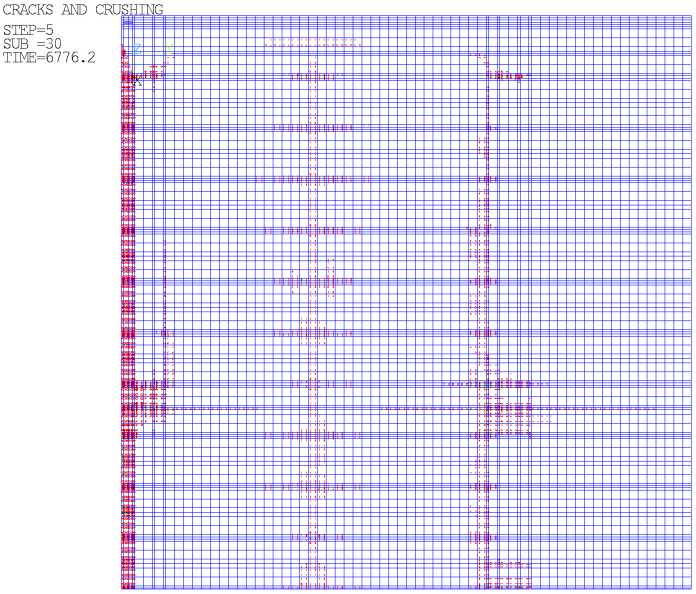


Figura 7.18. Fisuración del forjado con 6.776,2 N/m² con corrosión

En conclusión, en el caso de tener hasta tres nervios contiguos completamente corroídos, queda seguridad suficiente, y con un refuerzo liviano seria suficiente para que la estructura permaneciera en uso.

Para casos en los que se hayan corroído los redondos inferiores de todos los nervios de un paño sería necesaria una reparación importante, aunque la estructura permanecería en pie.

En todos los casos se debe prestar especial atención al cortante, para evitar un caso de rotura frágil por cortante.

7.1.5. Evolución de los patrones de fisuración

En este último punto referente a los forjados unidireccionales ejecutados mediante nervios armados in situ se analiza en profundidad cómo evoluciona la fisuración y van fallando los elementos de un forjado de este tipo, en el supuesto de que el forjado esté sano, ya que si se corroen zonas está claro que va a fisurar primero ahí y va a acabar fallando prematuramente por esa zona.

a) Edificio con fachada

En primer lugar se evalúa cómo evoluciona la fisuración en el forjado 2 del modelo del edificio con fachada.

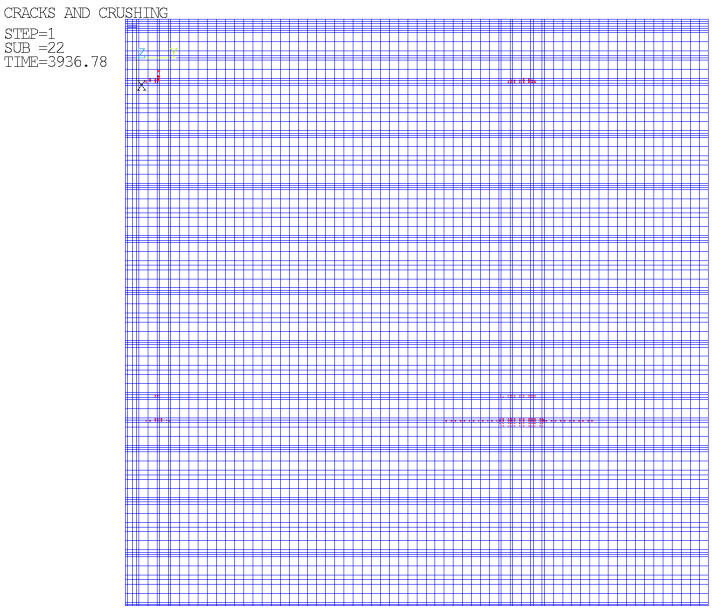


Figura 7.19. Fisuración del forjado 2 con una carga de 3.936,78 N/m^2

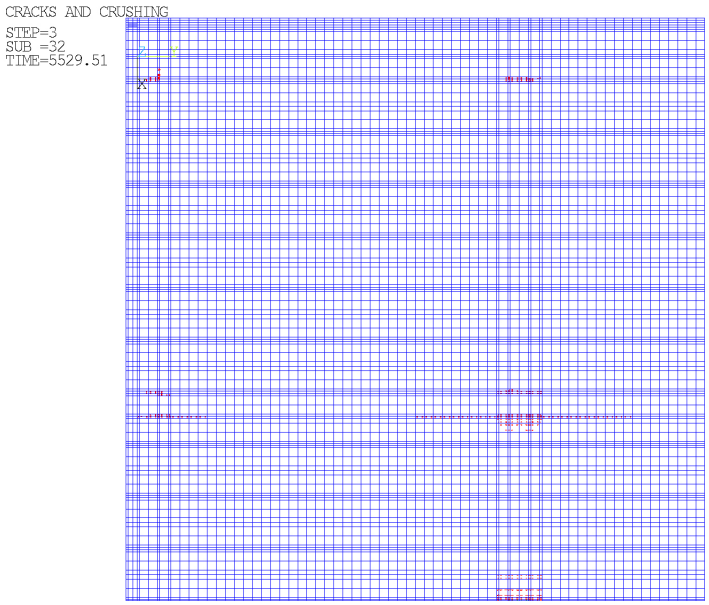


Figura 7.20. Fisuración del forjado 2 con una carga de 5.529,51 N/m^2

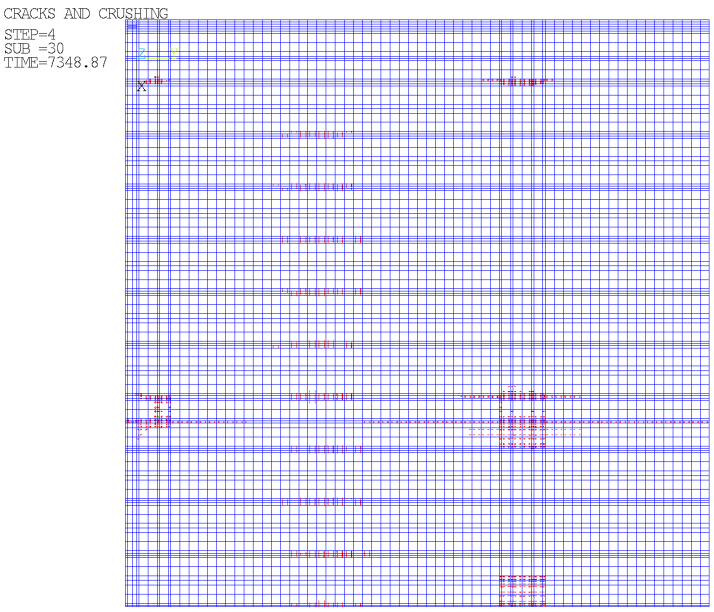


Figura 7.21. Fisuración del forjado 2 con una carga de 7.348,87 N/m^2

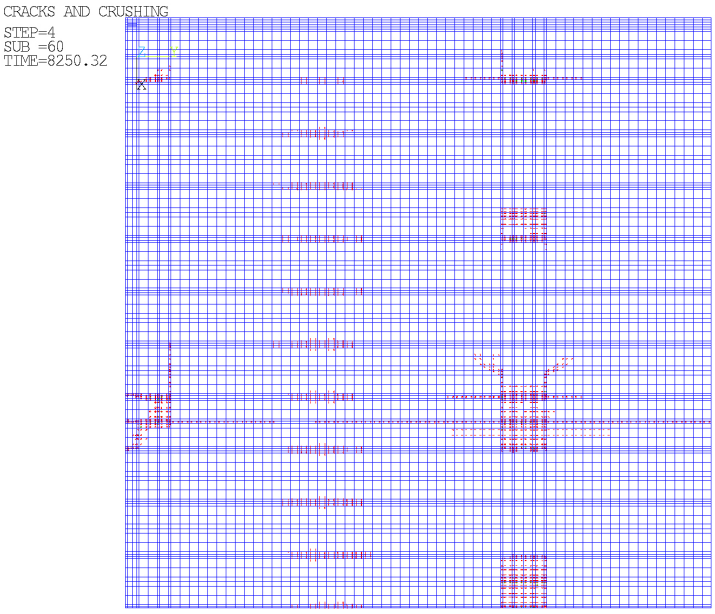


Figura 7.22. Fisuración del forjado 2 con una carga de 8.250,32 N/m^2

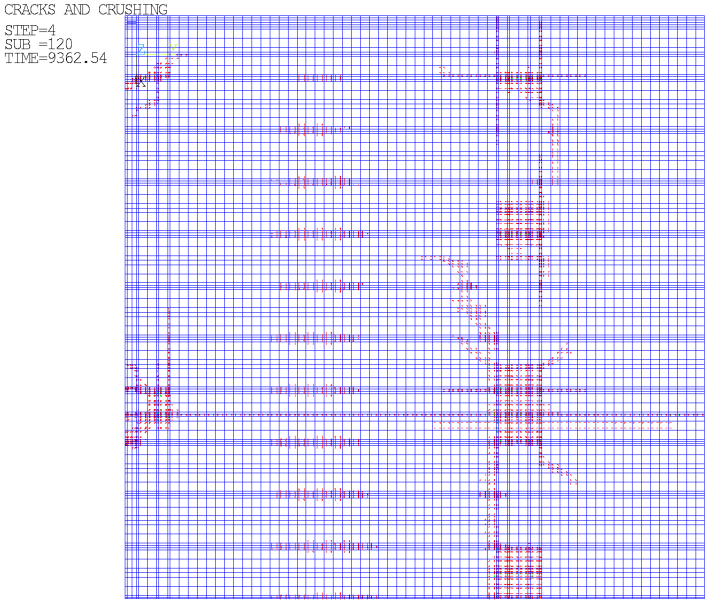


Figura 7.23. Fisuración del forjado 2 con una carga de 9.362,54 N/m^2

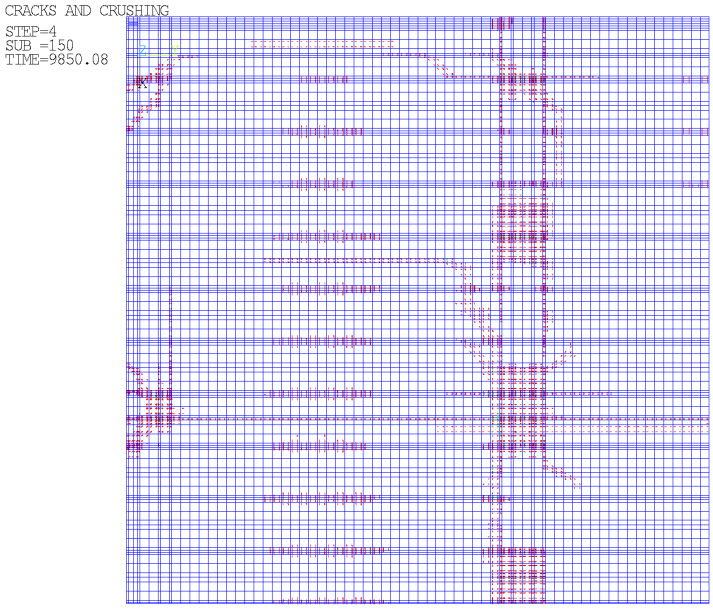


Figura 7.24. Fisuración del forjado 2 con una carga de 9.850,08 N/m^2

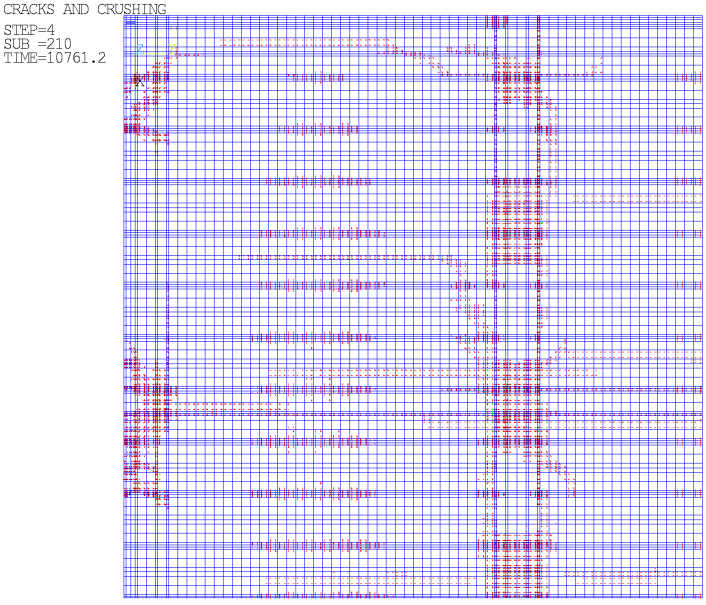


Figura 7.25. Fisuración del forjado 2 con una carga de 10.761,2 N/m^2

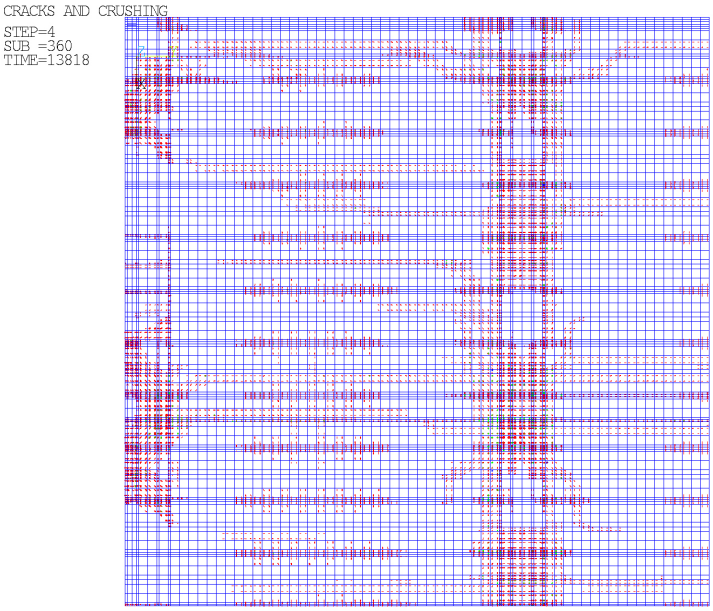


Figura 7.26. Fisuración del forjado 2 con una carga de 13.818 N/m^2

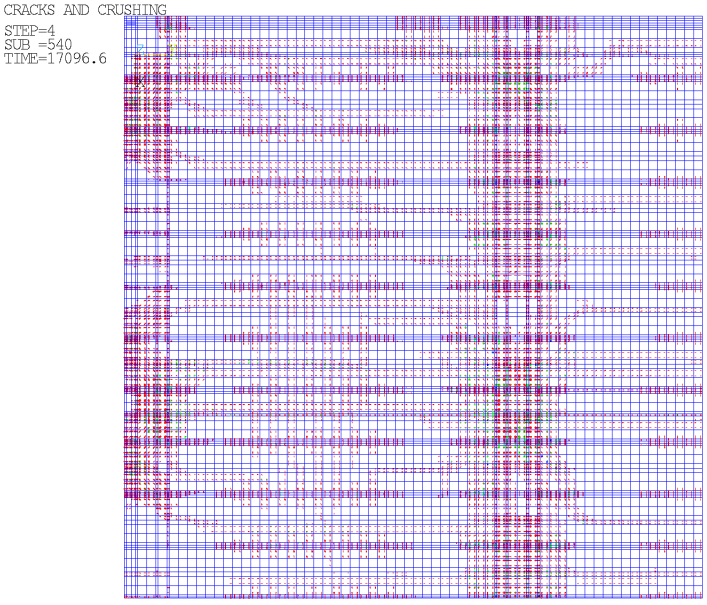


Figura 7.27. Fisuración del forjado 2 con una carga de 17.096,6 N/m^2

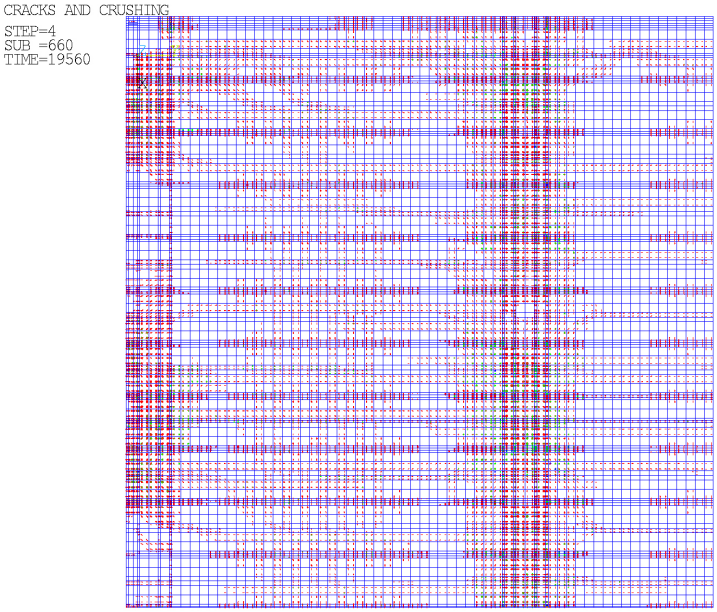


Figura 7.28. Fisuración del forjado 2 con una carga de 19.560 N/m^2

En la figura 7.29. se muestra un esquema de la estructura simulada, donde se especifica la nomenclatura de los paños, pilares, vigas y tramos de vigas.

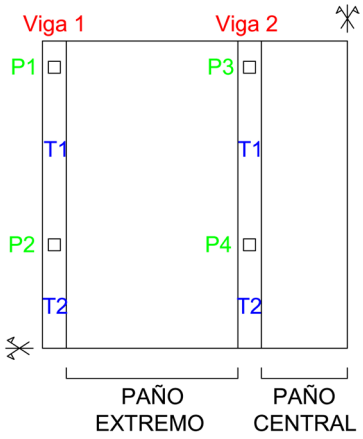


Figura 7.29. Esquema en planta del modelo

En un primer estado de carga, con 3.936,78 N/m^2, ya aparece fisuración en las vigas, en la zona del arranque de los pilares. Comienza el fallo de los negativos de las vigas, el cuál irá progresando (Figura 7.19.).

Con 5.529,51 N/m^2 de carga, fisura la viga 2 en el tramo T2 a positivos (Figura 7.20.).

A la carga de 7.348,87 N/m^2 fisuran todas las viguetas del paño extremo a positivos, excepto la más cercana a la fachada paralela a las viguetas, debido a la rigidización de la misma (Figura 7.21.).

A los 8.250,32 N/m^2 fisura a positivos la vigueta que faltaba del paño extremo. Además fisura la viga 2 en el tramo T1 a positivos y se inician las lineas de rotura del forjado desde el pilar P4 (Figura 7.22.).

Cuando la carga llega al valor de 9.362,54 N/m^2 progresan las lineas de rotura del forjado y se va fisurando el forjado al llegar a la viga 2 por ambas caras, comenzando a fallar los nervios a negativos (Figura 7.23.).

Con 9.850,08 N/m^2 empiezan a fisurar algunas viguetas a positivos del paño central, en el tramo T1 de la viga (Figura 7.24.).

A 10.761,2 N/m^2 ya se han fisurado todas las viguetas a positivos. Evoluciona el fallo del forjado al llegar a la viga 2 y progresan las lineas de rotura diagonales desde los pilares (Figura 7.25.).

Alcanzando la carga de 13.818 N/m^2 se fisura un poco la viga 1 a positivos, tanto en el tramo T1 como en el T2. Empieza a fisurar el forjado al llegar a la viga 1, pero se nota mucho la colaboración de la fachada en esta viga. La viga 2 está mucho más fisurada debido a que no tiene la rigidización de la fachada y a que recibe el doble de carga (Figura 7.26.).

Con 17.096,6 N/m^2 de carga sobre el forjado siguen evolucionando todo tipo de fisuras (Figura 7.27.).

Y con 19.560 N/m^2, en la figura 7.28. se ve el estado final de fisuración previo al colapso del forjado.

b) Edificio sin fachada

Llegados a este punto, en el que se ha evaluado la evolución de la fisuración en un modelo de forjado unidireccional de nervios armados in situ, se pretende evaluar la influencia de la fachada en la fisuración y deformación de un forjado. De este modo, lo que se ha visto hasta aquí son resultados correspondientes al modelo del edificio de tres plantas con fachada. A continuación, se analiza la evolución de la fisuración conforme se carga un forjado intermedio en un modelo de un edificio sin fachada.

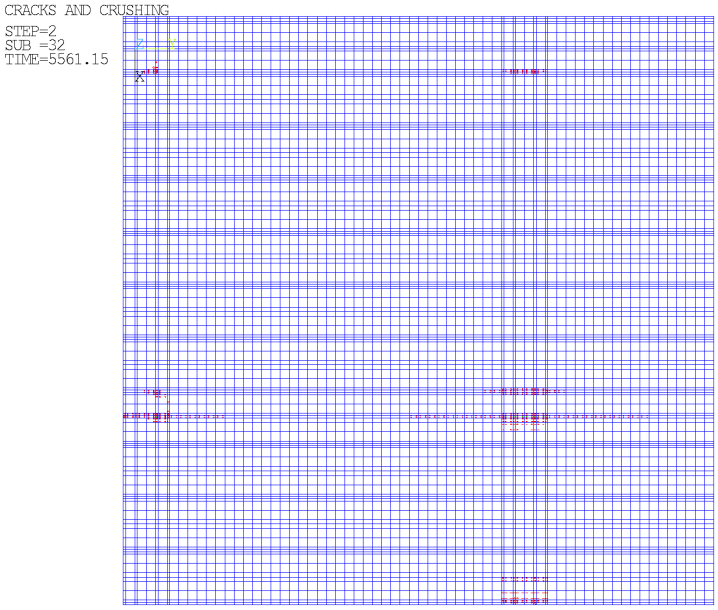


Figura 7.30. Fisuración del forjado 2 con una carga de 5.561,15 N/m^2

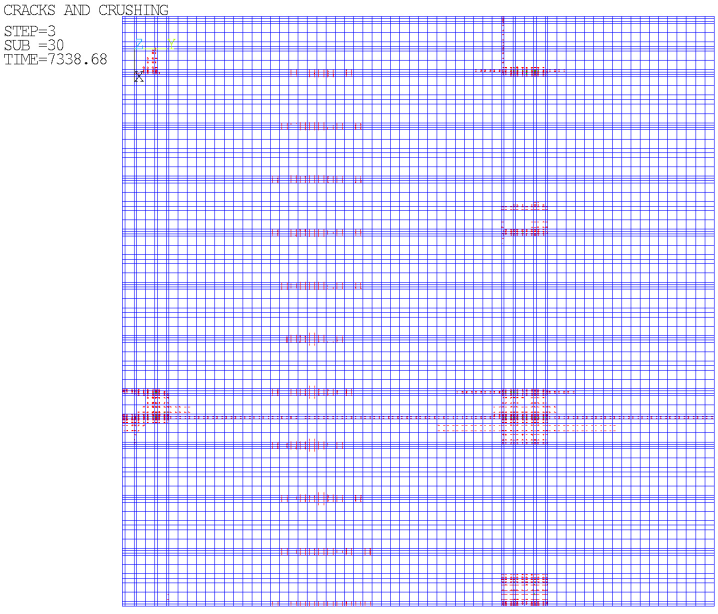


Figura 7.31. Fisuración del forjado 2 con una carga de 7.338,68 N/m^2

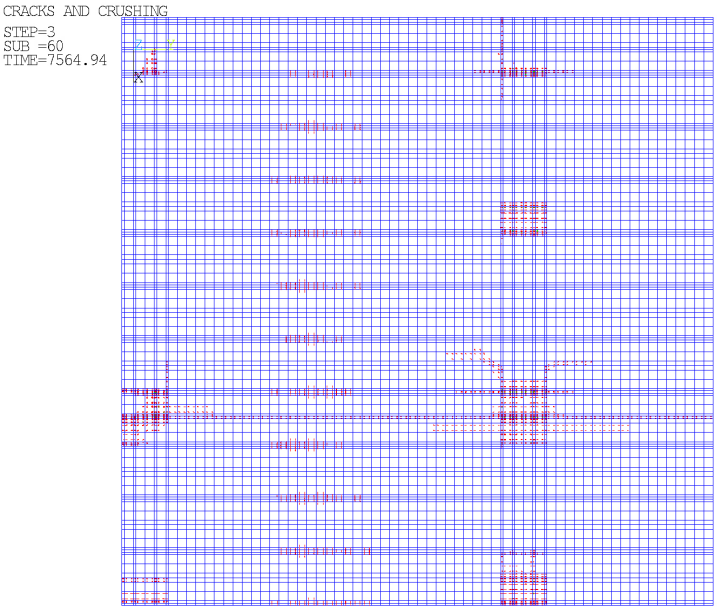


Figura 7.32. Fisuración del forjado 2 con una carga de 7.564,94 N/m^2

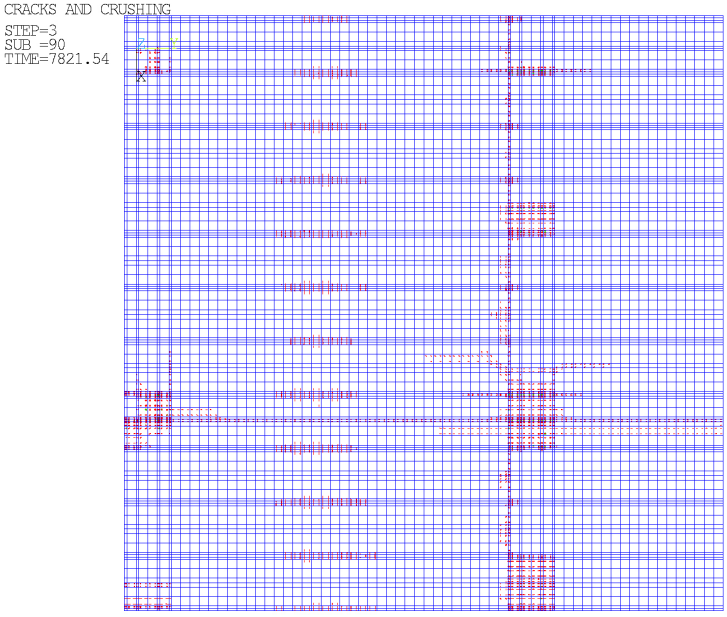


Figura 7.33. Fisuración del forjado 2 con una carga de 7.821,54 N/m^2

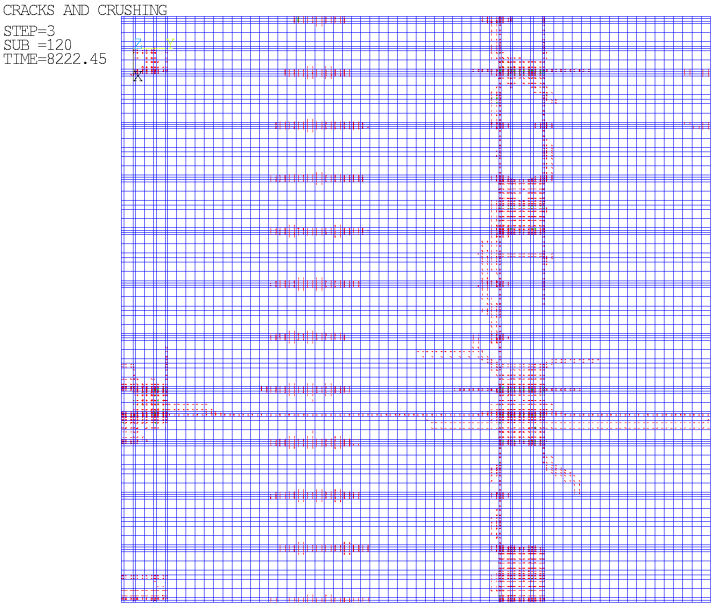


Figura 7.34. Fisuración del forjado 2 con una carga de 8.222,45 N/m^2

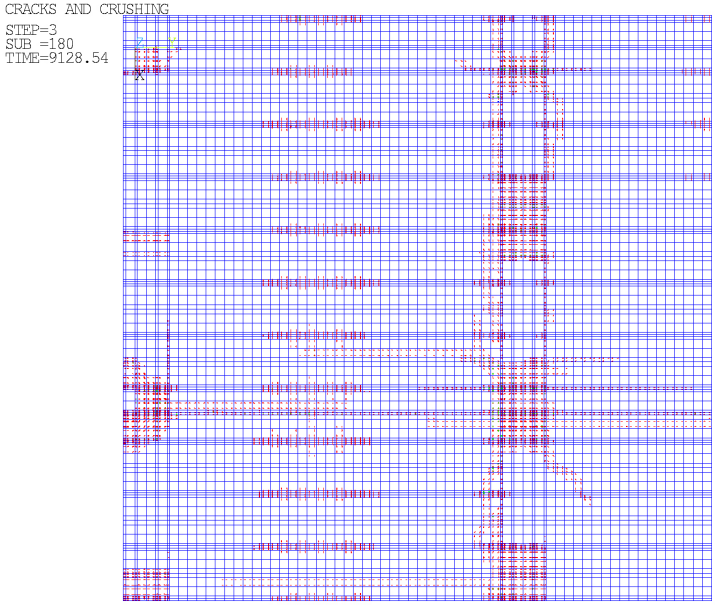


Figura 7.35. Fisuración del forjado 2 con una carga de 9.128,54 N/m^2

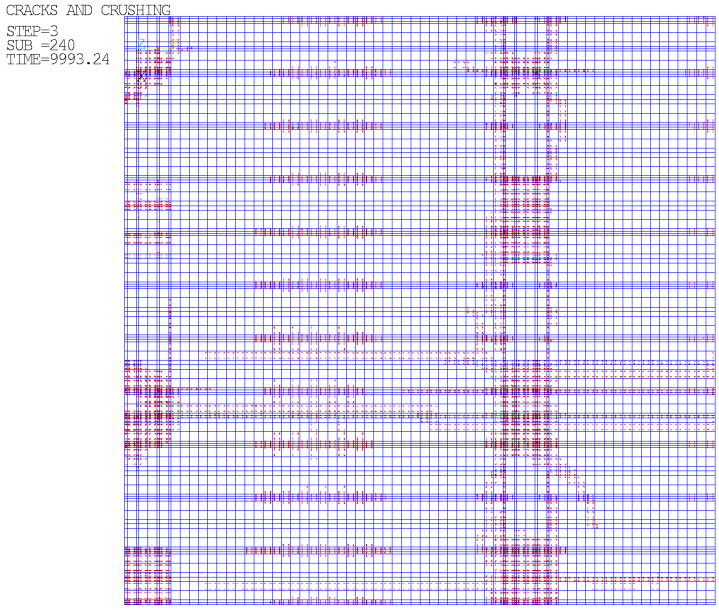


Figura 7.36. Fisuración del forjado 2 con una carga de 9.993,24 N/m^2

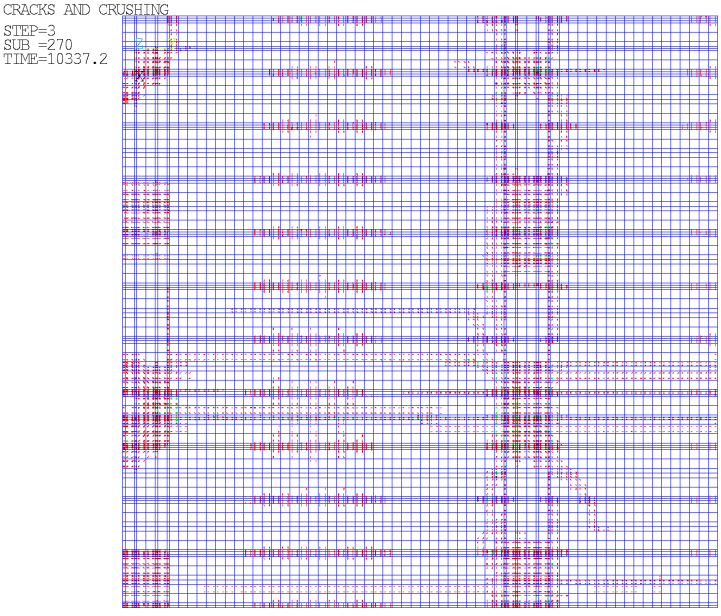


Figura 7.37. Fisuración del forjado 2 con una carga de 10.337,2 N/m^2

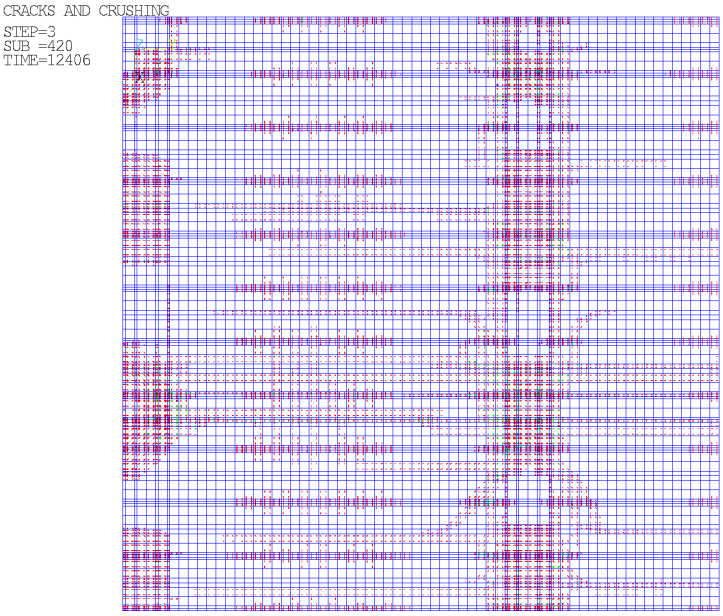


Figura 7.38. Fisuración del forjado 2 con una carga de 12.406 N/m^2

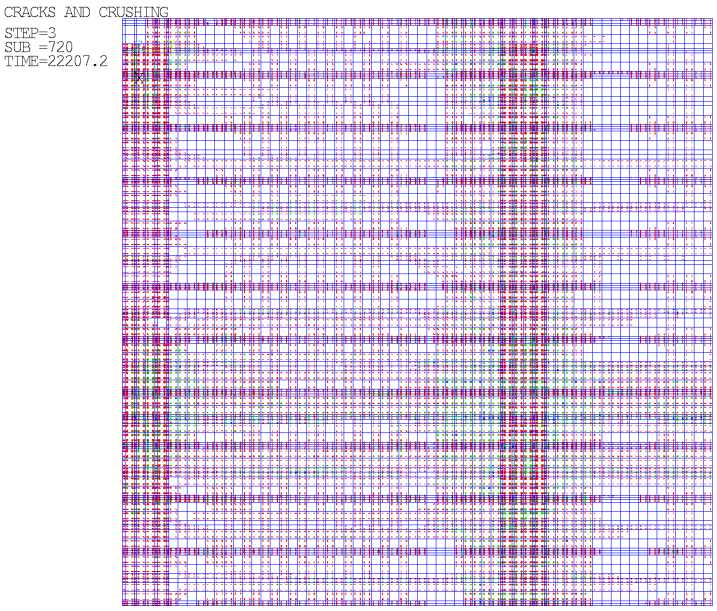


Figura 7.39. Fisuración del forjado 2 con una carga de 22.207,2 N/m^2

A 3.740,63 N/m^2 aparecen las primeras fisuras en las vigas, en las zonas de arranque de los pilares. La fisuración más significativa se encuentra en la zona de negativos de la viga 2 en el tramo T2.

A 5.561,15 N/m^2 fisura la viga 2 a positivos en el tramo T2 (Figura 7.30.).

Con una carga de 7.338,68 N/m^2 sobre el forjado 2 del modelo sin fachada se fisuran en la zona de positivos todos los nervios del paño extremo y empieza el fallo a positivos de la viga 2 en el tramo T1 (Figura 7.31.).

Con un poco más de carga, a los 7.564,94 N/m^2, empiezan a aparecer las fisuras en la zona de positivos de la viga 1 en el tramo T2, se inician las líneas de rotura del forjado a partir del pilar P4, y alcanza una buena fisuración en la zona de positivos la viga 2 en sus 2 tramos (Figura 7.32.).

Alcanzando los 7.821,54 N/m^2 de carga aparece fisuración en el paño exterior al llegar a la viga 2, en la zona de negativos del forjado (Figura 7.33.).

Al llegar a los 8.222,45 N/m^2 fisuran a positivos algunos nervios del paño central y éste empieza a fisurar al llegar a la viga 2 (Figura 7.34.).

Con 9.128,54 N/m^2 se fisura la viga 1 a positivos en el tramo T2, y se inicia la fisuración en el tramo T1. Continúan evolucionando las líneas de rotura del forjado a partir de los pilares. Además comienza a fisurar, en sentido transversal, la capa de compresión en el centro de vano entre los pilares 2 y 4 (Figura 7.35.).

Cuando se carga el forjado hasta 9.993,24 N/m^2 aparece fisuración en la zona de positivos de todos los nervios del paño central (Figura 7.36.).

A los 10.337,2 N/m^2 de carga fisura considerablemente la viga 1 en la zona de positivos del tramo T1 y aparece una completa fisuración a positivos y negativos de las dos vigas (Figura 7.37.).

Se observa mucha fisuración en el forjado entre los pilares 2 y 4, con una carga sobre el forjado 2 de 12.406 N/m^2. Esto marca la importancia de un mayor refuerzo en esta zona (Figura 7.38.).

Finalmente, con 22.207,2 N/m^2 de carga, se aprecia en la figura 7.39. el estado final de la fisuración del forjado, previo al colapso.

De cara a poder extraer conclusiones comparando los modelos con y sin fachada, en la tabla 7.4. se muestran los valores de carga a los que aparece fisuración en cada una de las zonas del forjado. Se aprecia en gran medida la colaboración de la fachada, sobre todo en la viga 1. En el modelo con fachada, la viga 1 no fisura tanto como la misma viga cuando no aparece la fachada. Además, al existir la fachada, hace que el forjado fisure a su llegada a la viga 1. Con el modelo sin fachada, la viga torsiona y no llega a fisurar el forjado al llegar a la viga 1.

Zona fisurada	SIN FACHADA	CON FACHADA
Primeras fisuras en la zona de las vigas de arranque de los pilares (vigas a negativos)	3.740,63 N/m^2	3.936,78 N/m^2
Viga 2 en el tramo T2 a positivos	5.561,15 N/m^2	5.529,51 N/m^2
Nervios a positivos del paño extremo	7.338,68 N/m^2	7.348,87 N/m^2
Viga 2 en el tramo T1 a positivos	7.338,68 N/m^2	8.250,32 N/m^2
Viga 1 en el tramo T2 a positivos	7.564,94 N/m^2	13.818 N/m^2
Líneas de rotura del forjado a partir del pilar 4	7.564,94 N/m^2	8.250,32 N/m^2
Forjado a negativos: llegada del paño extremo a la viga 2	7.821,54 N/m^2	9.362,54 N/m^2
Nervios a positivos del paño central	8.222,45 N/m^2	9.850,08 N/m^2
Forjado a negativos: llegada del paño central a la viga 2	8.222,45 N/m^2	9.362,54 N/m^2
Viga 1 en el tramo T1 a positivos	9.128,54 N/m^2	13.818 N/m^2
Viga 2 completa a negativos	8.222,45 N/m^2	9.362,54 N/m^2
Viga 1 completa a negativos	9.993,24 N/m^2	13.818 N/m^2
Forjado a negativos: llegada del paño extremo a la viga 1	NO	13.818 N/m^2

Tabla 7.4. Comparación de la fisuración de los modelos con y sin fachada

La colaboración en la rigidez y la resistencia del modelo queda evidente porque hace falta mayor carga para que se produzca la fisuración en todas las zonas. Sobre todo se retrasa mucho la fisuración de la viga 1, pero todas las zonas de vigas y de nervios necesitan mayor carga sobre el forjado para fisurar.

Por tanto, con este apartado, se confirma la adecuación de haber realizado los estudios de seguridad remanente en modelos de edificios de tres plantas con fachada, apareciendo ésta en el momento en el que lo hace en la realidad.

7.1.6. Estudio de la influencia del desprendimiento del recubrimiento

En la última fase de la investigación correspondiente a los forjados de 30 cm de canto ejecutados con nervios in situ se estudia la influencia del desprendimiento del recubrimiento inferior de hormigón en la seguridad residual en los casos de corrosión severa.

En la realidad aparecen casos de diverso grado de daño, desde la aparición de la fisura marcando la armadura inferior, hasta aparecer el desprendimiento, total o parcial, del recubrimiento.

En este trabajo se evalúan casos con uno y tres nervios con corrosión en las diferentes posiciones del forjado, teniendo un grado de desprendimiento

central y total. En la tabla 7.5. se representa la nomenclatura de los casos analizados en este apartado.

Debido a que se quiere evaluar la influencia del desprendimiento, los resultados obtenidos se representan comparándolos con los casos de nervios sanos y de nervios con corrosión sin desprendimiento.

Zona	Estado		Caso
Forjado completo	Sano		A
Paño extremo	Sano		B.1
	Corrosión en todos los nervios	Sin desprendimiento	B.2
Cuadrante 2	3 nervios con corrosión	Sin desprendimiento	B.4.1
		Desprendimiento central	B.4.2
		Desprendimiento total	B.4.3
	1 nervio con corrosión	Desprendimiento total	B.6
Paño central	Sano		C.1
	Corrosión en todos los nervios	Sin desprendimiento	C.2
Cuadrante 4	3 nervios con corrosión	Sin desprendimiento	C.4.1
		Desprendimiento central	C.4.2
		Desprendimiento total	C.4.3
	1 nervio con corrosión	Desprendimiento total	C.6

Tabla 7.5. Nomenclatura de los casos de forjados armados de 30 cm

En la investigación previa referente a los forjados armados se ha constatado que, por condiciones de geometría y de carga, el paño extremo es más desfavorable que el central, y que los cuadrantes dominantes son el dos y el cuatro. La nomenclatura de paños puede verse en la figura 7.40. Los puntos en que se evalúa la seguridad son los centrales de cada cuadrante.

Por este motivo se han estudiado los casos de corrosión en uno y tres nervios con desprendimiento en los cuadrantes dos y cuatro, ya que la seguridad residual de los mismos casos en los cuadrantes uno y tres será mayor, por lo que siguiendo las mismas recomendaciones en cuanto a la intervención a realizar se estará del lado de la seguridad.

En la tabla 7.6. se exponen los resultados de estos especímenes. Ya que la metodología propuesta para evaluar la seguridad remanente se basa en el criterio de aceptación de estructuras existentes de la ACI-318 y en el Factor de Carga, en esta tabla se sintetizan estos aspectos.

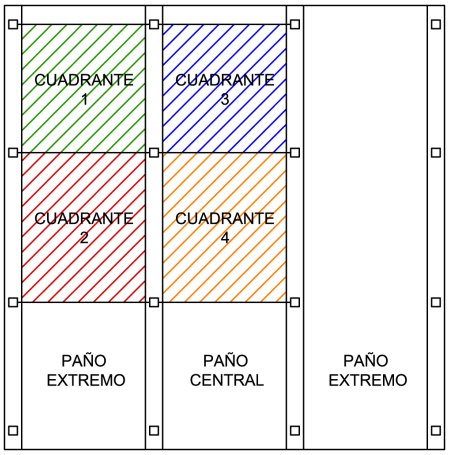


Figura 7.40. Nomenclatura de los paños y cuadrantes

Para estos casos analizados, el Factor de Carga se ha obtenido haciendo la relación entre la carga que soporta cada modelo cuando alcanza la flecha activa admisible respecto de la tabiquería y la carga de servicio.

Caso	Carga flecha act. adm. (N/m^2)	Factor de carga $Q_{f.act.\ adm.}$ / $Q_{servicio}$	Cumple ACI-318
A	13.603	2,23	sí
B.1	14.335	2,35	sí
B.2	9.150	1,50	no
B.4.1	12.261	2,01	no
B.4.2	11.981	1,96	no
B.4.3	11.464	1,88	no
B.6	12.952	2,12	no
C.1	16.531	2,71	sí
C.2	12.263	2,01	no
C.4.1	14.579	2,39	sí
C.4.2	14.516	2,38	no
C.4.3	14.037	2,30	no
C.6	15.345	2,52	sí

Tabla 7.6. Valores de Factor de Carga y cumplimiento ACI-318

En la figura 7.41. se representa gráficamente el cumplimiento de la prueba de carga de la ACI-318 y la obtención del Factor de Carga para los casos sin desprendimiento en el paño extremo. Al ser el punto 2 el más desfavorable dentro de la geometría de todo el forjado, no cumple la prueba de carga ninguno de los modelos en los que existe corrosión, ni el caso en el que aparece la corrosión en tres nervios, sin llegar a tener desprendimiento del recubrimiento inferior de hormigón.

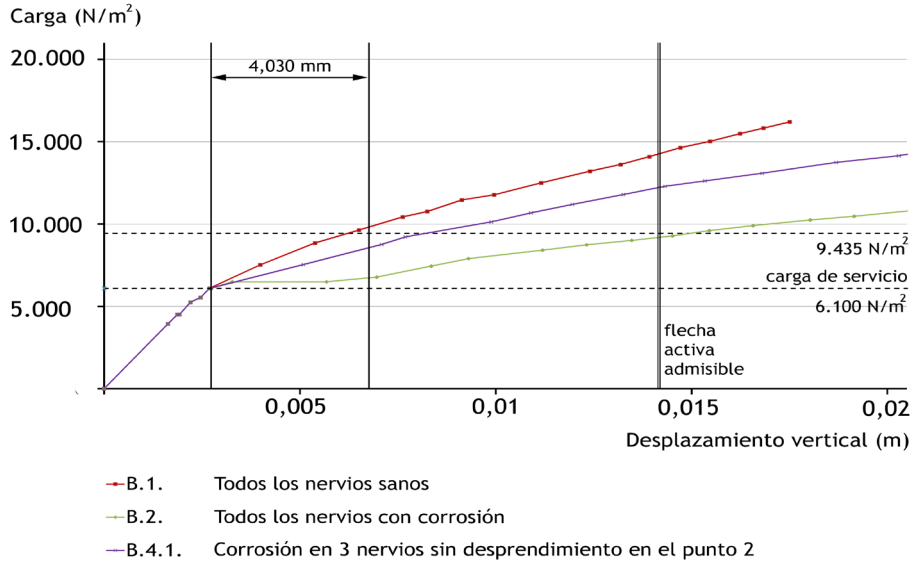


Figura 7.41. Curvas carga-desplazamiento vertical en el punto 2 de los modelos sin desprendimiento

La figura 7.42. se elabora para analizar la influencia del desprendimiento. Por esto se representan las curvas carga-desplazamiento vertical en el punto 2 de modelos con corrosión en tres nervios con diferente grado de desprendimiento, total y central. Todos los casos representados en esta figura sufren un incremento de deformada mayor que el permitido en la prueba ACI-318. Se simula la descarga para analizar si recupera al menos el 75% de la deformada producida por la prueba de carga. En la figura 7.43. aparece la descarga de los casos de tres nervios con desprendimiento, donde se ve que ninguno de los dos casos cumple la norma, ya que recuperan el 60% y el 47% de deformada los casos con desprendimiento total y central respectivamente.

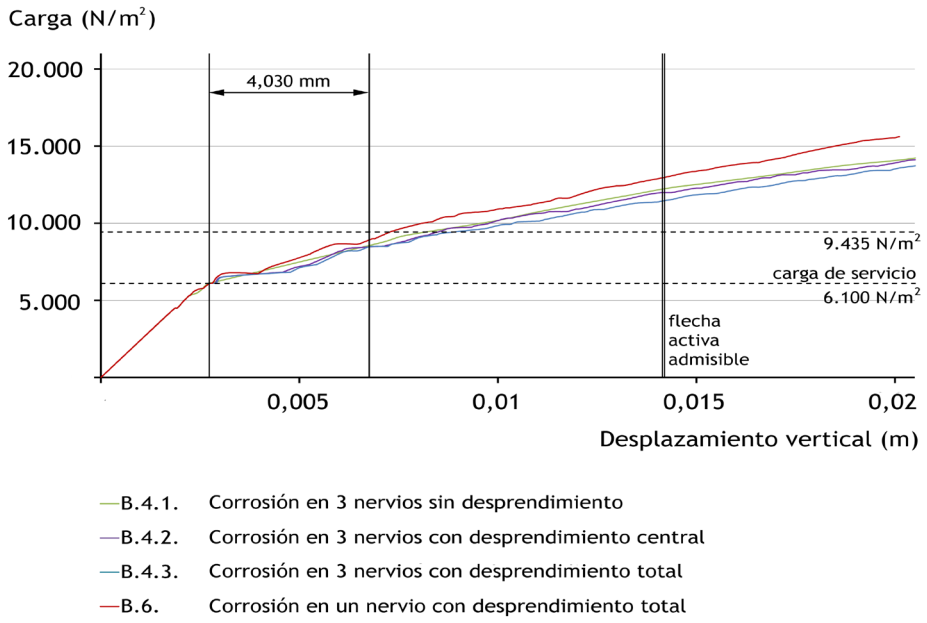


Figura 7.42. Curvas carga-desplazamiento vertical en el punto 2 de los modelos con desprendimiento

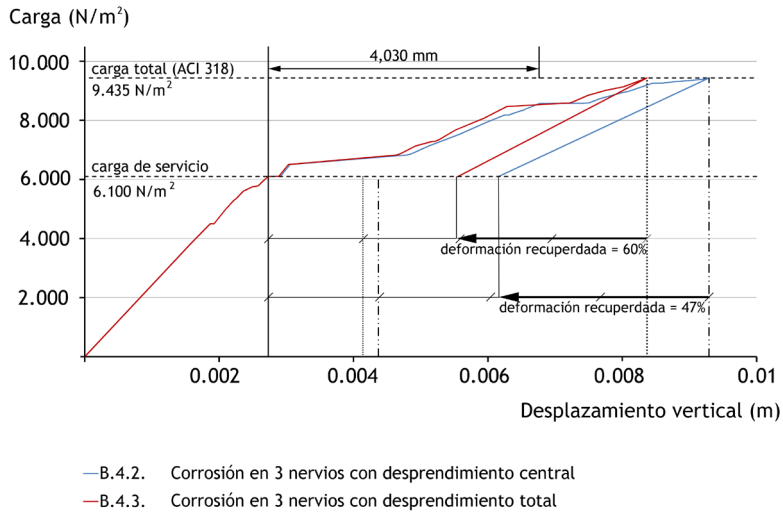


Figura 7.43. Descarga ACI-318 de los modelos con desprendimiento en tres nervios en el punto 2

Los casos de tres nervios con corrosión en el punto 2 no pueden mantenerse en uso. Es necesario realizar una intervención. Incluso en el caso de existir un nervio en la posición más desfavorable con corrosión severa y desprendimiento total no se cumple norma.

A continuación, en las figuras 7.44. y 7.45. se representan las curvas correspondientes al paño central en el punto 4, de forma análoga.

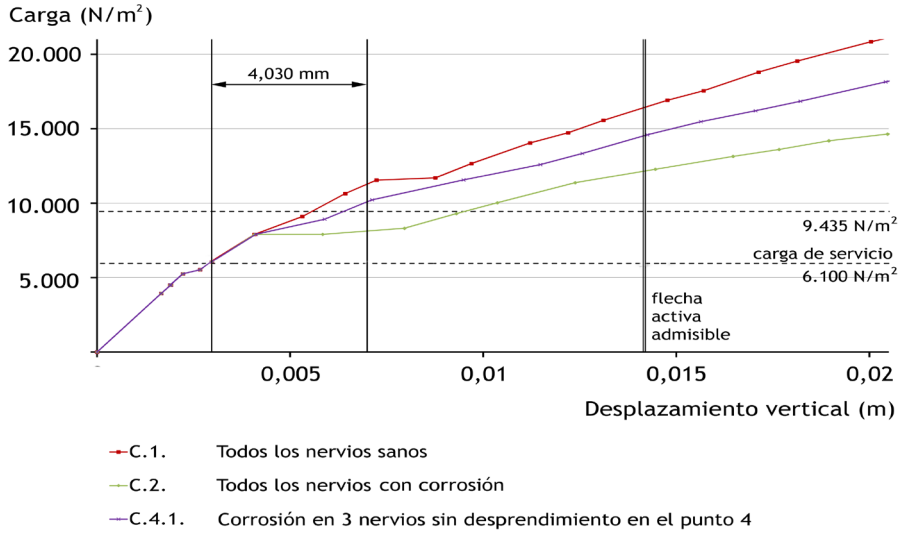


Figura 7.44. Curvas carga-desplazamiento vertical en el punto 4 de los modelos sin desprendimiento

El caso en el que existe corrosión en tres nervios en el cuadrante 4, pero éstos no tienen desprendimiento, cumple la norma ACI-318. Este edificio puede mantenerse en uso, pero es recomendable realizar una intervención liviana.

Pero en los casos de tres nervios con corrosión en los que existe desprendimiento no se cumple con la prueba de carga. Por lo tanto, se ha simulado la descarga para estos modelos, y se representan las curvas en la figura 7.46. El caso de desprendimiento central recupera un 60% de la deformada, y el caso del desprendimiento total un 51%.

Se aprecia de forma evidente la influencia de la cantidad de desprendimiento, ya que modelos exactos a diferencia de poseer desprendimiento total o parcial en tres nervios recuperan un porcentaje de deformada distinto, recuperando menos el caso de desprendimiento total, ya que se encuentra más dañado.

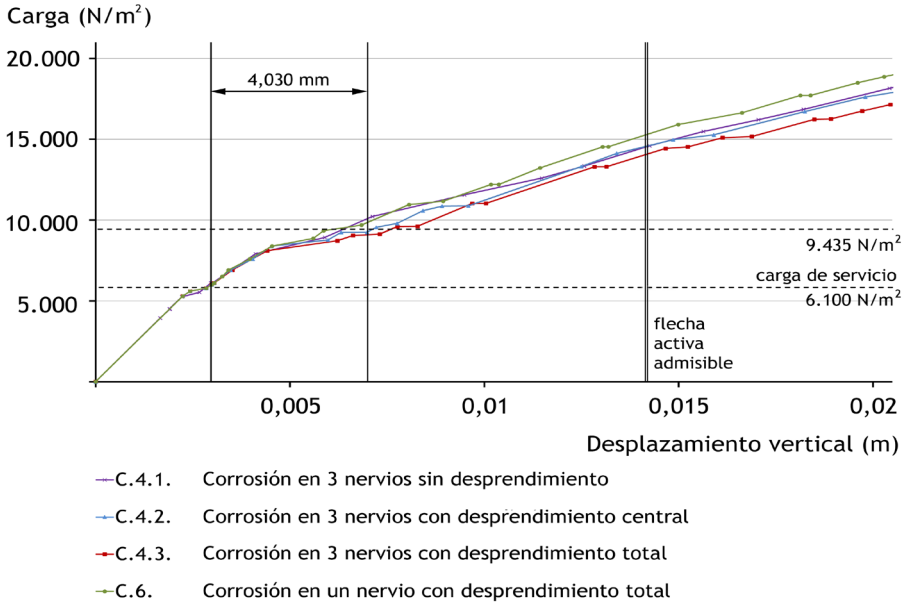


Figura 7.45. Curvas carga-desplazamiento vertical en el punto 4 de los modelos con desprendimiento

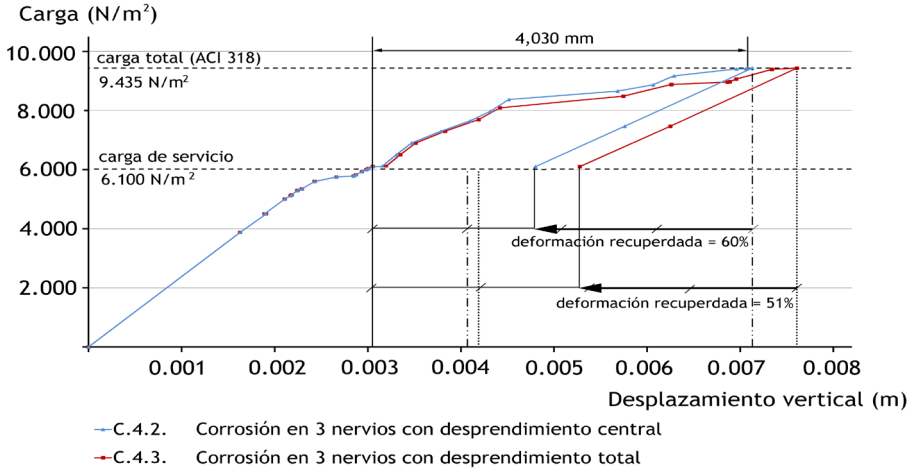


Figura 7.46. Descarga ACI-318 de los modelos con desprendimiento en tres nervios en el punto 4

7.2. Forjados pretensados de 30 cm de canto

En este segundo apartado del Capítulo 7 se analizan forjados unidireccionales de 30 cm de canto ejecutados con viguetas pretensadas (Figura 7.47.).

Se simulan edificios completos a los que se aplica carga hasta que colapsan, tanto en modelos sanos como en modelos dañados. Al igual que en el caso de los forjados unidireccionales con nervios armados in situ, en la simulación se tiene en cuenta la fachada cerámica.

Se analiza la capacidad de carga de un forjado de hormigón armado realizado con viguetas prefabricadas de cemento aluminoso, cuyos torzales pretensados inferiores están totalmente corroídos. Al poseer más torzales pretensados el nervio prefabricado, para resolver problemas de equilibrio en la sección, cuando los torzales inferiores desaparecen, colaboran el resto, por lo que sí que aguanta en cierta manera el nervio. Los nervios prefabricados pretensados tienen mayor seguridad remanente que los nervios armados in situ.

Se evalúa la seguridad remanente en casos de corrosión de los torzales inferiores de todos los nervios de un paño, y en los casos en que la corrosión completa de estos torzales aparezca en los tres nervios centrales de un cuadrante, al igual que en el estudio de los forjados armados.

Figura 7.47. Nervio pretensado con problemas de aluminosis

La forma en la que se analiza la seguridad es mediante la introducción de modelos de un edificio completo en el software de cálculo mediante elementos finitos Ansys. Se tiene en cuenta la geometría real espacial, es decir, se simulan los distintos materiales con su comportamiento y cada elemento con sus dimensiones y en su posición exacta, desde el elemento de hormigón, al cerámico, y las armaduras activas y pasivas. En la simulación se incluye la

no linealidad, el planteamiento del equilibrio en la estructura deformada, la fisuración y el aplastamiento en el hormigón, así como la plastificación y la cedencia en el acero.

Se obtienen conclusiones de esta parte del estudio, como que pese a tener corrosión, el forjado no presenta grandes deformaciones, con lo que no origina fisuraciones en otros elementos constructivos como la tabiquería. Esto es lo que ocurre en la realidad en muchas ocasiones, por lo que es difícil detectar los problemas de corrosión acelerada por el cemento aluminoso si existen elementos que ocultan los nervios, como por ejemplo un falso techo.

En las peritaciones de casos reales se observan con asombro casos de paños de forjado en que la totalidad de las viguetas tienen corroídas todas las armaduras activas inferiores, sin llegar a detectar fisuración muy grave en los solados ni en la albañilería, y sin deformaciones excesivas. En alguno de los casos el daño se demostró al demoler el falso techo, como se observa en las figuras 7.47. y 7.48. En las imágenes tomadas en una vivienda sita en Benigánim (Valencia), se aprecia únicamente la huella del óxido, ya que los torzales se han corroído por completo. Se observan algunos de los torzales colgando.

Figura 7.48. Viguetas con toda la armadura activa inferior corroída

7.2.1. Modelización

Se modeliza la misma geometría de edificio genérico de viviendas de tres alturas que en el apartado de los forjados armados in situ (punto 7.1.1.).

De nuevo se simula un cuarto del modelo, aprovechando la doble simetría. Se aprecia en la figura 7.49. derecha cómo el armado está modelizado en su ubicación exacta en la realidad.

En resumen, las dimensiones geométricas y armado de los modelos son los mismos que en el caso de forjados armados in situ:

-Altura libre: 2,64 m

-Luces vigas a eje de pilares: 4,47 – 5,22 – 4,47 m

-Luces nervios a eje de pilares: 4,92 m

-Intereje del forjado: 69 cm

-Canto forjado: 0,30 m

-Losa superior de forjado de 5 cm con mallazo de 5 mm cada 25 cm, como armadura disuelta

-Nervios: Vigueta T 12.3 Prevalesa S.L. 2Ø5 + 1Ø5 + 1Ø5

-Vigas: 60x30, 3Ø12 + 4Ø16 en centro de vano, 3Ø12 + 4Ø20 en apoyo, estribos 4Ø6 con separación variable cada 12 cm como mínimo

-Pilares: 30x30, 4Ø12, estribos Ø6 cada 24 cm

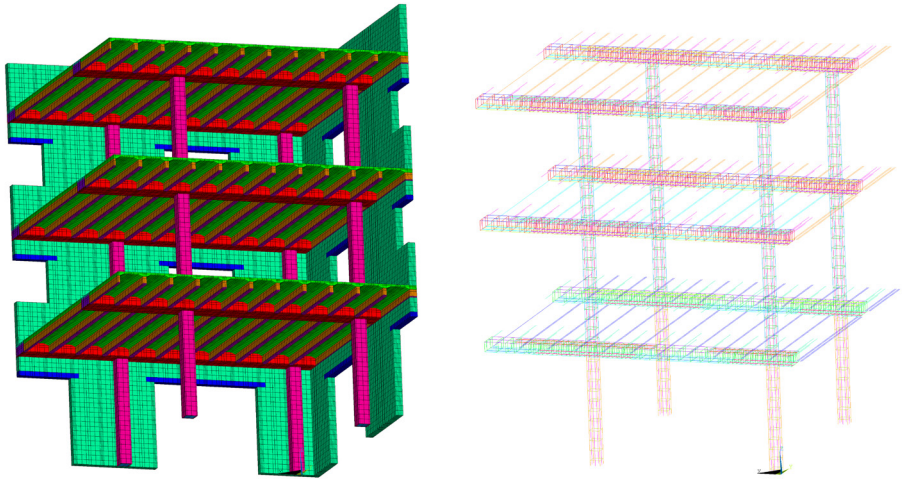


Figura 7.49. Geometría del modelo simulado, siendo una cuarta parte del modelo completo

El armado elegido para las vigas y los pilares es un armado muy habitual. En la figura 7.50. se muestra el tipo de vigueta que se ha elegido, la T 12.3 de la empresa Prevalesa S.L. (2008).

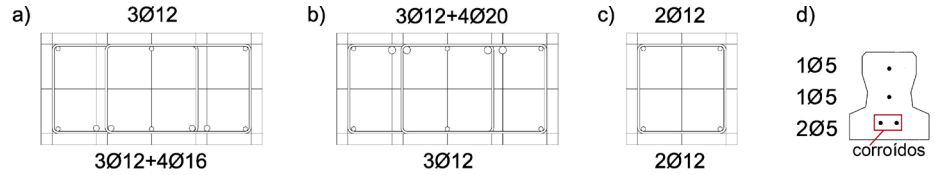


Figura 7.50. Armado de vigas en el centro de vano (a) y en los apoyos (b), armado de pilares (c) y vigueta pretensada (d)

7.2.2. Entrada de datos

Al igual que en el apartado de forjados armados in situ, es muy importante en la evaluación de la seguridad remanente tener en cuenta la aparición de cargas y elementos constructivos en el orden en que aparecen en la realidad.

a) Proceso de entrada en carga y aparición de los elementos resistentes

Para conseguir un comportamiento real de todos los elementos constructivos y del conjunto de la estructura, se emplea el nacimiento y muerte de elementos, para que cada uno de ellos influya en el momento en el que aparece en la construcción real. De este modo, cada elemento empieza a rigidizar en el momento en que lo hace en la realidad. Se aplica la carga en una serie de pasos de forma intencionada para conseguir el orden de aparición. Se adjuntan imágenes de la deformada vertical del modelo en cada uno de los pasos para su mejor entendimiento. Se elige el modelo con corrosión en todos los torzales inferiores de todos los nervios del paño extremo. Éste es uno de los modelos que se han simulado, en concreto el caso B.2. Posteriormente se explican con detalle los diversos casos de corrosión en los modelos simulados.

1) Pretensado de las viguetas. Solo existen las viguetas en este punto, pero ya están ubicadas en su posición final. La forma empleada para introducir el pretensado en las armaduras de las viguetas es mediante unas fuerzas equivalentes de compresión. Las Hojas de Autorización de uso de las viguetas, suministradas por las empresas fabricantes de éstas en España (Prevalesa, 2008), permiten obtener el valor de estas fuerzas. En este caso se eligen unas viguetas T-12 con 2Ø5 + 1Ø5 + 1Ø5. La empresa facilita el valor de la tensión inicial de pretensado, 1.255 N/mm^2, e informa de que habrá una pérdida del 29% a plazo infinito. Se calcula el valor de la fuerza para el 71% de esta tensión, y se obtiene el menor valor de estas fuerzas de pretensado

en toda la vida útil del edificio. La fuerza equivalente por redondo de 5 mm de diámetro es igual a 17.000 N. Al finalizar este primer paso, se ve cómo las viguetas tienen una contraflecha de unos pocos milímetros (Figura 7.51.).

El resto del modelo aparece en azul porque no existe realmente, no ha entrado a formar parte del cálculo en este punto. Tiene deformada nula.

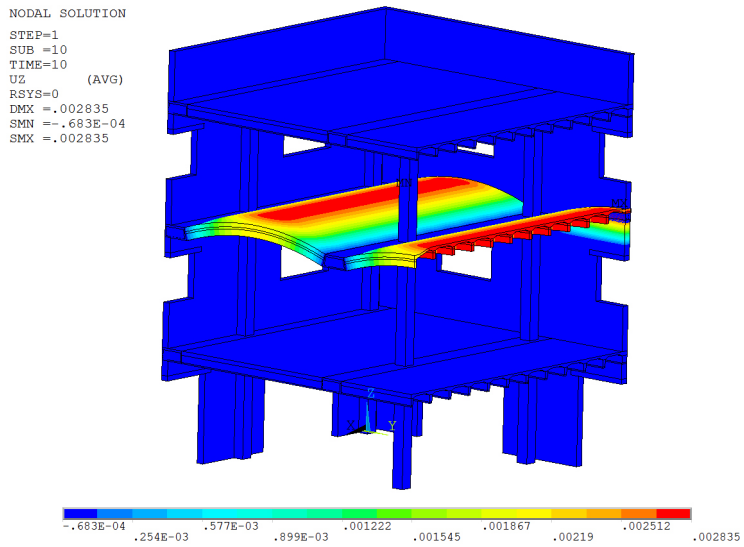


Figura 7.51. Deformada vertical al final del paso de carga 1

2) Peso propio de la estructura. En un segundo paso de carga aparece el resto de la estructura de hormigón armado. De este modo las viguetas pretensadas forman una unidad junto con los elementos de hormigón armado: las vigas, los pilares y la capa de compresión.

No se adjunta figura con la deformada porque prácticamente no varía respecto de la anterior.

La parte del modelo que acaba de nacer se acopla a la deformada de lo que existía previamente, y a partir de aquí deformarán de forma solidaria, como una unidad.

3) Carga en todos los forjados hasta 4.500 N/m^2. Esta carga corresponde a la fase de la obra donde todavía no se ha construido la tabiquería ni la fachada, ni ha entrado la sobrecarga de uso. A partir de aquí comienza a producirse la flecha activa respecto a la tabiquería. Interesa tener este punto marcado para comprobar la limitación de flecha activa según EHE.

Se observa en la figura 7.52. que el forjado 2, que es en el que se ha simulado el pretensado, todavía posee cierta contraflecha a esta carga, mientras que los forjados 1 y 3, al haber sido modelizados como armados, ya poseen deformada vertical negativa.

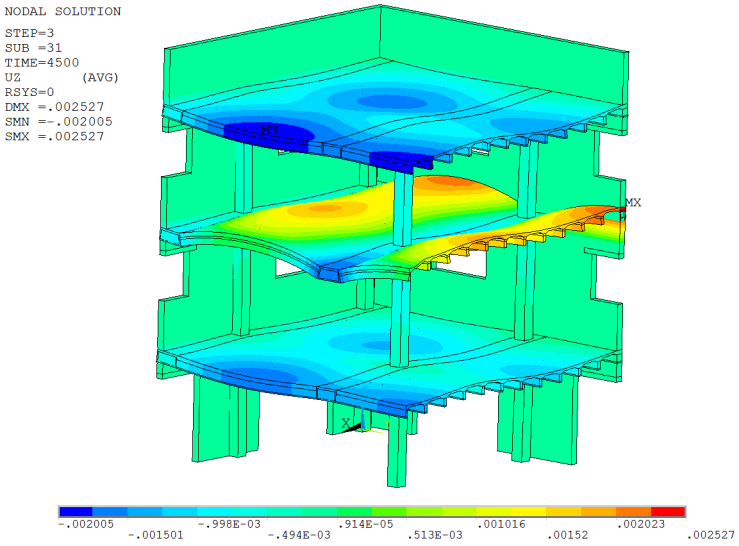


Figura 7.52. Deformada vertical al final del paso de carga 3

4) Fachada. En este punto, en un cuarto paso de carga, nace la fachada, siguiendo el orden de construcción, para que empiece a rigidizar y entre su peso propio y su resistencia.

Al igual que en el paso de carga 2, no se adjunta deformada por la poca variación que ocasiona este cambio de forma inmediata.

5) Carga en todos los forjados hasta 6.100 N/m^2. Respecto a esta carga se evalúa la seguridad real remanente en casos con corrosión de viguetas, ya que abarca todas las concargas y la parte cuasipermanente de la sobrecarga de uso. Ésta es la denominada carga de servicio.

A continuación se muestra en la figura 7.53. la deformada vertical del caso B.2. al final de este paso de carga.

Hay muy poca variación respecto de la deformada al final del paso de carga 3. Únicamente se aumenta el descenso vertical en la simetría paralela a los nervios en el forjado 3, que pasa de 2 a 3 mm, y la contraflecha todavía positiva de 2 mm de los nervios pretensados del forjado 2 prácticamente permanece constante.

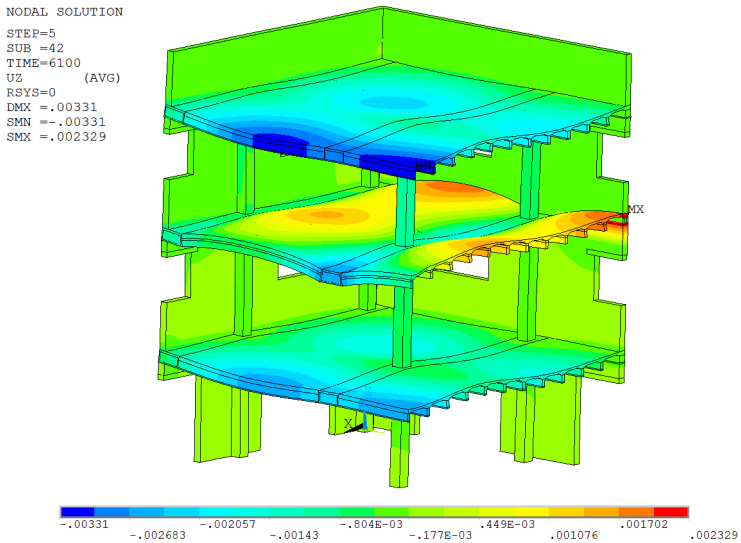


Figura 7.53. Deformada vertical al final del paso de carga 5

6) Corrosión. A continuación, en un sexto paso de carga se elimina el pretensado de los alambres inferiores de determinadas viguetas, según el caso estudiado. Con esto se simula la pérdida total de estos alambres por corrosión, aspecto que se persigue esta investigación. El resto de alambres pretensados de las viguetas prefabricadas se mantienen, ya que no se corroen y en la realidad colaboran en la sustentación del forjado. A la hora de investigar temas relacionados con la corrosión, hay diversas opciones en cuanto a la modelización de la pérdida de adherencia. Existen estudios que suponen la completa adherencia, despreciando el deslizamiento (Fanning, 2001)(Kawakami e Ito, 2003)(Kotsovos y Pavlovic, 2004)(Wolanski, 2004) (Chansawat y otros, 2006)(Kaewunruen y Remennikov, 2006)(Mahmudur y Alam, 2006). Otra opción es la de modelizar el fenómeno tan complejo que ocurre en la realidad, y es que se permita cierto deslizamiento (Padmarajaiah y Ramaswamy, 2002)(Thomas y Ramaswamy, 2006). Esta opción es adecuada cuando se analiza un elemento simple. En este caso, que es el caso extremo de pérdida total de sección de los tendones inferiores, no tiene sentido modelizar la adherencia, ya que al romper el alambre deja de transmitir esfuerzos. De este modo se considera el peor de los casos a la hora de evaluar el índice de seguridad remanente real que existe.

No se muestra una figura de deformada al final de este paso de carga porque no ocasiona cambios con efecto inmediato.

7) Carga hasta rotura. Finalmente, en un séptimo paso de carga, se cargan hasta la rotura determinadas zonas de los forjados, también según el caso estudiado. Con la comparación de las curvas carga-desplazamiento de puntos de los forjados del modelo sano con los diversos modelos analizados dañados, y sobre todo con el cociente entre la carga soportada a una deformada máxima que permite la norma y la de 6.100 N/m^2, se evalúa el factor de carga de los forjados de viguetas pretensadas en caso de existir corrosión.

En el caso representado en la imagen de deformada vertical se carga hasta el colapso el paño extremo del segundo forjado (Figura 7.54.).

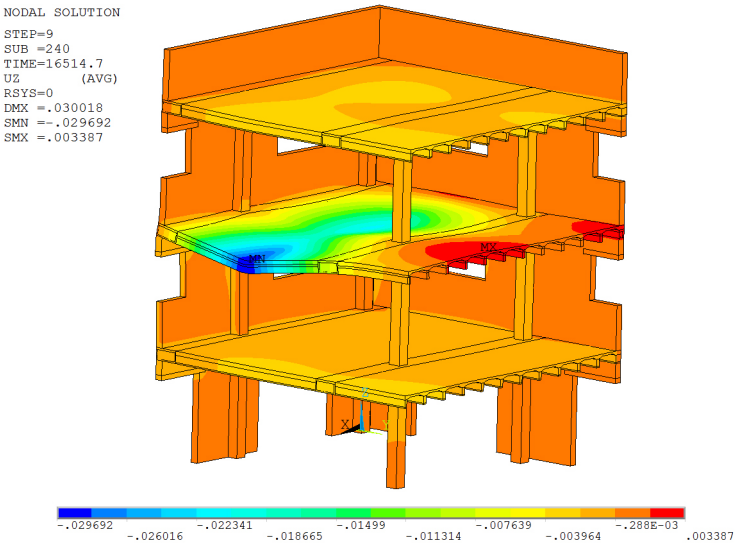


Figura 7.54. Deformada vertical previa al colapso

En muchos casos, esta corrosión es consecuencia de la utilización del cemento aluminoso en la fabricación de las viguetas. Se analiza de este modo la seguridad, pero siempre controlando que las deformaciones estén dentro de unos intervalos razonables, para seguir cumpliendo la normativa.

b) Catálogo de modelos simulados

La metodología empleada dentro de la modelización de un edificio completo de tres alturas, para evaluar el índice de seguridad real en un forjado con corrosión en los nervios pretensados, consiste en comparar curvas carga-desplazamiento en unos puntos determinados de los forjados. Las curvas que se

comparan son las obtenidas por simulaciones del modelo sano y por simulaciones de diversos modelos con pérdida total de tendones inferiores por corrosión.

Para obtener una situación intermedia ideal en el supuesto de una estructura porticada, se analizan diferentes casos de corrosión en el segundo forjado (Figura 7.55.). De este modo no influye el empotramiento de los pilares en el suelo que tiene el forjado 1, ni la falta de continuidad de los pilares hacia arriba que tiene el forjado 3.

En el caso A, se realiza un cálculo con toda la estructura sana, para ver a qué valores de carga puede llegar la simulación. En este caso se cargan todos los forjados hasta 6.100 N/m^2 con los pasos de carga ya comentados para tener en cuenta el proceso constructivo, y después se carga hasta la rotura el forjado 2 completo.

Para evaluar la seguridad se distinguen dos casos más, el B y el C, que corresponden a la aparición de la corrosión en el paño extremo y en el paño central respectivamente.

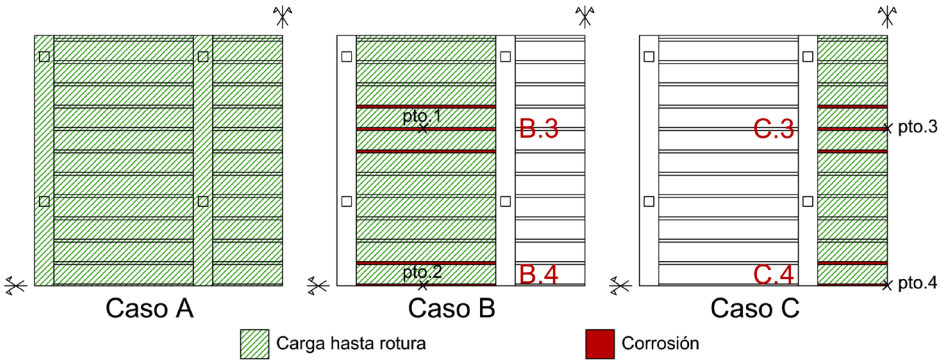


Figura 7.55. Casos estudiados: zonas de carga y corrosión en el segundo forjado y puntos de análisis

En lo referente al paño extremo, que en el cuarto de modelo es el que tiene modelizada toda la longitud de la vigueta, se evalúa la seguridad en cuatro casos, siempre cargando hasta la rotura este paño completo: sano (B.1), con corrosión en todos los nervios del paño (B.2), con corrosión en los 3 nervios centrales del cuadrante en esquina (B.3), y con corrosión en los 3 nervios centrales del cuadrante que está en la simetría paralela a las viguetas. Tratando ahora los casos de corrosión en el paño central, aparecen también cuatro casos analizados, cargando hasta la rotura solo este paño en el segundo forjado: caso sin corrosión (C.1), con corrosión en todos los nervios de este paño (C.2), con corrosión en los 3 nervios centrales en el cuadrante de la simetría

perpendicular a las viguetas (C.3), y con corrosión en los 3 nervios centrales del cuadrante de la doble simetría (C.4).

7.2.3. Resultados

En la tabla 7.7. se muestran los resultados de carga máxima, deformada vertical máxima y factor de carga $Q_{f.adm.}/Q_{servicio}$. Se obtienen resultados con las simulaciones de los diferentes modelos analizados, tanto sanos como dañados. En todos los casos se cargan los tres forjados hasta 6.100 N/m^2, y llegados a este punto, se corroen los torzales inferiores de algunos nervios y se cargan más las zonas afectadas por corrosión hasta el colapso.

Caso	Zona cargada fdo.2	Corrosión	Carga máxima (N/m^2)	Dz máx (cm)	Factor de carga $Q_{f.adm}$ / $Q_{servicio}$
A	Completo	Nada	20.545	2,82	2,63
B.1	Paño extremo	Nada	20.511	2,78	2,60
B.2	Paño extremo	Paño completo	16.593	3,01	2,00
B.3	Paño extremo	3 nervios esquina	18.415	2,20	2,59
B.4	Paño extremo	3 nervios simetría paralela a viguetas	18.726	2,70	2,37
C.1	Paño central	Nada	23.291	2,28	3,11
C.2	Paño central	Paño completo	21.600	2,98	2,52
C.3	Paño central	3 nervios simetría perp. a viguetas	24.135	2,76	3,04
C.4	Paño central	3 nervios doble simetría	28.691	4,44	2,89

Tabla 7.7. Valores de carga máxima, deformada vertical máxima y factor entre la carga en la flecha activa admisible y la carga de servicio para los diversos modelos

En el Apéndice IV se recopilan resultados de desplazamiento vertical, tensiones y fisuración de todos los modelos con forjados de 30 cm de canto, de nervios pretensados, simulados. En el propio apéndice se extraen conclusiones comparando entre los diversos modelos simulados.

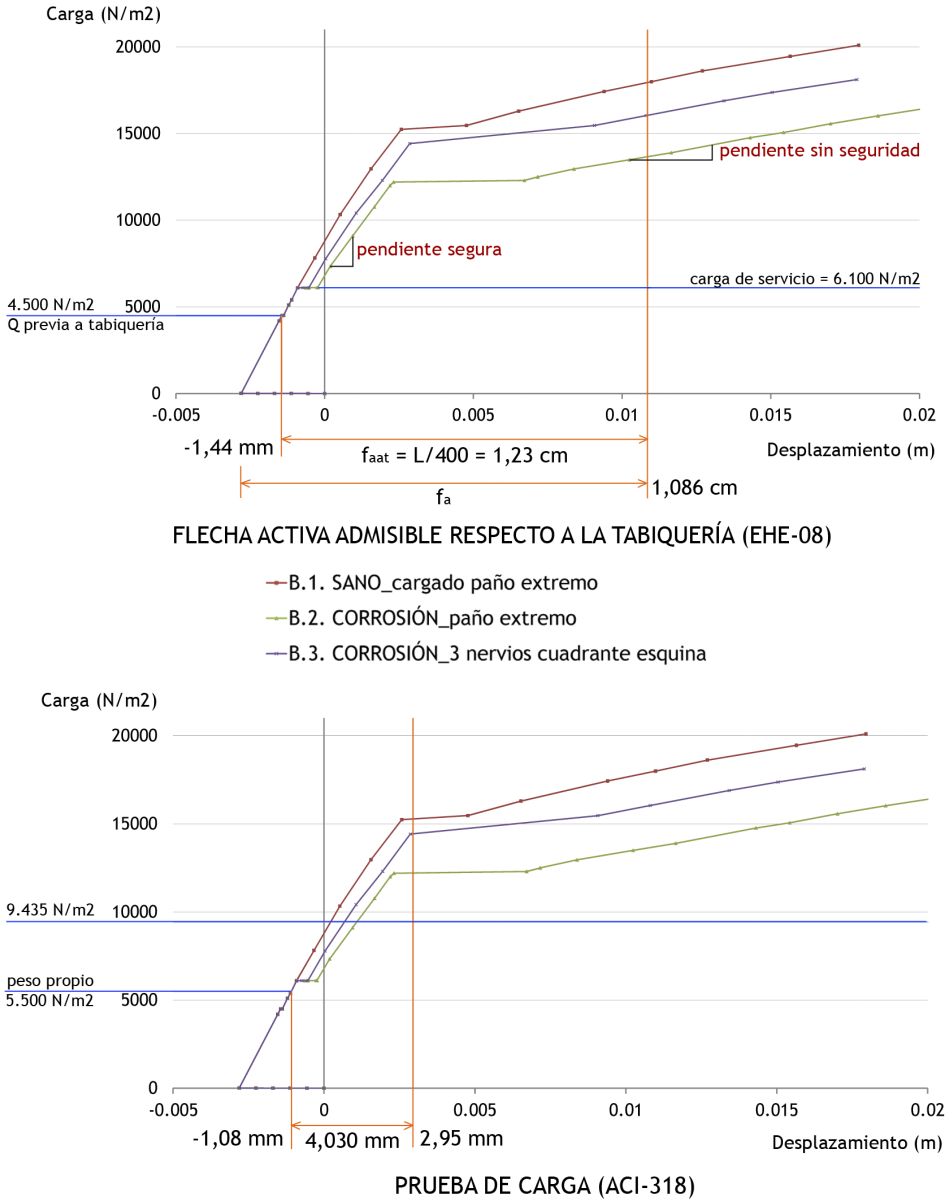
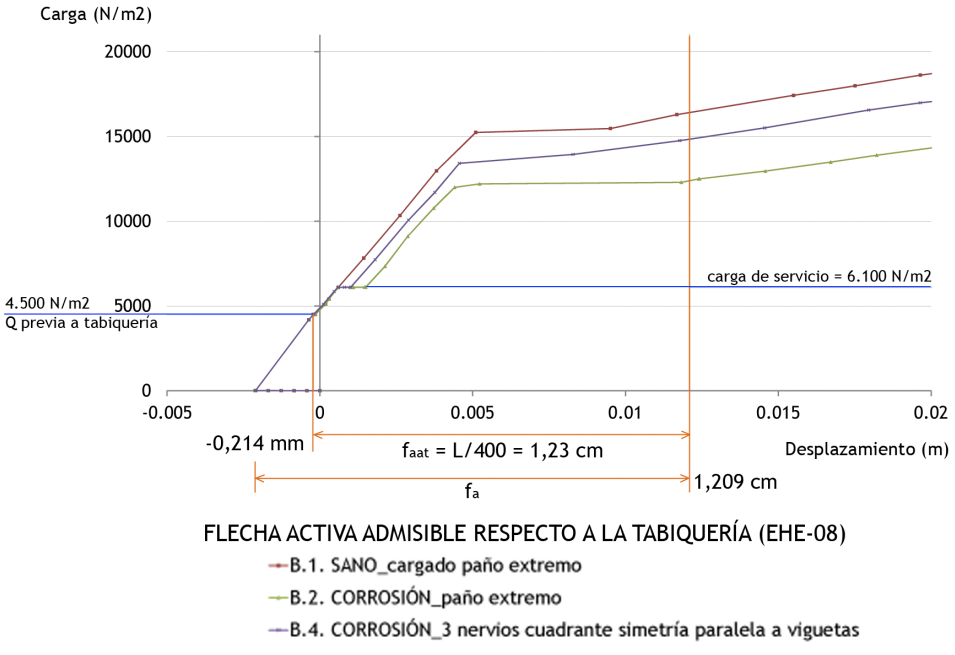


Figura 7.56. Curvas carga-desplazamiento del punto 1



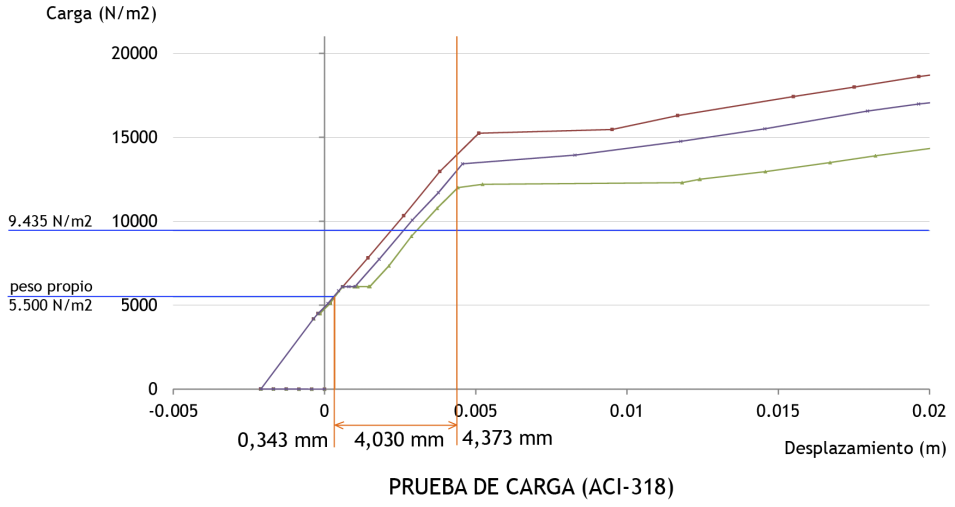


Figura 7.57. Curvas carga-desplazamiento del punto 2

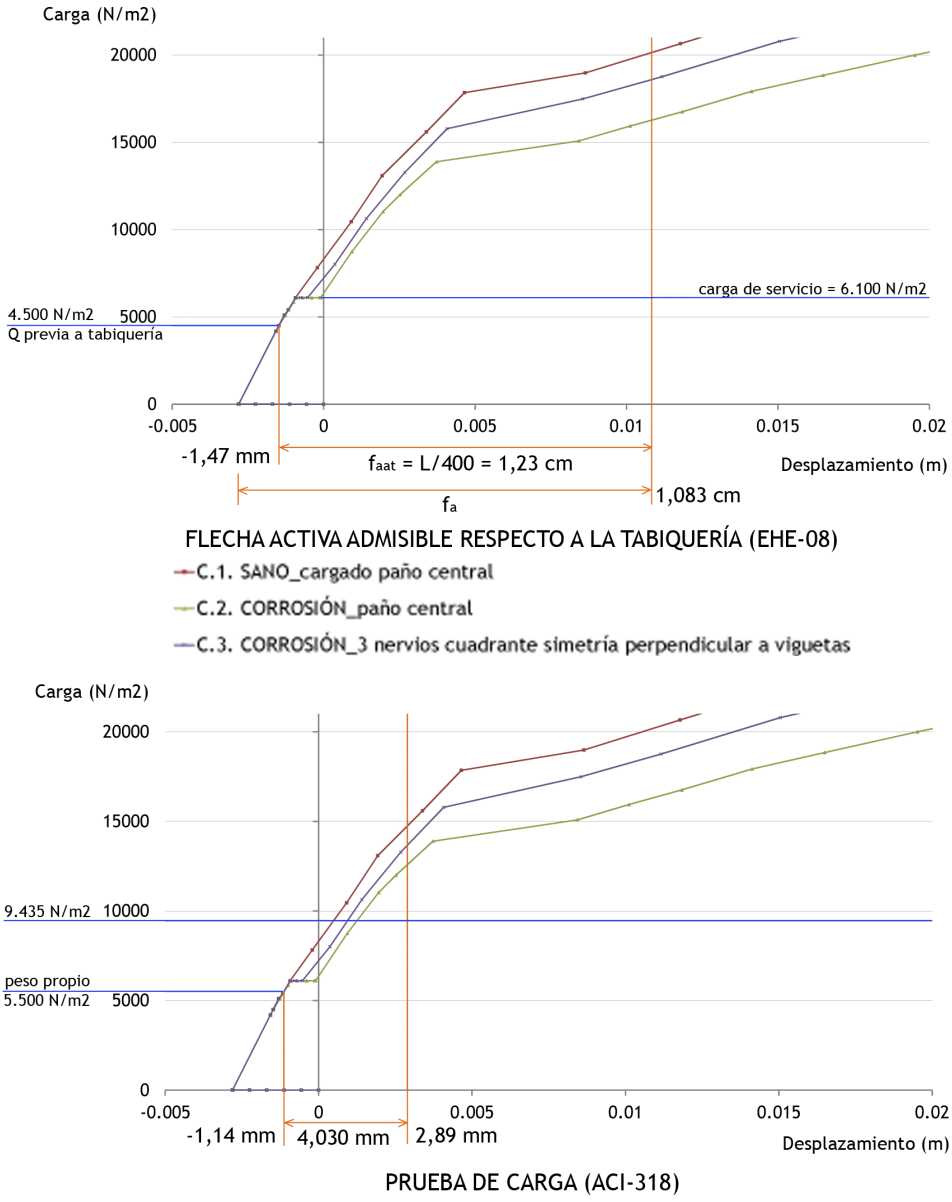


Figura 7.58. Curvas carga-desplazamiento del punto 3

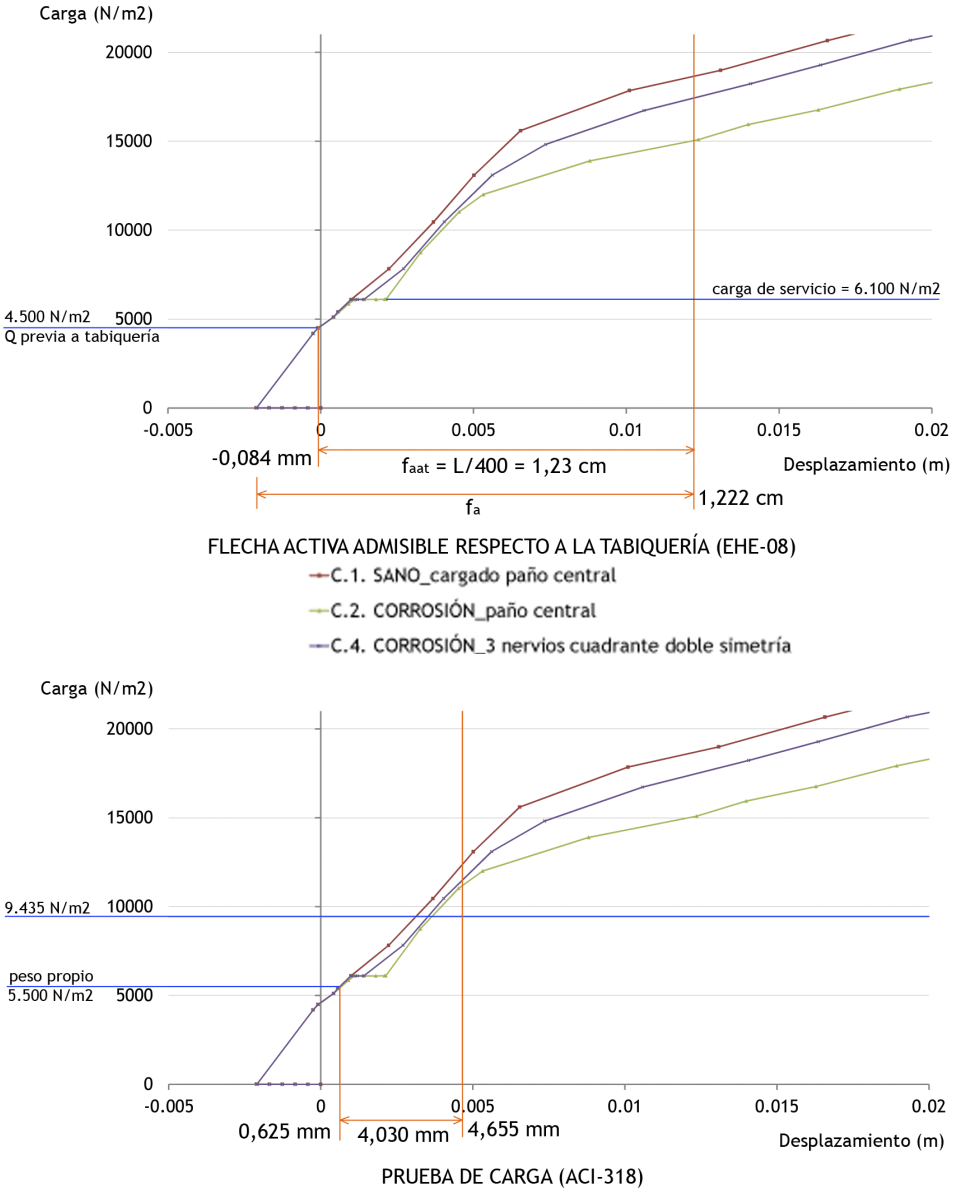


Figura 7.59. Curvas carga-desplazamiento del punto 4

En las figuras 7.56., 7.57., 7.58. y 7.59. se comparan las curvas carga-desplazamiento de los diversos casos estudiados en los puntos 1, 2, 3 y 4 respectivamente.

Al igual que en los casos de forjados ejecutados con nervios in situ simulados, este estudio se centra en dos aspectos fundamentales para evaluar la seguridad remanente de los forjados: el cumplimiento de la flecha activa admisible según EHE-08 y la comprobación de la prueba de carga según ACI-318.

Se debe establecer un criterio para evaluar la seguridad remanente en los diferentes casos de corrosión. Se adopta como criterio la flecha de valor L/400 al ser el valor máximo admisible de flecha activa tanto para la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08) como para el Código Técnico de la Edificación (CTE-06).

La flecha activa respecto a la tabiquería es la que se produce desde su puesta en obra, es decir, la flecha total menos la que ya se ha producido hasta el instante en que se construye el elemento.

El proceso constructivo se divide en una serie de pasos de carga. El primero es el pretensado de las viguetas. El segundo es el peso propio de la estructura (3.500 N/m^2). En el tercero entra el peso propio del solado (1.000 N/m^2). En el cuarto es cuando entra la tabiquería y la fachada. Es decir, hasta el momento en que entra la tabiquería el valor de la carga es de 4.500 N/m^2.

En la tabla 7.8. se representan los valores de flecha a la carga de 4.500 N/m^2 y los valores de flecha total admisible (f_a).

	pto. 1	pto. 2	pto. 3	pto. 4
Dz a 4.500 N/m^2	-1,44 mm	-0,214 mm	-1,47 mm	-0,0837 mm
f_a	1,086 cm	1,209 cm	1,083 cm	1,222 cm

Tabla 7.8. Valores de Dz a la carga de 4.500 N/m^2 y de f_a

Cabe remarcar que se desprecian los importantes fenómenos de la fluencia del hormigón, que en peritación real estarían presentes.

Los puntos 2 y 4 son los dominantes, y por tanto, los más restrictivos, ya que si se observan las curvas carga-desplazamiento llegan a la flecha activa admisible (f_{aat}) con menos carga sobre el forjado. Se analiza la seguridad remanente de los casos sano y totalmente corroído de cada paño. Después, en los casos de corrosión de tres nervios centrales de un cuadrante, se evalúa la seguridad de cada caso en el punto correspondiente: 1, 2, 3 ó 4. Estos puntos aparecen marcados en la figura 7.55.

En las curvas carga-desplazamiento de los distintos puntos se evalúa la deformada para el valor de carga 4.500 N/m^2. En este momento aparece la tabiquería. A partir de aquí se permite una flecha de L/400. La luz de las viguetas es igual a 4,92 m medida a ejes de pilares. Esto da como resultado una deformada de 1,23 cm. Por tanto, la flecha total admisible (f_a) se obtiene sumando estas dos deformaciones. Éste es el valor de deformada al que se mide la seguridad, haciendo el cociente entre la carga que acepta a dicha deformada cada modelo y la carga de servicio (6.100 N/m^2).

Y, además se simula la prueba de carga según norma ACI-318. Esta comprobación se analiza en las curvas inferiores de las figuras 7.56., 7.57., 7.58. y 7.59. Las pautas de la prueba de carga son las mismas que en el apartado previo, de forjados con nervios armados, porque la geometría es exactamente la misma. Por lo que la carga total será de 9.435 N/m^2 y el incremento de flecha originado desde los 5.500 N/m^2 (solo el peso propio) hasta los 9.435 N/m^2 tendrá un límite de 4,030 mm para que no sea necesario comprobar la flecha recuperada en la descarga.

En la tabla 7.9. se representan los valores de flecha a la carga de 5.500 N/m^2 y los valores de flecha total permitida a la carga de 9.435 N/m^2.

	pto. 1	pto. 2	pto. 3	pto. 4
Dz a 5.500 N/m^2	-1,08 mm	0,343 mm	-1,14 mm	0,625 mm
Dz permitido según ACI-318	2,95 mm	4,373 mm	2,89 mm	4,655 mm

Tabla 7.9. Valores de Dz a la carga de 5.500 N/m^2 y de flecha total admisible al valor de prueba de carga ACI-318

En el Apéndice V se comparan ampliamente las curvas carga-desplazamiento de los modelos de forjados de 30 cm de canto, armados y pretensados, y se extraen conclusiones.

7.2.4. Análisis y discusión de los datos obtenidos

En cada una de las figuras que representan curvas carga-desplazamiento en puntos del forjado se ve que al principio todos los modelos tienen una deformada negativa. Es la contraflecha debida al pretensado de las viguetas, que se realiza en una primera fase, antes de cargar la estructura. Hasta llegar a la carga de 6.100 N/m^2, todas las curvas se superponen, porque los modelos son idénticos. A partir de este punto es cuando en algunos modelos se corroen tendones. Se aprecia un escalón en los modelos dañados. Este escalón representa un incremento de deformada sin necesidad de incrementar la carga. Esto

es debido a que cuando la estructura está cargada hasta 6.100 N/m^2 se quitan las fuerzas de pretensado equivalentes a los tendones deseados, y, a partir de aquí, cada modelo sigue con una rama diferente, debido a que cada uno es diferente.

Después de un escalón de menos de 2 mm en la deformación vertical, las curvas vuelven a subir con una pendiente bastante similar a la que poseían antes de la corrosión (pendiente segura). Siguiendo con el proceso de carga, se mantiene esta pendiente hasta que aparece un segundo escalón de cedencia provocado por el fallo de algunos nervios. Este segundo escalón de cedencia es de más de 6-7 mm en algunos modelos simulados, como el B.2, que simula la corrosión del paño extremo completo. Tras este escalón de cedencia, las curvas siguen con una pendiente mucho menor (pendiente sin seguridad) (Figura 7.56.).

Al igual que en el caso de estudio de los forjados unidireccionales con nervios armados in situ, un buen indicador de la magnitud necesaria de la intervención o refuerzo en caso de peritación es realizar una pequeña prueba de carga controlada. Con unos pocos sacos de arena se mide el incremento de deformación, y se conoce la pendiente, lo que da información del tramo de la curva carga-desplazamiento en que se encuentra la estructura. Si está en la pendiente mayor, la primera, queda suficiente seguridad.

Tal y como se ha comentado anteriormente, el modelo elegido de vigueta prefabricada, la T 12.3 de la empresa Prevalesa S. L., posee 2Ø5 en la parte inferior, pero más arriba contiene 1Ø5 más, y un poco más arriba otro 1Ø5. Por lo que al corroer los dos redondos inferiores, todavía queda armadura en el nervio, que le ayuda a resistir esfuerzos de tracción. La sección falla una vez se ve sobrepasada la armadura que queda en los nervios.

En cada una de las figuras de comparación de las curvas carga-desplazamiento se representan todas las curvas completamente. A partir de un determinado punto, la convergencia ya es complicada de conseguir. En algunos modelos se ha tenido que modificar algún valor de convergencia o de no linealidad. Por esto aparecen algunos modelos que aguantan más que otros, y teóricamente no debería ser así. Esto es debido al ruido. En la tabla 7.7. se manifiestan los valores de carga máxima y deformada vertical máxima de todo el edificio completo, donde se observa el ruido.

Los resultados obtenidos en esta modelización de un edificio completo con pretensado y la posición real de las armaduras activas y pasivas, y con un proceso paulatino de carga y entrada de los elementos constructivos, permite concluir que, como en la realidad, todo un paño de forjado con todas sus armaduras activas inferiores totalmente corroídas encuentra otros mecanismos resistentes que permiten su uso hasta un elevado grado de carga.

En el caso de un forjado de 30 cm de canto y del orden de 5 m de luz de recuadro entre pilares, a pesar de tener los tendones totalmente corroídos la deformación de los modelos se mantiene en valores prácticamente inapreciables, lo que corresponde con lo observado en casos reales. Estas pequeñas deformaciones implican que prácticamente no existen daños, con una fisuración inapreciable en la tabiquería y en los solados. Esta fisuración por corrosión de armadura es muy inferior a otros casos de comportamiento térmico, de retracción hidráulica y, sobre todo, muy inferior a pequeños movimientos de la cimentación.

En el caso estudiado, para una carga de servicio de 6.100 N/m^2 la deformación posterior al pretensado es prácticamente inapreciable, y el proceso de corrosión genera un incremento de flecha muy pequeño, inferior a un par de milímetros en estos modelos sin fluencia reológica del hormigón, que no es un aspecto determinante en estas situaciones patológicas. Este pequeño incremento de deformada corresponde con los casos reales observados.

En el paño más desfavorable, el extremo, en el que se ha tenido en cuenta el peso y la rigidez de la fachada, para una carga de 12.230 N/m^2, es decir un factor de 2 veces la de servicio, aparece un escalón de cedencia generalizado en el que la flecha se duplica instantáneamente, llegando a la flecha activa admisible. Esto genera cierta alarma por el ruido y la aparición instantánea de fisuras en tabiques y solado. En el solado las fisuras siguen las líneas de rotura correspondientes al mecanismo denominado de artesa en el análisis de placas.

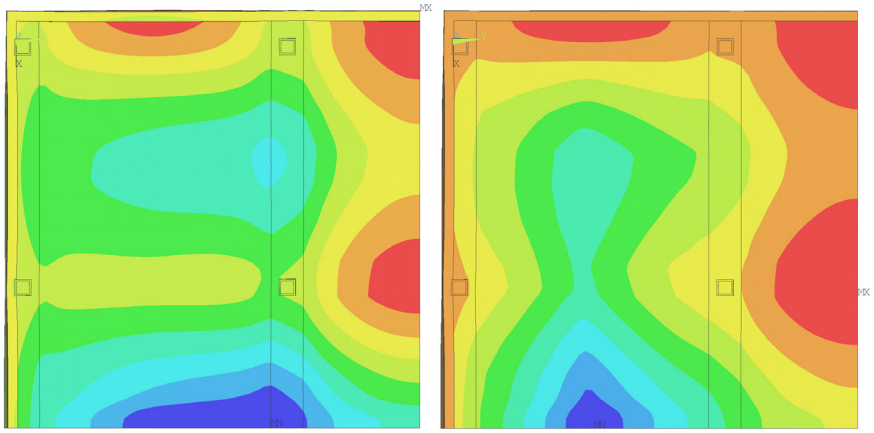


Figura 7.60. Paso de la deformada bajo cargas habituales (izquierda) a deformada en artesa (derecha)

En la figura 7.60. se observa en la parte izquierda para una carga de 12.230 N/m^2 un gráfico de isocontornos de deformación que sigue patrones independientes en cada recuadro al mantenerse los nervios enfrentados entre pilares muy solicitados, pero con deformación contenida. Con un ligero incremento de carga, al ceder estos nervios, aparece un mecanismo de deformada continua entre los dos recuadros del paño, que se muestra en la parte derecha de la figura.

Esto dicta una recomendación constructiva: reforzar, incluso con armaduras gruesas, la parte inferior de los nervios enfrentados a los pilares.

En la peritación real, si están totalmente corroídos todos los tendones inferiores de todo un paño, es difícilmente asumible no proyectar un refuerzo o reparación, e incluso no recomendar el desalojo, a pesar de existir estos otros mecanismos resistentes.

En el caso más habitual de las situaciones patológicas observadas en el que solo existen de uno a tres nervios con todas las armaduras rotas, generalmente por pertenecer a una zona húmeda, la relación entre la carga última y la de servicio alcanza valores muy razonables, del entorno de 2,37 a 3,04 según el recuadro analizado. Un valor mayor o igual a 3 sería adecuado para la seguridad global en fase de diseño.

Con menos de tres nervios con corrosión total de las armaduras inferiores puede existir una reserva suficiente de seguridad. Es necesaria una inspección continuada y un control de los desperfectos y mantenimiento adecuado. Eso no quita que sea muy adecuada una reparación local, incluso con un refuerzo liviano mediante la adición de bandas de fibras pegadas.

Respecto a la prueba de carga de la ACI-318, llama la atención que ningún modelo simulado (ni los casos de desaparición de los torzales inferiores de todos los nervios de un paño) experimenta un incremento de deformada originado por la prueba superior a 4,030 mm, por lo que según esta normativa el edificio podría mantenerse en uso.

Pero, como ya se ha mencionado, no parece sensato no reforzar ligeramente los casos de hasta 3 nervios contiguos con corrosión, y reforzar fuertemente los casos en que todos los nervios de un paño sufren corrosión.

Que cumplan esta prueba de carga los modelos con forjados pretensados y no los armados es debido a que en los nervios pretensados al desaparecer los torzales inferiores todavía quedan torzales pretensados. En cambio, en los nervios armados, cuando desaparece el armado inferior, ya no existe armado longitudinal que colabore con la absorción de los esfuerzos de tracción.

Es de destacar que las simulaciones presentan un comportamiento muy dúctil, con lo que, si no existen problemas asociados al cortante, las deformaciones esperadas son muy grandes y avisan antes del colapso. Esto permite aceptar criterios de uso, control y mantenimiento menos apresurados por parte de los responsables de la peritación.

7.2.5. Evolución de los patrones de fisuración

De igual forma que en el caso de los forjados con nervios armados in situ, en este apartado se analiza con detalle la evolución de la fisuración en el forjado 2 conforme se incrementa la carga hasta el colapso en los forjados unidireccionales construidos con viguetas pretensadas.

Se evalúa el caso sano en que no existe corrosión y se carga totalmente el forjado 2 hasta la rotura.

La figura 7.61. muestra un pequeño esquema correspondiente a un cuarto de modelo para recordar la nomenclatura de las vigas con sus tramos y de los pilares.

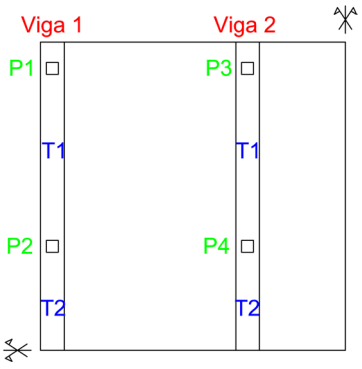


Figura 7.61. Esquema de pilares y vigas de un cuarto del modelo

A continuación, se evalúa la fisuración en el forjado 2 en los pasos de carga que sean de interés, bien por la aparición de un nuevo tipo de fisuración o bien por el progreso significativo de alguno ya existente.

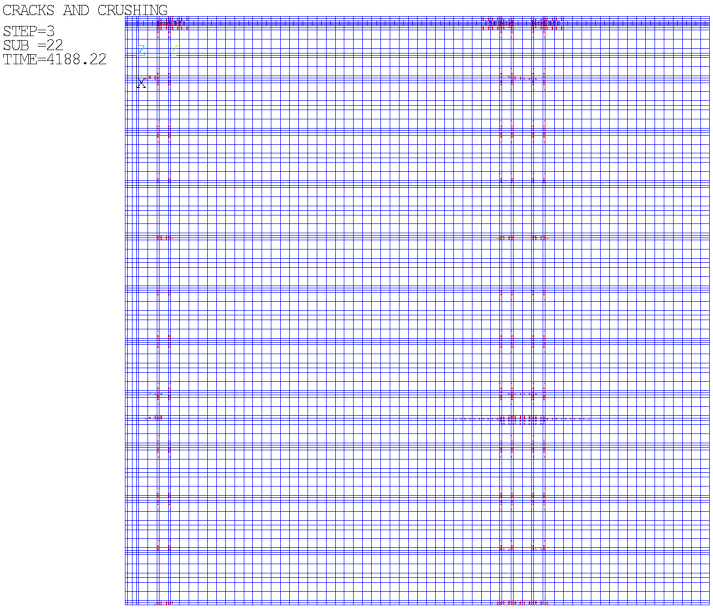


Figura 7.62. Fisuración del forjado 2 con una carga de 4.188,22 N/m^2

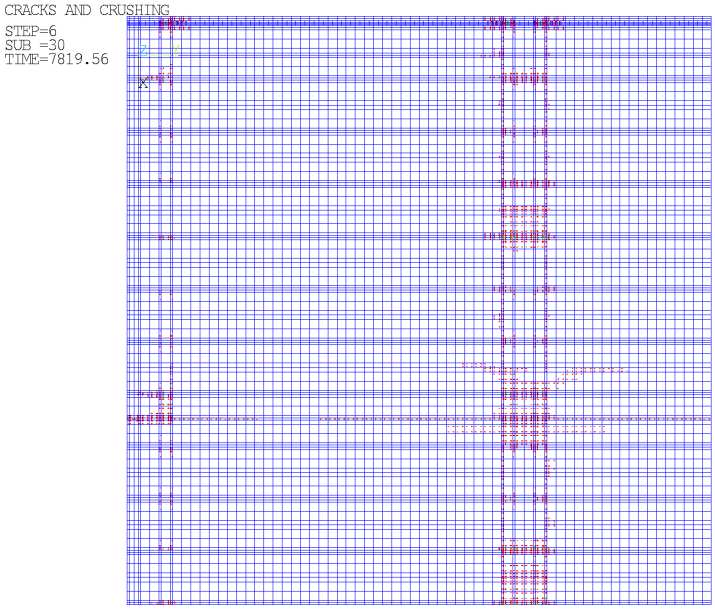


Figura 7.63. Fisuración del forjado 2 con una carga de 7.819,56 N/m^2

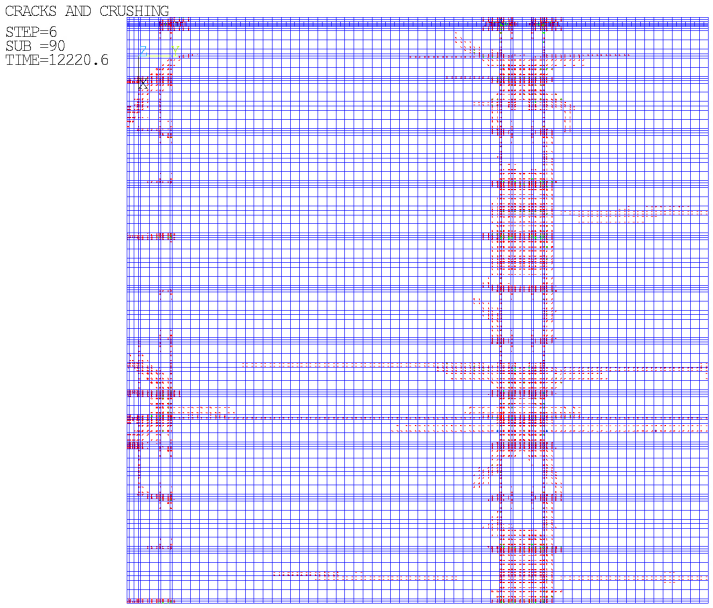


Figura 7.64. Fisuración del forjado 2 con una carga de 12.220,6 N/m^2

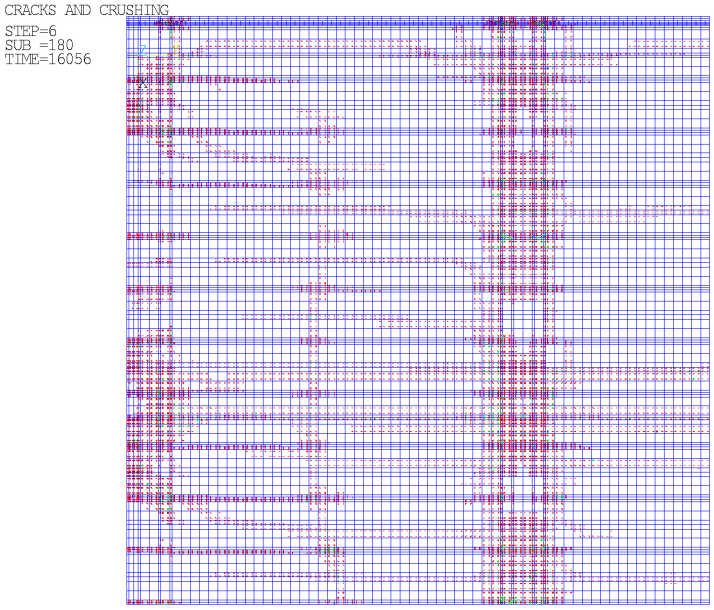


Figura 7.65. Fisuración del forjado 2 con una carga de 16.056 N/m^2

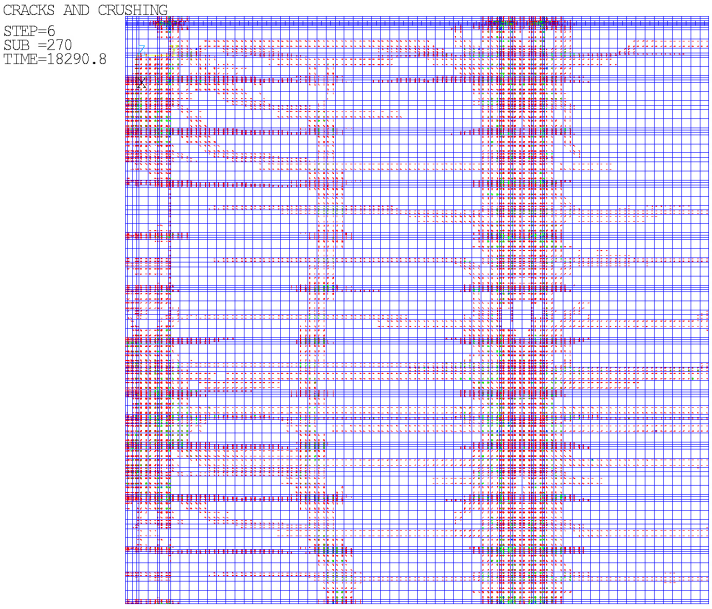


Figura 7.66. Fisuración del forjado 2 con una carga de 18.290,8 N/m^2

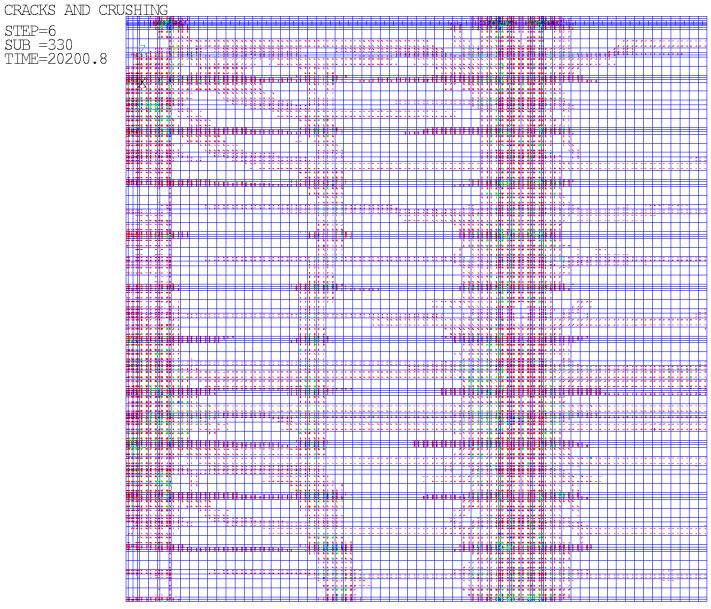


Figura 7.67. Fisuración del forjado 2 con una carga de 20.200,8 N/m^2

Con una carga de 4.188,22 N/m^2, aparece un poco de fisuración en las zonas de negativos de las vigas, en la zona del arranque de los pilares (Figura 7.62.).

A la carga de 7.819,56 N/m^2 la viga 2 aparece fisurada ya a positivos y negativos en todos sus tramos. Comienzan a marcarse las lineas de rotura a partir del pilar P4. Estos fenómenos aparecen en los forjados armados a la carga de 8.250,32 N/m^2. De momento llevan unos patrones similares, pero la viga 2 sufre más con los forjados pretensados (Figura 7.63.).

Cuando la carga llega al valor de 12.220,6 N/m^2 progresan las lineas de rotura del forjado y se va fisurando el forjado al llegar a la viga 2 por ambas caras, comenzando a fallar a negativos los nervios. También aparece fisurada la viga 1 a positivos y negativos. Comienzan a marcarse las líneas de rotura a partir del resto de pilares (Figura 7.64.).

Con 16.056 N/m^2 progresan todos los tipos de fisuración que ya habían aparecido (Figura 7.65.). Fisuran los nervios del paño exterior a positivos. En los forjados armados in situ fisuran a positivos los nervios del paño exterior a una carga de 7.348,87 N/m^2. Los nervios pretensados aguantan más del doble de carga antes de fisurar.

Además, los nervios del paño central no fisuran a positivos en los modelos de forjados unidireccionales con nervios pretensados. El modelo colapsa antes de que aparezca la fisuración en la zona de positivos de estos nervios. Los modelos con forjados de nervios armados in situ fisuran a positivos los nervios del paño central a una carga de 9.850,08 N/m^2.

Comparando la fisuración de los nervios a positivos, se observa que los nervios pretensados aguantan mucho más que los armados in situ sin deformar, del orden de cargas 2,18 veces mayores, y el paño central no llega a fisurar a positivos antes del colapso del modelo.

Alcanzando la carga de 18.290,8 N/m^2 empieza a fisurar el forjado al llegar a la viga 1, pero se nota mucho la colaboración de la fachada en esta viga. La viga 2 está mucho más fisurada debido a que no tiene la rigidización de la fachada y a que recibe el doble de carga. Continúan progresando todo tipo de fisuración y de líneas de rotura (Figura 7.66.).

Con 20.200,8 N/m^2 de carga sobre el forjado se ve el estado final de fisuración previo al colapso del forjado (Figura 7.67.).

La mayor diferencia observada en la evolución de los patrones de fisuración es la gran diferencia que existe entre la carga a la que fisuran a positivos los nervios armados in situ y los pretensados.

7.2.6. Estudio de la influencia del desprendimiento del recubrimiento y del número de niveles de tendones

Una vez que se ha analizado la seguridad remanente en los forjados pretensados de 30 cm de canto, es necesario estudiar la influencia dentro de esta seguridad de aspectos muy importantes en las viguetas prefabricadas.

A la hora de proyectar un forjado de un edificio, el proyectista o calculista debe elegir un modelo de vigueta que tenga la capacidad suficiente para soportar las cargas que actuarán sobre el forjado según la normativa específica del lugar.

En la elección de un modelo concreto de vigueta pretensada se están tomando muchas decisiones, como son las propiedades del hormigón y acero que componen esa vigueta, el número de niveles de tendones pretensados y el número de tendones que posee, y la fuerza de pretensado a la que están sometidos estos tendones.

Para poder evaluar la influencia que tiene el número de niveles de tendones pretensados, se simulan modelos de edificio completo con dos tipos de viguetas distintos, una con dos niveles de tendones pretensados, y la otra con tres. La vigueta que contiene tres niveles de tendones es la que se ha empleado en la parte del apartado 7.2. desarrollada hasta aquí, la vigueta T 12.3 de Prevalesa S.L. (2008). Y el modelo de vigueta con dos niveles de tendones empleada en esta investigación es la T 12.2 de la misma empresa suministradora. Puesto que van a estudiarse modelos ejecutados con estos dos tipos de viguetas, con y sin desprendimiento, en la figura 7.68. se muestra el estado sano y corroído de ambas, en lo que respecta a geometría y a fuerzas de pretensado.

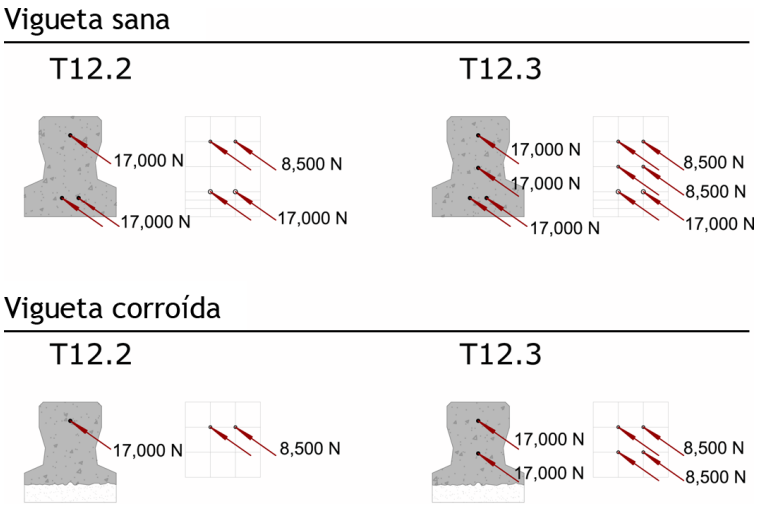


Figura 7.68. Estado sano y corroído de los tipos de vigueta utilizados

La importancia del número de niveles de tendones pretensados se debe a que cuando se corroe totalmente el nivel inferior, quedará uno o dos niveles de tendones, en los casos de viguetas más habitualmente empleados. Al quedar un par de niveles, todavía aparece cierto brazo de palanca, con lo que la reserva de seguridad es mayor que en el caso en que solo queda un nivel sano.

Zona	Estado		Caso
Forjado completo	Sano		A
Paño extremo	Sano		B.1
	Corrosión en todos los nervios	Sin desprendimiento	B.2.1
		Desprendimiento total 2 niveles tendones sanos	B.2.2
		Desprendimiento total 1 nivel tendones sano	B.2.3
Cuadrante 2	3 nervios con corrosión	Sin desprendimiento	B.3.1
		Desprendimiento central	B.3.2
		Desprendimiento total 2 niveles tendones sanos	B.3.3
		Desprendimiento total 1 nivel tendones sano	B.3.4
	2 nervios con corrosión	Desprendimiento total	B.4
Paño central	Sano		C.1
	Corrosión en todos los nervios	Sin desprendimiento	C.2.1
		Desprendimiento total 2 niveles tendones sanos	C.2.2
		Desprendimiento total 1 nivel tendones sano	C.2.3
Cuadrante 4	3 nervios con corrosión	Sin desprendimiento	C.3.1
		Desprendimiento central	C.3.2
		Desprendimiento total 2 niveles tendones sanos	C.3.3
		Desprendimiento total 1 nivel tendones sano	C.3.4
	2 nervios con corrosión	Desprendimiento total	C.4

Tabla 7.10. Nomenclatura de los casos de forjados pretensados de 30 cm

En la tabla 7.10. se explica la nomenclatura de la gran variedad de casos con forjados de 30 cm de canto pretensados estudiados. Se han simulado modelos sanos, con desprendimiento central o total, y ejecutados con los dos tipos de viguetas anteriormente indicados.

Es necesario puntualizar que la prueba de carga se realiza en la vida en servicio del edificio, por lo que en el momento de realizar la prueba porque se haya detectado corrosión, el edificio estará cargado con las concargas y la parte cuasipermanente de la sobrecarga de uso, es decir, con 6.100 N/m^2.

Según ACI-318, al alcanzar una carga total en la prueba de carga igual a 9.435 N/m^2 no se deberá haber incrementado la deformación en 4,03 mm. Estos valores son para las cargas y geometría de estos modelos, y se han calculado con esta normativa.

Se comprueba la ACI-318 y se obtiene el Factor de Carga en la tabla 7.11.

Caso	Carga flecha act. adm. (N/m^2)	Factor de carga $Q_{f.act.\ adm.}$ / Q_{norma}	Cumple ACI-318
A	14.493	1,93	sí
B.1	16.368	2,18	sí
B.2.1	13.135	1,75	sí
B.2.2	12.451	1,66	sí
B.2.3	10.849	1,45	sí
B.3.1	15.152	2,02	sí
B.3.2	15.040	2,01	sí
B.3.3	15.008	2,00	sí
B.3.4	13.045	1,74	sí
B.4	14.802	1,97	sí
C.1	18.698	2,49	sí
C.2.1	15.095	2,01	sí
C.2.2	14.462	1,93	sí
C.2.3	12.485	1,66	sí
C.3.1	18.226	2,43	sí
C.3.2	17.948	2,39	sí
C.3.3	17.350	2,31	sí
C.3.4	15.453	2,06	sí
C.4	17.461	2,33	sí

Tabla 7.11. Valores de Factor de Carga y cumplimiento ACI-318

Para estimar el Factor de Carga, que da un orden de la reserva de seguridad, se ha decidido relacionarla con la carga de norma (Tabla 7.12.). Se denomina como la carga de norma en esta investigación a la suma de las concargas y sobrecargas multiplicadas por uno. De este modo se tiene un factor que indica cuántas veces supera la seguridad para cumplir norma cada uno de los casos.

	Cargas (N/m^2)
Peso propio del forjado	3.500
Peso propio de solado + falso techo	1.000
Peso propio de la tabiquería	1.000
PESO PROPIO TOTAL	5.500
Sobrecarga de uso cuasipermanente	600
Carga de servicio	6.100
SOBRECARGA TOTAL	2.000
CARGA DE NORMA	7.500

Tabla 7.12. Valor de las cargas en el forjado de 30 cm pretensado

En las figuras 7.69. y 7.70. se representan las curvas carga-desplazamiento vertical para los puntos 2 y 4, correspondientes con los casos con corrosión en el paño extremo y central respectivamente.

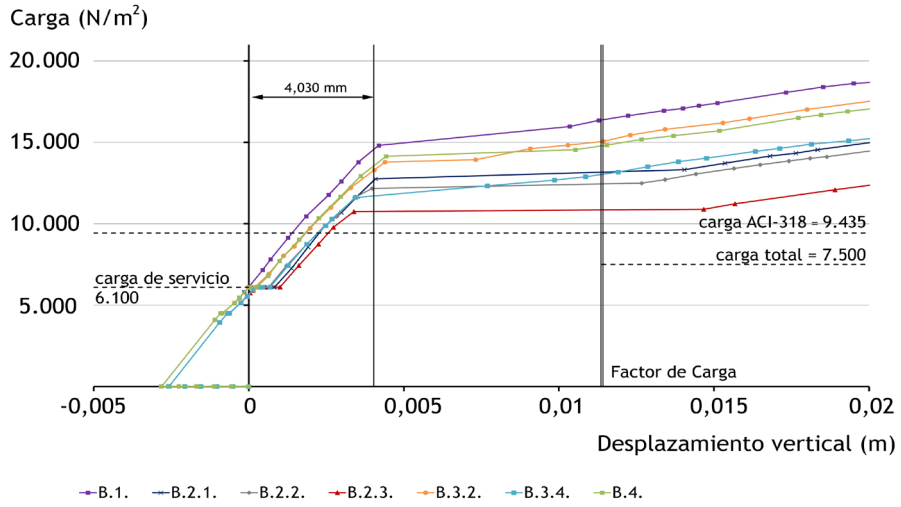


Figura 7.69. Curvas carga-desplazamiento vertical en el punto 2 de los casos en el paño extremo

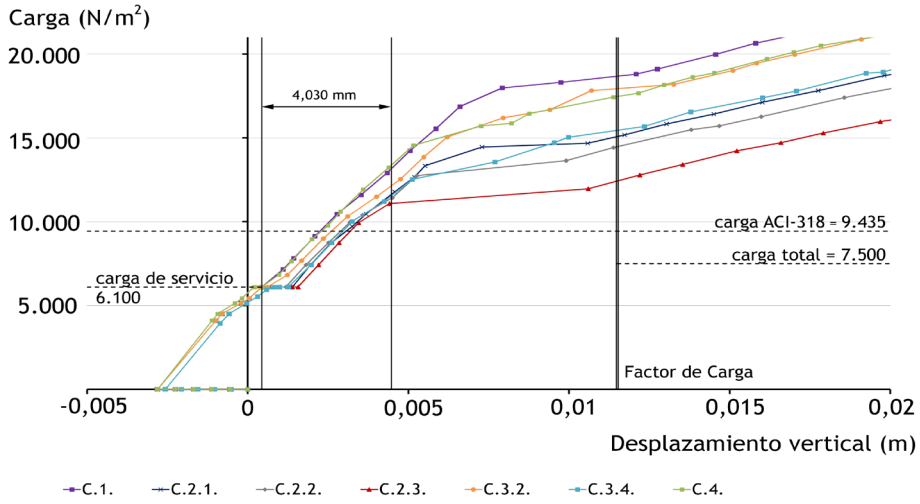


Figura 7.70. Curvas carga-desplazamiento vertical en el punto 4 de los casos en el paño central

Según como se puede apreciar en estas figuras, absolutamente todos los casos cumplen con la prueba de carga de la ACI-318. Puede mantenerse en uso la edificación, pero no es sensato hacerlo sin intervenir. Para esto ofrece ayuda el valor del Factor de Carga.

Un aspecto que queda muy evidenciado es la importancia del número de niveles de tendones que quedan sanos.

En los casos de corrosión en tres nervios es mucho más determinante el número de niveles de tendones pretensados que la presencia de desprendimiento. Por ejemplo, el Factor de Carga para el punto 2 tiene un valor de 2,00 con dos niveles de tendones sanos y el desprendimiento total, 2,02 con dos niveles de tendones sanos y sin desprendimiento, y 1,74 con un nivel de tendones sano y con desprendimiento total.

En los casos en que exista corrosión en todos los nervios de un paño también es más determinante el número de niveles de tendones que la presencia de desprendimiento, pero la diferencia no es tan elevada. El Factor de Carga para el punto 2 vale 1,66 con dos niveles de tendones sanos y con desprendimiento total, 1,75 con dos niveles de tendones sanos y sin desprendimiento, y 1,45 con un nivel de tendones sano y con desprendimiento total.

7.3. Forjados pretensados de 25 cm de canto

En este último apartado del capítulo 7 se estudia la seguridad remanente en los forjados unidireccionales de 25 cm de canto realizados con viguetas prefabricadas pretensadas, en el caso de existir corrosión completa de los torzales inferiores en los nervios.

Ya se ha marcado la importancia de analizar este tipo de forjados. Durante el 'boom' de la construcción, es decir durante los años 50-70, se empleó mucho el cemento aluminoso para fabricar viguetas pretensadas, debido a que necesitaban plazos más cortos para su fabricación. Durante este mismo periodo gran parte de los forjados se ejecutaron con un canto total inferior a 30 cm, próximo o igual a los 25 cm. Posteriormente aparecieron los problemas de la corrosión potenciada por el empleo del cemento aluminoso. Por todo esto, es interesante dedicar un apartado a este tipo de forjados.

En este tercer y último punto del capítulo 7 muchos apartados son iguales o muy similares a los correspondientes del apartado 7.2. Forjados pretensados de 30 cm de canto, por lo que se referenciará a ellos, haciendo este apartado más breve y menos repetitivo.

El modelo de edificio genérico de tres plantas simulado es el mismo que en el apartado anterior, con la única diferencia que los forjados poseen 25 cm de canto. La precisión con la que se han elaborado los modelos es la misma. Aparece cada elemento constructivo en su posición exacta en el momento en que lo hace en la realidad. La altura libre entre forjados es la misma. Al ser de 25 cm de canto el forjado, lo son también las vigas planas de los pórticos.

Los materiales empleados son los mismos que en el caso de forjados pretensados de 30 cm, ya que empleamos los mismos tipos de acero y de hormigones.

A los diversos modelos con corrosión y sin ella se les aplica una carga hasta el colapso. Mediante la representación de las curvas carga-desplazamiento se evalúa la seguridad remanente en cada caso.

Los nervios empleados serán los mismos que en el caso anterior, la vigueta T 12.3 de la empresa Prevalesa S.L. (2008), que posee 12 cm de canto.

Con este apartado se justifica la diferencia de seguridad remanente en caso de corrosión entre los forjados armados y pretensados y, dentro de los pretensados, entre los de 25 y 30 cm de canto. Como es evidente, al igual que en el caso de los forjados de 30 cm de canto pretensados, los forjados pretensados de 25 cm de canto poseen mayor seguridad residual que los armados. Ya se ha dicho que esto es debido a que al desaparecer los torzales inferiores todavía quedan torzales en la sección que pasan a resistir tracciones. Y, dentro de los forjados pretensados, no es necesario mencionar que a menor canto menor seguridad remanente en las mismas condiciones de corrosión.

Se evalúa la seguridad remanente en un forjado en caso de corrosión completa de los torzales inferiores de hasta 3 nervios contiguos en las diferentes posiciones de un forjado posibles, y en caso de corrosión completa de los torzales inferiores de todos los nervios de un paño.

Aparecen numerosos casos de este tipo de forjados en la peritación real, en que con graves daños por corrosión en los nervios no aparecen daños evidentes en el resto de elementos constructivos, por lo que resultan difíciles de identificar, sobre todo cuando están ocultos por otros elementos, como puede ser un falso techo.

7.3.1. Modelización

Como ya se ha mencionado la geometría es muy similar a la de los modelos pretensados con 30 cm de canto. La gran diferencia está en las vigas, que reducen su canto de 30 a 25 cm, con lo que el armado tiene que aumentarse para que no fallen las vigas.

Las dimensiones del modelo del cuarto de edificio simulado son:

-Altura libre: 2,64 m

-Luces vigas a eje de pilares: 4,47 – 5,22 – 4,47 m

-Luces nervios a eje de pilares: 4,92 m

-Intereje del forjado: 69 cm

-Canto forjado: 0,25 m

-Losa superior de forjado de 5 cm con mallazo de 5 mm cada 25 cm, como armadura disuelta

-Nervios: Vigueta T 12.3 Prevalesa S.L. 2Ø5 + 1Ø5 + 1Ø5

-Vigas: 60x25, con distinto armado la viga de fachada y la viga intermedia. La viga de fachada necesita menor armado al poseer la colaboración de la fachada, que rigidiza. El armado de las distintas vigas en las diferentes posiciones se puede observar en la Figura 7.71. Los estribos son 4Ø6 con separación variable cada 12 cm como mínimo

-Pilares: 30x30, 4Ø12, estribos Ø6 cada 24 cm

Se ha colocado un armado muy elevado a las vigas porque el problema que se pretende estudiar no es el colapso de las vigas, sino el del forjado. El estudio con armados inferiores en la viga causa problemas de colapso de viga antes que el colapso de nervios, aún simulando corrosión en los nervios. Por tanto, se ha modelizado un armado muy elevado en las vigas para evitar que éstas fallaran. Al poseer 11 redondos del 20 en algunas zonas, se agrupan redondos en paquetes de 2, para poder vibrar el hormigón de las vigas cuando se ejecutan.

En la figura 7.71. se muestran las secciones y armados de vigas en sus distintas posiciones, pilares y nervios.

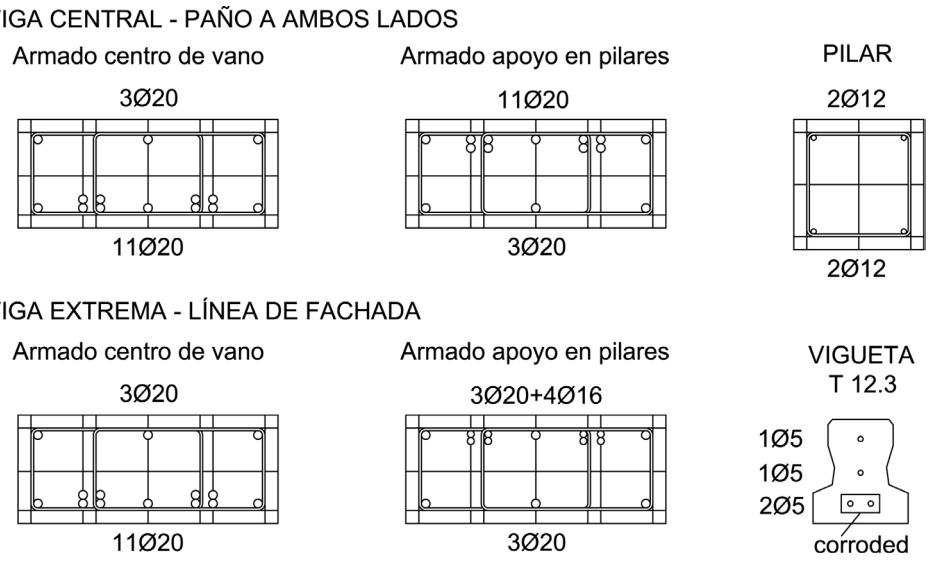


Figura 7.71. Secciones de vigas, pilares y nervios

7.3.2. Entrada de datos

En la simulación se ha tenido en cuenta el proceso de entrada en carga y aparición de los elementos resistentes, mediante el nacimiento y muerte de elementos. Los pasos en que van apareciendo los distintos elementos y los pasos en que se va incrementando la carga son los mismos que en los modelos de forjados pretensados de 30 cm, por lo que están explicados en el apartado 7.2.2.

a) Proceso de entrada en carga y aparición de los elementos resistentes

A modo de breve resumen se enumeran los pasos:

1) Pretensado de las viguetas: se pretensan las viguetas en su posición final. El modelo de vigueta es el mismo, la T 12.3 de Prevalesa S.L.

2) Peso propio de la estructura: aparece el resto de la estructura de hormigón armado.

3) Se cargan todos los forjados hasta 4.500 N/m^2: a esta carga comienza a producirse la flecha activa respecto de la tabiquería, ya que es en este momento

cuando se ejecuta la fachada y la tabiquería.

4) Aparece la fachada

5) Se cargan todos los forjados hasta 6.100 N/m^2: ésta es la carga de servicio, es el valor de carga para tener un factor de carga unidad según el presente estudio. Es necesario recordar que abarca las concargas y la parte cuasipermanente de la sobrecarga de uso.

6) Se simula la corrosión de los torzales inferiores en algunos nervios, según el caso: en los modelos pretensados lo que se hace es eliminar las cargas equivalentes de pretensado de estos torzales.

7) Se carga hasta la rotura la zona del forjado 2 analizada, donde se ha simulado la corrosión.

b) Catálogo de modelos simulados

La intención de esta tesis doctoral es la de barrer el mayor abanico posible de posibilidades de corrosión en un los nervios de un forjado. Para ello, se han simulado modelos sanos, modelos con corrosión en los torzales inferiores de tres nervios contiguos, y modelos con corrosión en los torzales inferiores de todos los nervios de un paño. En los casos de corrosión en tres nervios contiguos, se han ubicado los tres nervios con corrosión en las peores posiciones posibles, para estar del lado de la seguridad. Por tanto, estos nervios se han simulado en el centro de cada cuadrante.

Con todo lo dicho, se han simulado diversos casos, que coinciden con los modelizados en los casos de forjados pretensados de 30 cm de canto, o incluso en los casos de forjados armados.

En todos los casos se cargan los tres forjados hasta 6.100 N/m^2 y después se simula la corrosión y se aumenta la carga hasta el colapso en las zonas deseadas, siempre en el forjado intermedio, el 2.

En el caso A, se realiza un cálculo con toda la estructura sana. Se carga hasta la rotura el forjado 2 completo.

Para evaluar la seguridad en los casos con corrosión se distinguen dos casos más, el B y el C, que corresponden a la aparición de la corrosión en el paño extremo y en el paño central respectivamente.

En lo referente al paño extremo se evalúa la seguridad en cuatro casos, siempre cargando hasta la rotura este paño completo: sano (B.1), con corrosión en todos los nervios del paño (B.2), con corrosión en los 3 nervios centrales del cuadrante en esquina (B.3), y con corrosión en los 3 nervios centrales del cuadrante que está en la simetría paralela a las viguetas. En el paño central,

aparecen también cuatro casos analizados, cargando hasta la rotura solo este paño en el segundo forjado: caso sin corrosión (C.1), con corrosión en todos los nervios de este paño (C.2), con corrosión en los 3 nervios centrales en el cuadrante de la simetría perpendicular a las viguetas (C.3), y con corrosión en los 3 nervios centrales del cuadrante de la doble simetría (C.4).

En la figura 7.72. se muestran los diferentes paños y cuadrantes.

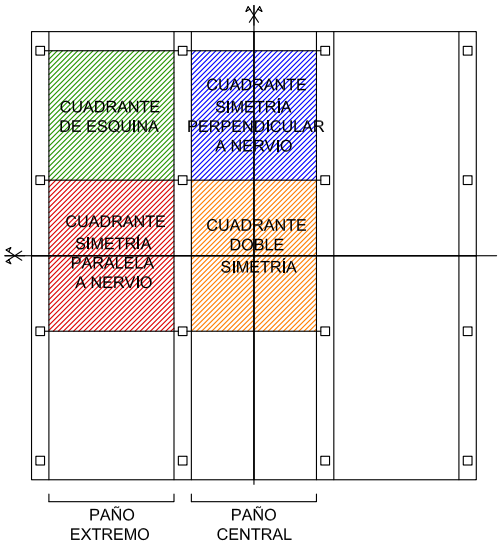


Figura 7.72. Paños y cuadrantes

7.3.3. Resultados

La tabla 7.13. detalla los valores de carga y desplazamiento máximo alcanzado por los diversos modelos. Es necesario recordar que a elevadas cargas es complejo obtener una buena convergencia, por lo que de estos valores no se pueden obtener conclusiones. De lo que sí que se pueden extraer conclusiones son de los valores de Factor de Carga, que también muestra esta tabla. Este valor se obtiene haciendo el cociente entre la carga que admite cada modelo a la deformada máxima admisible según EHE-08 (f_a) y la carga de servicio, igual a 6.100 N/m^2.

Posteriormente, en las figuras 7.73., 7.74., 7.75. y 7.76., se representan las curvas carga-desplazamiento de los diferentes modelos simulados en los puntos representativos del forjado.

Cabe recordar la ubicación de los puntos representativos del forjado:

-pto. 1: punto central del cuadrante de esquina

-pto. 2: punto central del cuadrante que corta la simetría paralela a las viguetas.

-pto. 3: punto central del cuadrante que corta la simetría perpendicular a las viguetas.

-pto. 4: punto central del cuadrante de la doble simetría.

Caso	Carga máxima (N/m^2)	Def. vertical máxima (cm)	Factor de carga $Q_{f.adm}$ / $Q_{servicio}$
A	19.772	3,47	2,48
B.1	19.236	3,47	2,41
B.2	15.248	3,16	1,85
B.3	20.086	3,72	2,41
B.4	17.975	3,02	2,22
C.1	19.361	1,79	2,63
C.2	21.110	3,84	2,19
C.3	20.421	2,29	2,74
C.4	19.126	2,40	2,48

Tabla 7.13. Valores de carga máxima, deformada vertical máxima y factor de carga para los diversos modelos

Desde la figura 7.73. hasta la figura 7.76. se duplican las figuras. Esto se hace para analizar en la parte superior el cumplimiento de la flecha activa admisible respecto a la tabiquería según EHE-08, y en la parte inferior el cumplimiento de la prueba de carga del ACI-318.

Se recuerda que para evaluar el cumplimiento de la flecha total admisible según EHE-08, se mide la deformada correspondiente a la carga de 4.500 N/m^2, ya que en este momento aparece la fachada según proceso constructivo, y la flecha que se produzca a partir de aquí será flecha activa respecto a la tabiquería. Esta normativa española limita la flecha activa a un valor de L/400 (f_{aat}). En los modelos estudiados la luz de los nervios a eje de pilares es igual a 4,92 m, por lo que la flecha activa admisible respecto de la tabiquería es igual a 1,23 cm.

En la tabla 7.14. se representan los valores de flecha a la carga de 4.500 N/m^2 y los valores de flecha total admisible según EHE-08 (f_a).

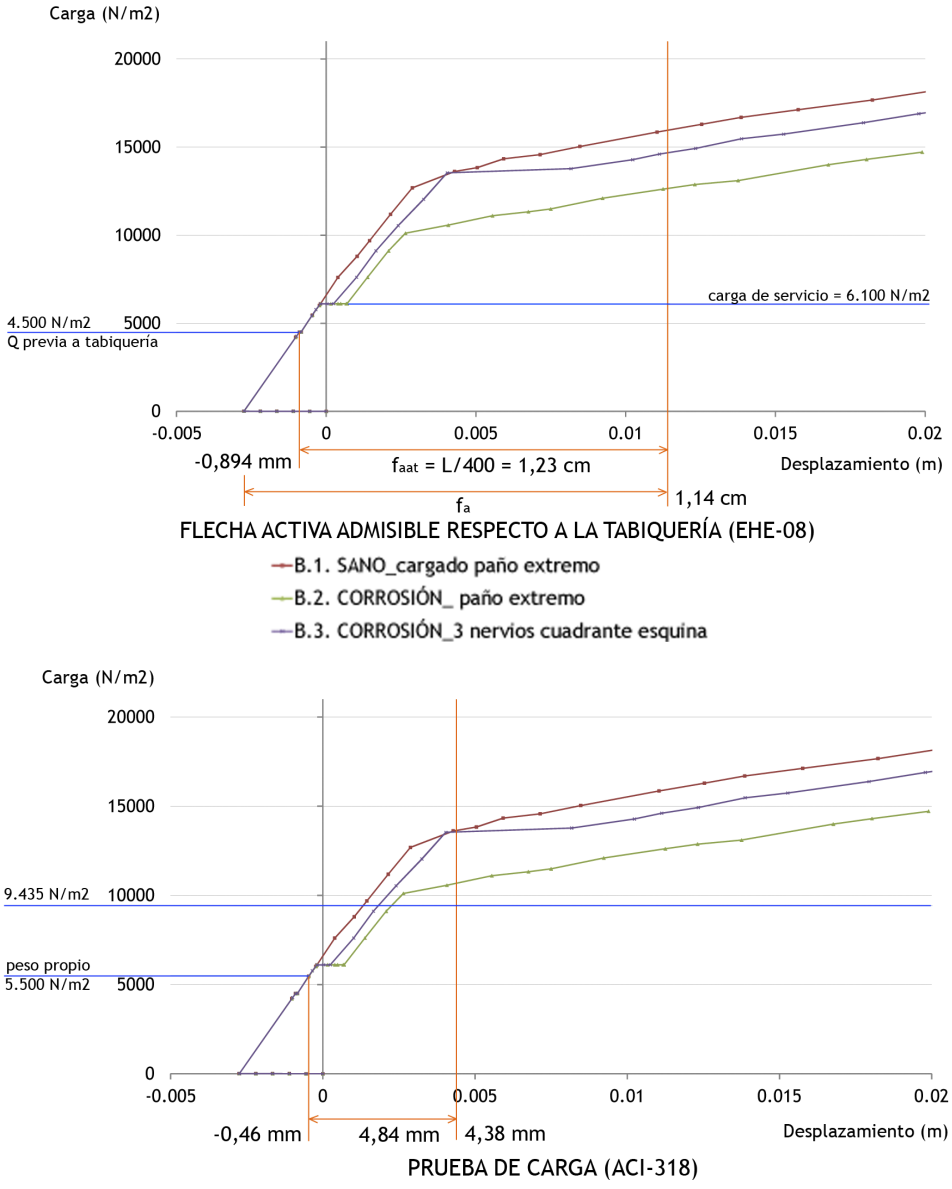


Figura 7.73. Curvas carga-desplazamiento del punto 1

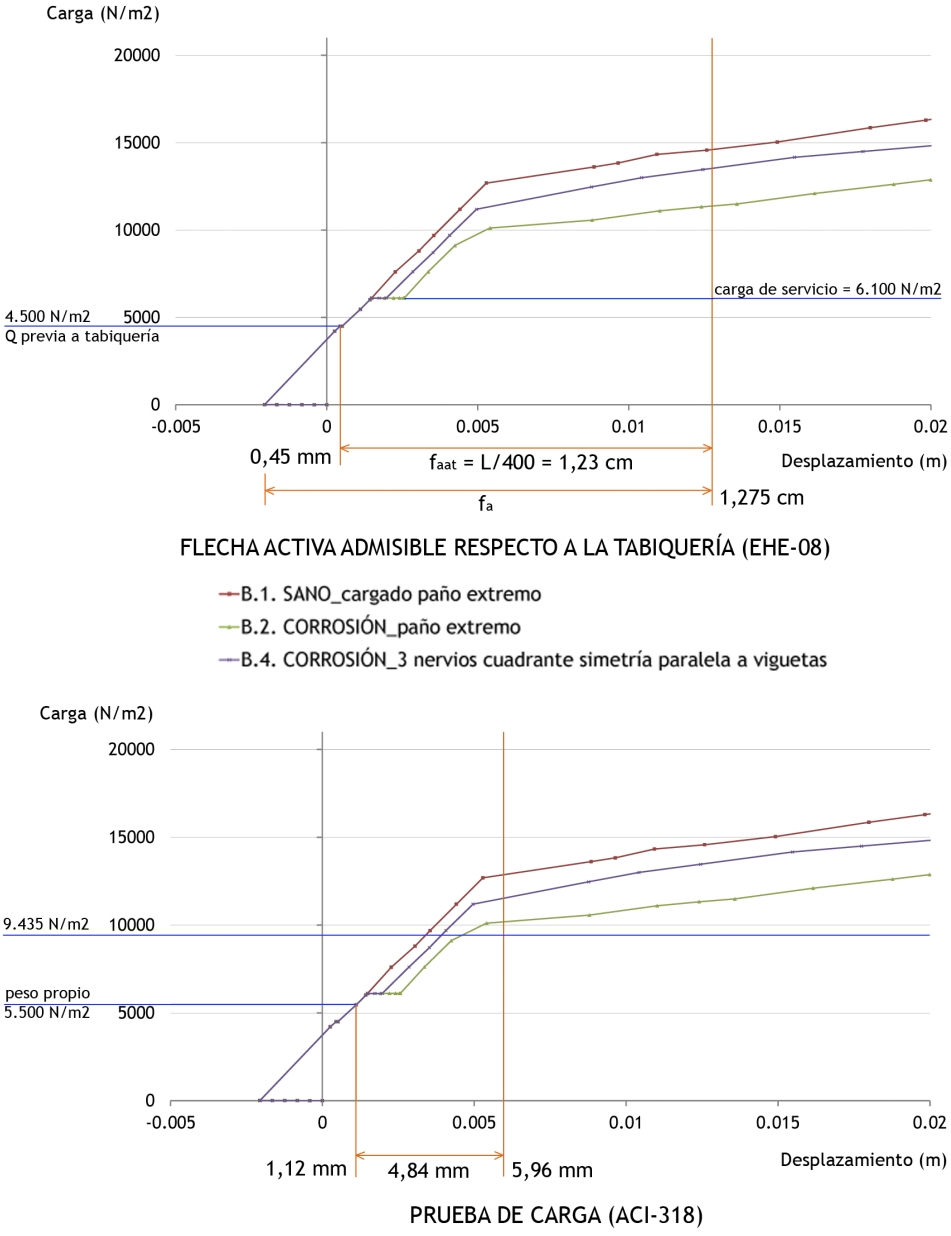


Figura 7.74. Curvas carga-desplazamiento del punto 2

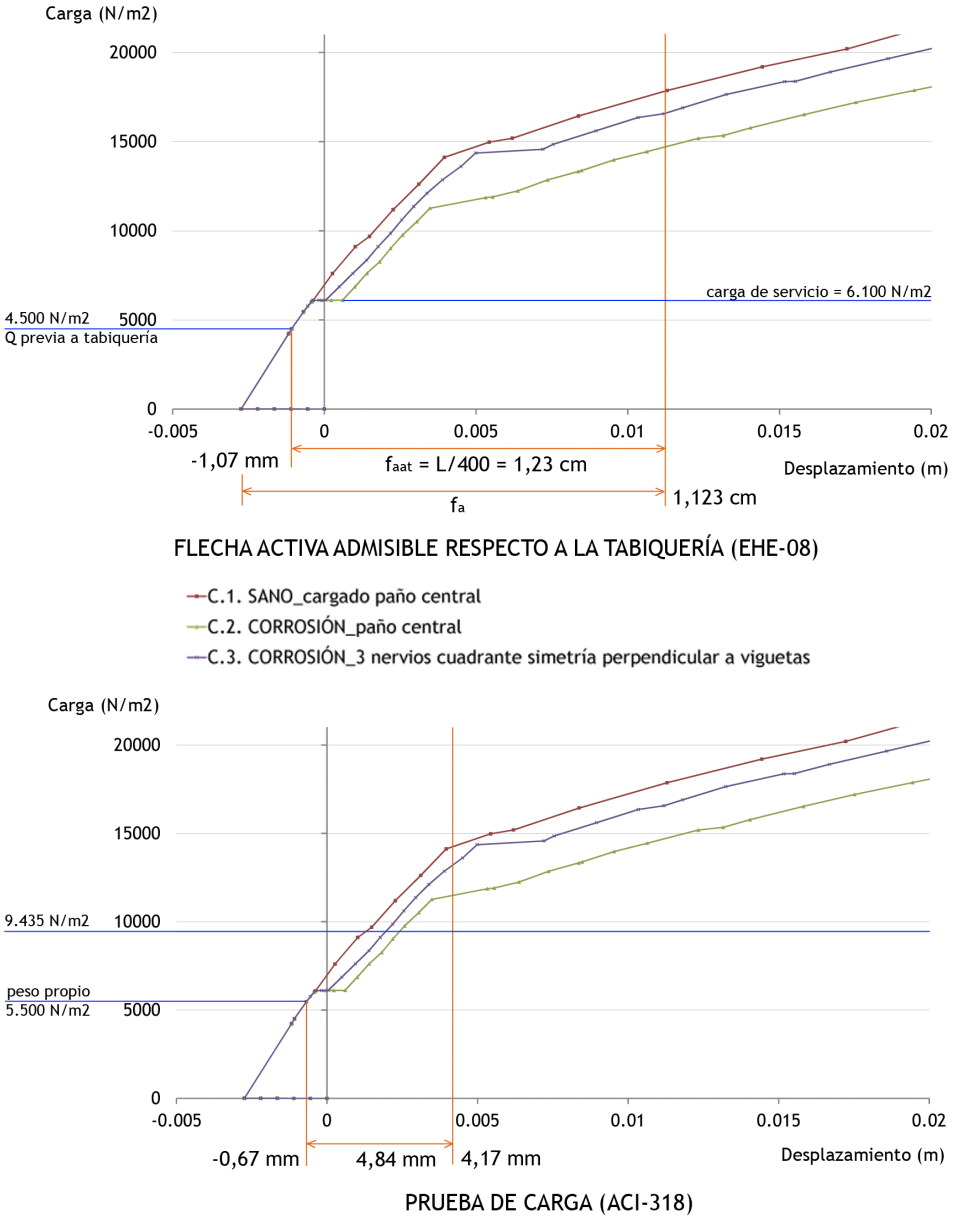


Figura 7.75. Curvas carga-desplazamiento del punto 3

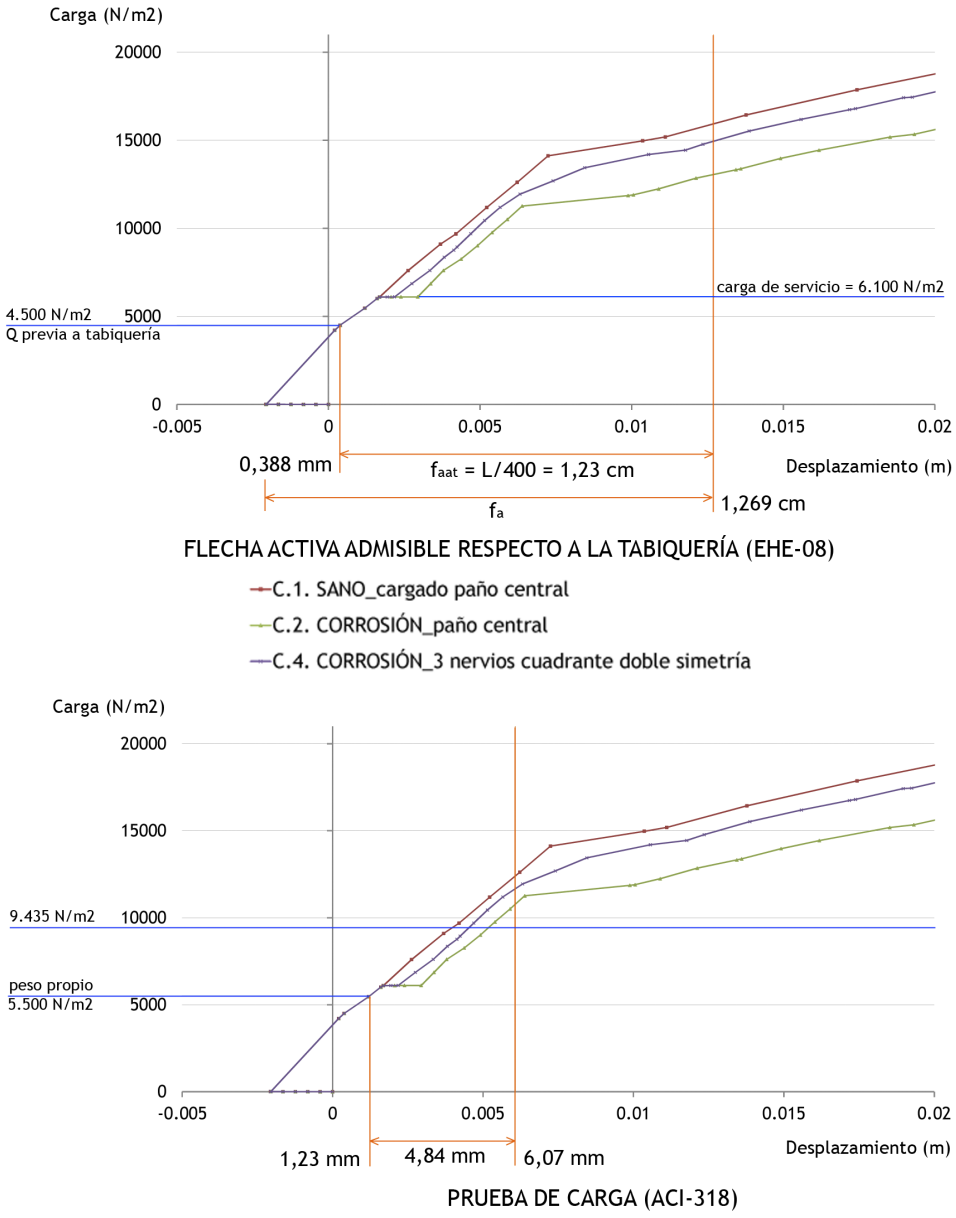


Figura 7.76. Curvas carga-desplazamiento del punto 4

	pto. 1	pto. 2	pto. 3	pto. 4
Dz a 4.500 N/m^2	-0,894 mm	0,45 mm	-1,07 mm	0,388 mm
f_a	1,14 cm	1,275 cm	1,123 cm	1,269 cm

Tabla 7.14. Valores de Dz a la carga de 4.500 N/m^2 y de f_a

La normativa ACI-318 indica la forma de realizar una prueba de carga para valorar si un forjado puede permanecer en uso. Esta norma determina una carga total del ensayo igual a Q_t = 0,85(1,4D+1,7L), siendo D el sumatorio de cargas permanentes y L las sobrecargas. En el caso modelizado, D es igual a 5.500 N/m^2, y L es igual a 2.000 N/m^2. Por tanto, la carga total del ensayo es igual a 9.435 N/m^2.

Si el incremento de flecha producido desde la existencia solo de cargas permanentes (5.500 N/m^2) hasta la carga final del ensayo (9.435 N/m^2) es menor o igual a l_t^2/(20.000 h), la estructura es apta para continuar en uso. En los modelos analizados en este apartado, con una luz de 4,92 m y un canto de forjado de 0,25 m, el incremento de flecha límite es igual a 4,84 mm.

Por lo tanto, los modelos en que el incremento de desplazamiento vertical es menor a 4,84 mm son aptos para continuar en uso.

En la tabla 7.15. se representan los valores de flecha a la carga de 5.500 N/m^2 y los valores de flecha total permitida a la carga de 9.435 N/m^2.

	pto. 1	pto. 2	pto. 3	pto. 4
Dz a 5.500 N/m^2	-0,46 mm	1,12 mm	-0,67 mm	1,23 mm
Dz permitido según ACI-318	4,38 mm	5,96 mm	4,17 mm	6,07 mm

Tabla 7.15. Valores de Dz a la carga de 5.500 N/m^2 y de flecha total admisible al valor de prueba de carga ACI-318

Como se puede ver en las figuras, todos los modelos simulados sanos y con corrosión cumplen esta limitación, incluso los modelos con todos los nervios de un paño con corrosión. Con esto no se está diciendo que no sería necesario intervenir. Tanto el sistema de comprobación de flecha activa admisible según la EHE-08 como la prueba de carga de la ACI-318 se emplean para ayudar a evaluar la seguridad remanente en caso de existir corrosión en nervios de un forjado.

7.3.4. Análisis y discusión de los datos obtenidos

Debido al pretensado de los nervios, en una primera fase las curvas carga-desplazamiento poseen valores de deformación negativa, correspondientes a la contraflecha.

A la carga de servicio, 6.100 N/m^2, se simula la completa corrosión de los torzales inferiores de algunos nervios. Por esto aparece un tramo horizontal en las curvas en este punto, para los modelos con corrosión.

El primer tramo, elástico, tiene una pendiente que continúa después de la corrosión. Esto es debido a que después de corroer los tendones inferiores, todavía continúan aguantando el resto de tendones. El cambio de pendiente es debido al fallo de los tendones que quedan. Ya corresponde con un fallo global del tendón.

Esta segunda pendiente, mucho menor, ya no es segura. El punto de carga y deformada al que llega cada simulación no proporciona mucha información, debido al ruido de los valores debido a la gran variedad de factores que influyen en la convergencia.

Puede proporcionar información evaluar en qué tramo de la curva carga-desplazamiento se encuentra la estructura, mediante una pequeña prueba de carga muy controlada.

Lo que sí que ayuda a valorar la seguridad residual en un forjado con corrosión es obtener el Factor de Carga y comprobar la prueba de carga del ACI-318.

Los forjados pretensados de 25 cm de canto, cuando están sanos tienen aproximadamente un Factor de Carga entre 2,41 y 2,63. El forjado pretensado de 30 cm de canto sano posee un Factor de Carga entre 2,60 y 3,11.

En los casos de corrosión en todos los nervios de un paño también posee mayor Factor de Carga el forjado de 30 cm que el de 25 cm. Para 25 cm de canto los valores oscilan entre 1,85 y 2,19. Para los casos de 30 cm de canto en los forjados, los valores están entre 2,00 y 2,52.

Finalmente, en los casos de corrosión en los tres nervios centrales de un cuadrante, aparecen valores entre 2,22 y 2,74 según la posición para cantos de 25 cm, y valores entre 2,37 y 3,04 para cantos de 30 cm, todos dentro de los forjados pretensados.

Con esto queda demostrado que, hablando de forjados pretensados, con el mismo grado de corrosión, en el mismo número de nervios y en la misma posición, se tiene mayor seguridad en los forjados de 30 cm que en los de 25 cm.

En la tabla 7.16. se representan los valores de Factor de Carga para los modelos simulados sin desprendimiento y con dos niveles de tendones sanos, incluyendo los de forjados armados, para poder comparar y extraer conclusiones.

	ARMADO	PRETENSADO	
	30 cm	30 cm	25 cm
Casos sanos	2,23-2,70	2,60-3,11	2,41-2,63
Casos con corrosión en un paño completo	1,50-2,01	2,00-2,52	1,85-2,19
Casos con corrosión en 3 nervios contiguos	2,00-2,63	2,37-3,04	2,22-2,74

Tabla 7.16. Valores de Factor de Carga para los modelos simulados

En este punto, surge una conclusión muy llamativa, y es que con aparición de corrosión completa del armado inferior de los nervios, en igualdad de número y posición de nervios afectados, los forjados pretensados de 25 cm de canto poseen mayor seguridad residual que los forjados armados de 30 cm.

Al igual que en el caso de forjado pretensado de 30 cm de canto, el paño más desfavorable es el extremo. Para una carga de aproximadamente de 10.111 N/m^2 comienza un gran escalón de cedencia que aumenta la deformada vertical en varios milímetros y marca el inicio del tramo de la curva con pendiente no segura. Con corrosión en todos los nervios de este paño extremo, en el momento del cambio de pendiente se tiene un factor de 1,66 veces la carga de servicio. Cuando la corrosión aparece en todos los nervios del paño central, el valor de carga en que se cambia la pendiente es de 11.261 N/m^2. En este caso el factor es un poco superior al caso anterior, en concreto de 1,85.

En estos casos de aparición de la corrosión en todos los nervios de un paño, se debe realizar un proyecto completo de refuerzo y rehabilitación del forjado.

Para los casos más habituales de corrosión en 3 nervios contiguos, los valores de Factor de Carga oscilan entre 2,22 y 2,74, según la posición, para los forjados pretensados de 25 cm de canto. En estos casos la reparación necesaria es menor. Un valor aconsejable de Factor de Carga para mantener una estructura en uso es de 3. Por lo que con la intervención proyectada por el perito se debe alcanzar este valor.

Respecto a la prueba de carga indicada por la normativa americana ACI-318, llama la atención que todos los modelos simulados cumplen esta prueba de carga. Según esta norma esto significa que el forjado puede permanecer en uso. Como ya se ha dicho, es una herramienta más empleada para valorar la seguridad remanente en caso de corrosión, pero la decisión es responsabilidad del perito, por lo que es recomendable intervenir en todos los casos en que exista corrosión, variando la intensidad de la intervención según el Factor de Carga.

7.3.5. Evolución de los patrones de fisuración

Para finalizar el capítulo 7, se analiza la evolución de la fisuración en un forjado pretensado de 25 cm de canto sin corrosión conforme aumenta la carga sobre él.

El caso elegido para analizar la fisuración es el caso sano en que se carga completamente el forjado 2 hasta el colapso, el mismo que en los apartados correspondientes de los forjados de 30 cm de canto, tanto armados como pretensados.

Se representa de nuevo en la figura 7.77. el esquema de la estructura, para identificar los pilares, vigas y tramos de vigas.

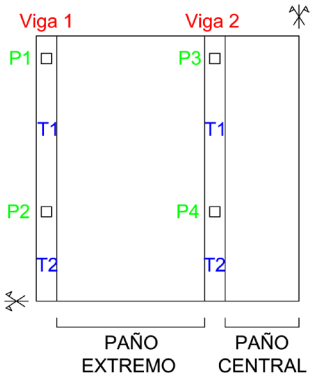


Figura 7.77. Esquema de pilares y vigas de un cuarto del modelo

En las siguientes figuras, desde la figura 7.78. hasta la figura 7.83. se representa el estado de fisuración de diferentes pasos de carga. Se eligen los pasos de carga más representativos, es decir, en el momento en que empieza la fisuración en algún elemento o progresa en gran manera.

La aparición y evolución de la fisuración en los paños de forjado si que es comparable con la fisuración de los modelos de los puntos anteriores de este capítulo. Pero la fisuración en las vigas no es comparable, ya que en este apartado ha sido necesario armar fuertemente las vigas, ya que al poseer menos canto perdían mucha inercia. Se ha colocado un armado suficiente para que no se produjese el colapso en las vigas, y poder ver el fallo en los nervios, aspecto que preocupa en esta investigación.

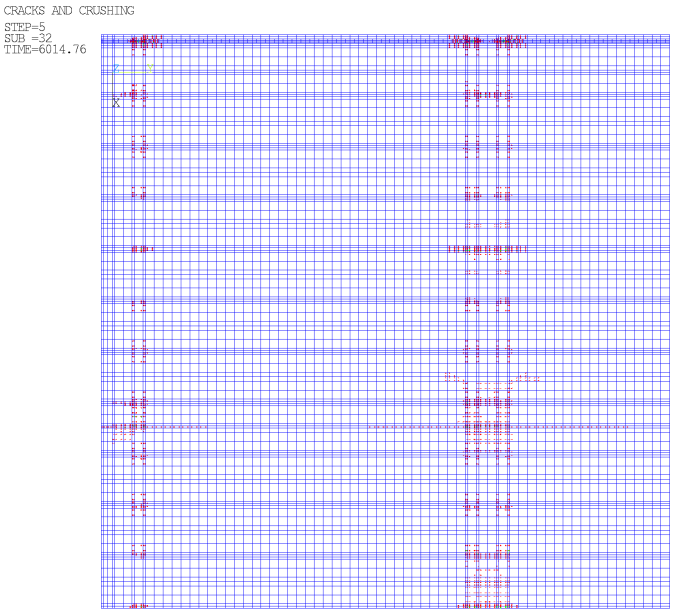


Figura 7.78. Fisuración del forjado 2 con una carga de 6.014,76 N/m^2

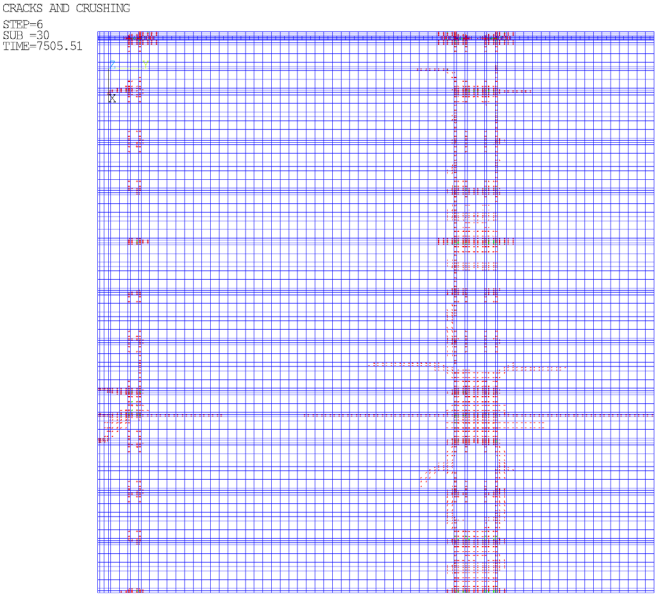


Figura 7.79. Fisuración del forjado 2 con una carga de 7.505,51 N/m^2

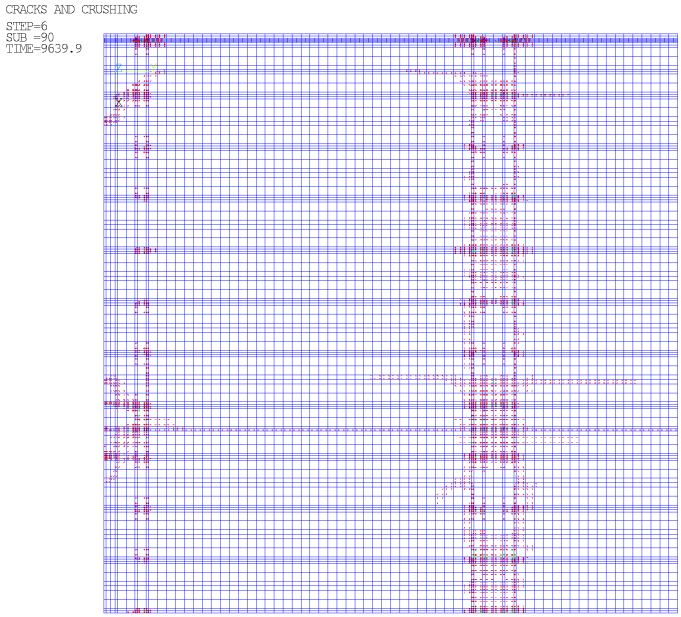


Figura 7.80. Fisuración del forjado 2 con una carga de 9.639,9 N/m^2

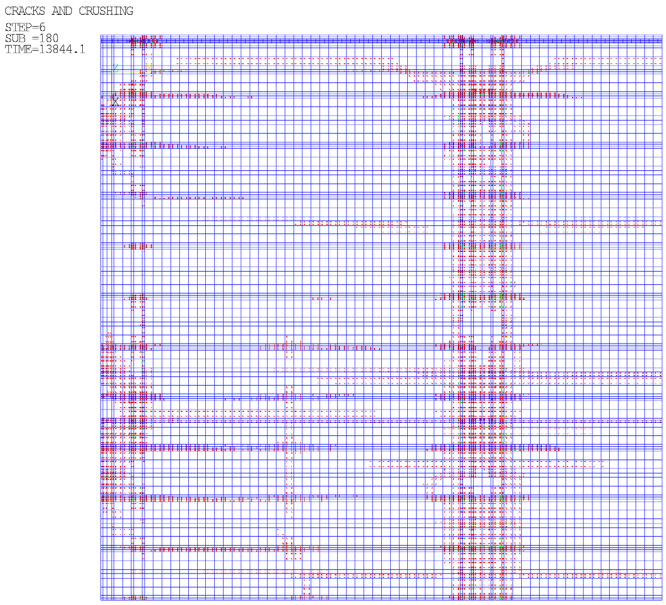


Figura 7.81. Fisuración del forjado 2 con una carga de 13.844,1 N/m^2

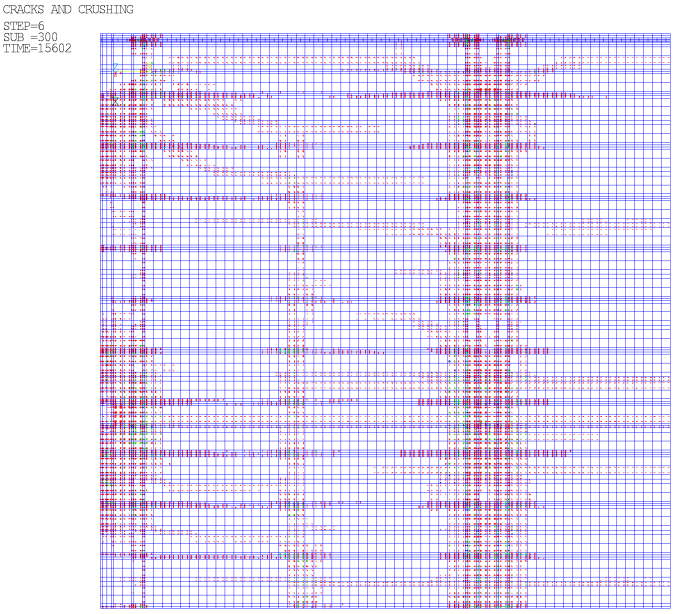


Figura 7.82. Fisuración del forjado 2 con una carga de 15.602 N/m^2

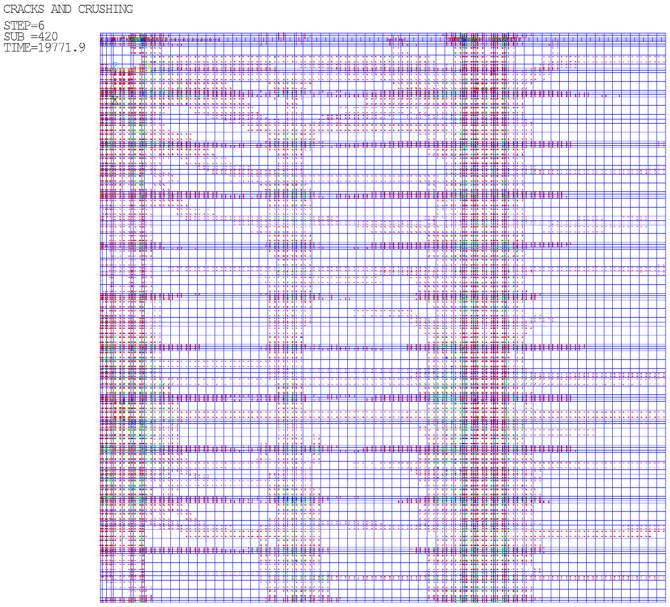


Figura 7.83. Fisuración del forjado 2 con una carga de 19.771,9 N/m^2

A la carga de 6.014,76 N/m^2 la viga 2 aparece fisurada a positivos en el tramo 2 y a negativos en el pilar 4 (Figura 7.78.).

Cuando la carga llega al valor de 7.505,51 N/m^2 se ha fisurado el paño extremo del forjado 2 al llegar a la viga 2. Fisura a negativos el forjado en esta zona. También aparece fisuración en torno al pilar 2 en la viga (Figura 7.79.).

Con 9.639,9 N/m^2 se fisura a negativos el paño central, cuando llega a la viga 2, y aparece fisuración en la viga 2 a positivos en el tramo 1 y a negativos en el pilar 3, y en la viga 1 a negativos en el pilar 1 (Figura 7.80.). Comienzan a marcarse las lineas de rotura a partir del pilar 4.

Al cargarse el forjado 2 hasta un valor de carga superficial igual a 13.844,1 N/m^2 comienzan a fisurarse los nervios del paño exterior a positivos (Figura 7.81.). Este proceso se iniciaba en los forjados pretensados de 30 cm de canto a los 16.056 N/m^2, y en los forjados armados de 30 cm a los 7.348,87 N/m^2. Comienzan a marcarse las líneas de rotura a partir del resto de pilares.

Con 15.602 N/m^2 de carga se terminan de fisurar a positivos todos los nervios del paño extremo del forjado 2 (Figura 7.82.).

Termina por fisurar la viga 1 a positivos en sus dos tramos a una carga aproximada de 19.771,9 N/m^2 (Figura 7.83.). En esta figura se aprecia el estado de fisuración final previo al colapso, donde se aprecia que han progresado todo tipo de fisuras y lineas de rotura.

Llama la atención que los nervios del paño central no fisuran a positivos, al igual que ocurre con los modelos de forjados pretensados de 30 cm de canto. El modelo colapsa antes de que aparezca la fisuración en la zona de positivos de estos nervios. Los modelos con forjados de nervios armados in situ fisuran a positivos los nervios del paño central a una carga de 9.850,08 N/m^2.

Como ya se ha mencionado la fisuración en las vigas no es comparable porque en el caso de forjados de 25 cm se ha necesitado aumentar en gran medida el armado de las vigas para que los modelos fallaran por colapso en los nervios, que es donde se analiza la corrosión y la seguridad remanente.

7.3.6. Estudio de la influencia del desprendimiento del recubrimiento y del número de niveles de tendones

Al igual que se ha realizado al final del apartado correspondiente a los forjados pretensados de 30 cm de canto, se evalúa ahora la influencia del desprendimiento del recubrimiento y del número de niveles de tendones en las viguetas pretensadas, para forjados de un canto total de 25 cm (20+5).

Los dos tipos de viguetas empleados se pueden observar en la figura 7.68.

En la tabla 7.17. se indican los casos con forjados de 25 cm de canto pretensados estudiados. Se han simulado modelos sanos, con desprendimiento central o total, y ejecutados con los dos tipos de viguetas anteriormente indicados.

Es necesario recordar que la prueba de carga de la ACI-318 se realiza en la vida útil del edificio, durante la cuál existe una carga de 5.350 N/m^2 en los forjados de 25 cm de canto (Tabla 7.18.). El valor de carga total que debe alcanzar la prueba es igual a 8.543 N/m^2. El incremento de deformada producido desde los 5.350 N/m^2 hasta la carga de 8.543 N/m^2 debe ser inferior a 4,84 mm. Estos valores han sido calculados para los forjados de 25 cm de canto con las cargas y geometría de estos modelos.

Zona	Estado		Caso
Paño extremo	Sano		D.1
	Corrosión en todos los nervios	Desprendimiento total 2 niveles tendones sanos	D.2.1
		Desprendimiento total 1 nivel tendones sano	D.2.2
Cuadrante 2	3 nervios centrales con corrosión	Desprendimiento total 2 niveles tendones sanos	D.3.1
		Desprendimiento total 1 nivel tendones sano	D.3.2
	3 nervios en pilar con corrosión	Desprendimiento total 1 nivel tendones sano	D.3.3
Paño central	Sano		E.1
	Corrosión en todos los nervios	Desprendimiento total 2 niveles tendones sanos	E.2.1
		Desprendimiento total 1 nivel tendones sano	E.2.2
Cuadrante 4	3 nervios centrales con corrosión	Desprendimiento total 2 niveles tendones sanos	E.3.1
		Desprendimiento total 1 nivel tendones sano	E.3.2
	3 nervios en pilar con corrosión	Desprendimiento total 1 nivel tendones sano	E.3.3

Tabla 7.17. Nomenclatura de los casos de forjados pretensados de 25 cm

El Factor de Carga relaciona la carga soportada a la flecha activa admisible con la carga de norma. Se denomina como la carga de norma en esta investigación a la suma de las concargas y sobrecargas multiplicadas por uno, 6.750 N/m^2 en este caso.

	Cargas (N/m^2)
Peso propio del forjado	2.750
Peso propio de solado + falso techo	1.000
Peso propio de la tabiquería	1.000
PESO PROPIO TOTAL	4.750
Sobrecarga de uso cuasipermanente	600
Carga de servicio	5.350
SOBRECARGA TOTAL	2.000
CARGA DE NORMA	6.750

Tabla 7.18. Valor de las cargas en el forjado de 25 cm pretensado

En la tabla 7.19. aparecen los valores de Factor de Carga y el cumplimiento de la prueba de carga de la ACI-318 para los casos de forjados pretensados de 25 cm con desprendimiento y un número variable de niveles de tendones pretensados.

Caso	Carga flecha act. adm. (N/m^2)	Factor de carga $Q_{f.act.\ adm.}$ / Q_{norma}	Cumple ACI-318
D.1	14.571	2,16	sí
D.2.1	10.829	1,60	sí
D.2.2	9.097	1,35	no
D.3.1	13.353	1,98	sí
D.3.2	11.674	1,73	sí
D.3.3	11.912	1,76	sí
E.1	15.689	2,32	sí
E.2.1	12.136	1,80	sí
E.2.2	10.357	1,53	sí
E.3.1	14.437	2,14	sí
E.3.2	12.739	1,89	sí
E.3.3	13.271	1,97	sí

Tabla 7.19. Valores de Factor de Carga y cumplimiento ACI-318

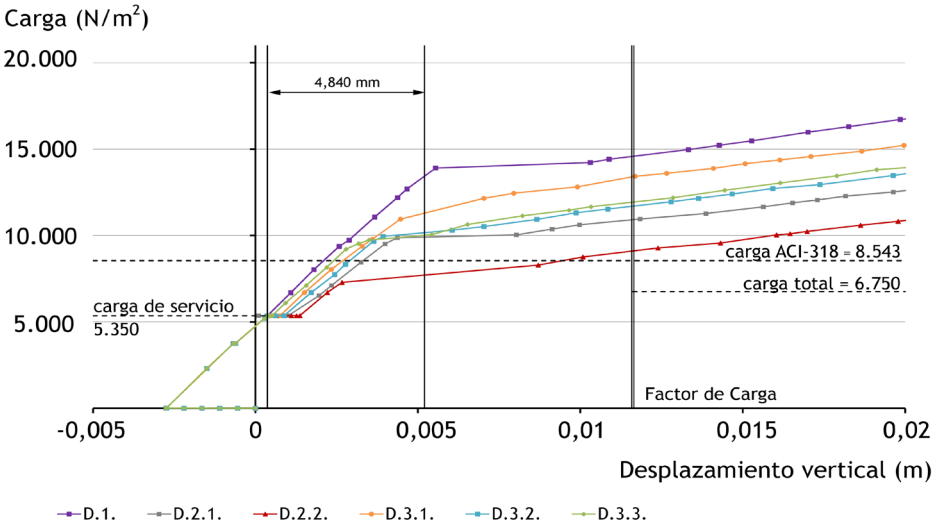


Figura 7.84. Curvas carga-desplazamiento vertical en el punto 2 de los casos en el paño extremo

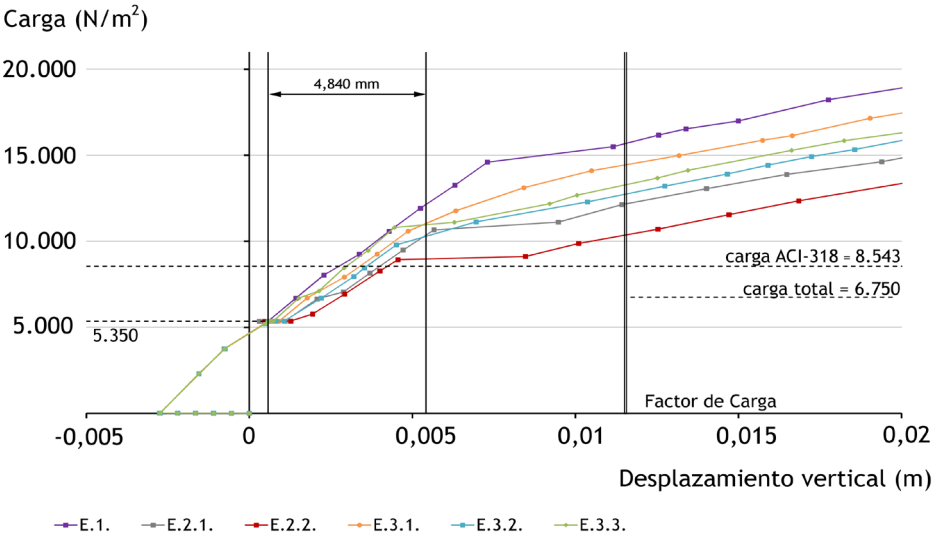


Figura 7.85. Curvas carga-desplazamiento vertical en el punto 4 de los casos en el paño central

En las figuras 7.84. y 7.85. se representan las curvas carga-desplazamiento vertical para los puntos 2 y 4, correspondientes con los casos con corrosión en el paño extremo y central respectivamente.

Todos los casos estudiados cumplen la limitación de la prueba de carga de la ACI-318, excepto el caso de corrosión en todos los nervios del paño extremo, con viguetas a las que les queda un nivel sano de tendones pretensados tras la corrosión completa del inferior y padecen un desprendimiento total del recubrimiento inferior. En la figura 7.86. aparece la descarga de la ACI-318 para este caso. Recupera un 60% de la deformación, por lo que este caso, que es el peor posible en la peor situación posible, no cumple norma.

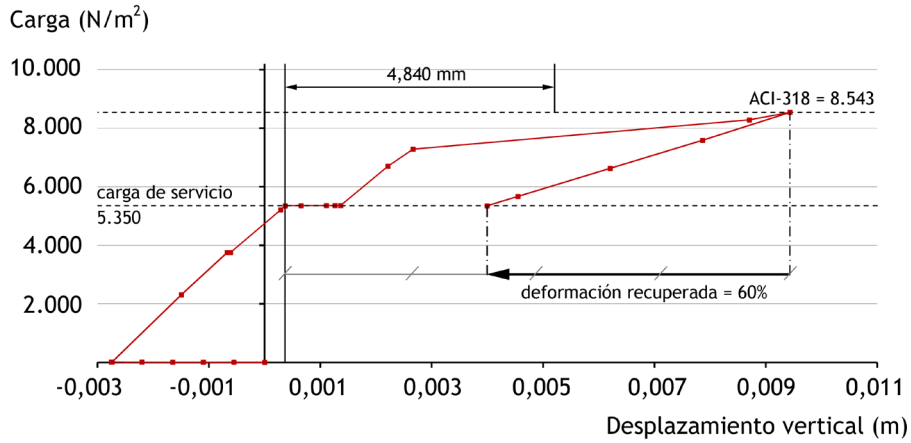


Figura 7.86. Descarga ACI-318 para el caso D.2.2.

La influencia de los niveles de tendones se aprecia rápidamente observando los valores del Factor de Carga. Analizando el punto 2, en los casos con tres nervios contiguos con corrosión, el Factor de Carga vale 1,73 o 1,98 si le quedan uno o dos niveles de tendones sanos. Y cuando existe corrosión en todos los nervios, la diferencia del valor del Factor de Carga para uno o dos niveles de tendones sanos va de 1,35 a 1,60. La diferencia de seguridad remanente es la misma para los casos de corrosión en todos los nervios o en tres nervios contiguos, una diferencia de 0,25 en el Factor de Carga.

Por último se confirma que la posición que acarrea una seguridad residual menor en los casos de tres nervios afectados por la corrosión es en el centro de vano, ya que se han ensayado casos con tres nervios en las mismas condiciones enfrentando pilares, y poseen mayores valores de Factor de Carga.

7.4. Conclusiones parciales de cada grupo de especímenes

Después de tener claros todos los aspectos a analizar para realizar la labor de diagnosis, se debe simular un espécimen lo más exacto al real posible, tanto por su geometría y propiedades materiales, como por su estado de corrosión.

A continuación se redactan las conclusiones parciales relativas a cada caso analizado en esta investigación. En el apartado 8.2. se desarrollan las conclusiones generales que engloban el conjunto del trabajo realizado.

7.4.1. Nervio en T aislado

- El efecto arco colabora en la resistencia de los modelos de nervio biempotrado, sobre todo cuando existe corrosión en el armado inferior y aparece mucha fisuración en el nervio.
- Cuando el nervio forma parte del forjado en los modelos de edificio completo no responde como nervio biapoyado ni como nervio biempotrado, ya que en el conjunto del edificio las condiciones de contorno para el nervio son más complejas. Se aproxima más al comportamiento biempotrado, ya que las vigas coartan en parte los movimientos, pero éstas tienen cierta torsión.

7.4.2. Pórtico

- El tramo más desfavorable de un pórtico se encuentra en la planta superior, debida a la falta de continuidad por arriba, que coartaría los movimientos de los nudos.
- La existencia de voladizos contenidos en extremos de pórticos es favorable, ya que compensa carga a ambos lados del soporte extremo, con lo que el tramo de viga extrema sufre menor deformada vertical en el centro del vano y posee mayor rango de carga previo a la plastificación del armado de negativos del apoyo extremo y la formación de una rótula plástica.
- Cuando la armadura traccionada alcanza un grado de plastificación considerable se forma una rótula plástica en la sección. El pórtico colapsa cuando se forman tres rótulas plásticas en un tramo de viga, una en el centro de vano y una en cada extremo, con lo que aparece un mecanismo.
- Al existir voladizo en un lateral del pórtico únicamente, experimenta un desplazamiento horizontal.

7.4.3. Forjados unidireccionales

A continuación se procede a enumerar las conclusiones extraídas respecto a la seguridad residual de los forjados unidireccionales con corrosión severa. Recordemos que se han evaluado los tres casos más empleados a nivel nacional, los unidireccionales armados y pretensados de 30 cm de canto, y los pretensados de 25 cm de canto. Éstos últimos fueron ampliamente empleados en los años 50-70, con el uso de cemento aluminoso para la fabricación masiva de viguetas.

De cara a facilitar el entendimiento de estas conclusiones, en la figura 7.87. se adjunta un esquema recordatorio de la nomenclatura de paños y cuadrantes del edificio simulado.

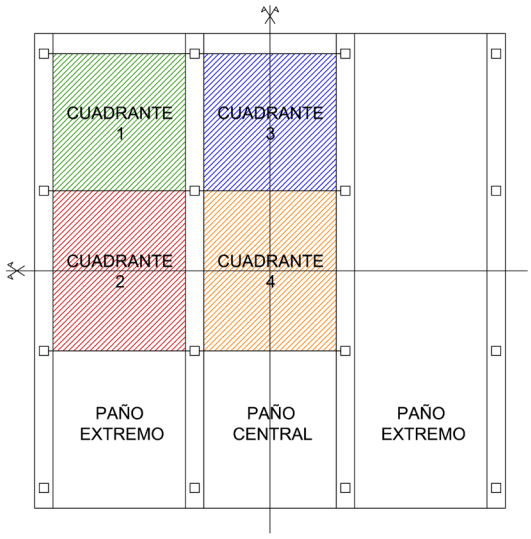


Figura 7.87. Cuadrantes y paños del forjado

- Forjado unidireccional de 30 cm de canto ejecutado con nervios armados in situ: Se han estudiado modelos sin desprendimiento, con desprendimiento central y con desprendimiento total.
  - Casos en que la corrosión aparece en 1 nervio en el centro de un cuadrante
    - El Factor de Carga es de 2,12 y 2,52 en los cuadrantes 2 y 4 respectivamente. Se han modelizado estas dos opciones con desprendimiento total por ser las más desfavorables.

- Respecto a la prueba de carga del ACI-318:
  - En el cuadrante 4 aún cumple la prueba de carga de la ACI-318, pero en el cuadrante 2 no, por lo que se necesitaría reforzar completamente este nervio.

- Casos en que la corrosión aparece hasta en 3 nervios contiguos en el centro de un cuadrante
  - El Factor de Carga para la estructura modelizada oscila entre 1,88 y 2,63. El valor menor corresponde al caso de 3 nervios con corrosión con desprendimiento total en el cuadrante 2, y el mayor al caso sin desprendimiento del cuadrante 4. Los cuadrantes del paño central poseen mayor factor de carga, por la geometría del modelo.
  - Respecto a la prueba de carga del ACI-318:
    - Analizando todos los especímenes simulados, únicamente cumplen la prueba de carga ACI-318 los casos de 3 nervios con corrosión sin desprendimiento en los cuadrantes 3 y 4. En estos casos la estructura puede mantenerse en uso, sin intervención alguna.
    - En el resto de casos, los casos con desprendimiento total o parcial en los cuadrantes 3 y 4, en incluso 3 nervios sin desprendimiento en los cuadrantes 1 y 2, la prueba provoca un incremento de deformada superior al límite, por los que se simula el proceso de descarga, para ver si recupera más del 75% de la flecha. No recupera ningún caso la deformada exigida, por lo que en estos casos es necesario intervenir.
  - La reparación en estos casos puede ser mediana, sin la necesidad de un apeo generalizado, de forma que se consolide y evite la continuación del deterioro.

- Casos en que aparece corrosión completa del armado inferior de todos los nervios de un paño
  - El Factor de Carga varía desde 1,50 hasta 2,01 dependiendo de si se trata del paño extremo o central. Existe mayor seguridad en el caso de corrosión en el paño central, por motivos de geometría. Este valor de reserva de resistencia es bajo (Vielma y otros, 2008), por lo que no se debe aceptar.
  - No cumplen la prueba de carga de la ACI-318, por lo que no pueden continuar en uso.
  - En estos casos debe realizarse un apeo generalizado y un proyecto completo de reparación del forjado.

- Forjado unidireccional de 30 cm de canto realizado con viguetas prefabricadas de 12 cm de canto: Es necesario recordar que para los casos de forjados ejecutados con nervios pretensados se han realizado más cantidad de modelos, ya que se ejecutan en mayor medida en la realidad y poseen una mayor cantidad de parámetros, ya que puede variar el número de niveles de tendones pretensados dependiendo del modelo de vigueta prefabricada empleada. Se ha realizado el estudio con modelos de vigueta de 2 y 3 niveles de tendones.
  - Casos en que la corrosión aparece hasta en 3 nervios contiguos en el centro de un cuadrante
    - El Factor de Carga tiene unos valores entre 1,74 y 3,04 según el caso analizado.
      - En el paño extremo los factores oscilan entre 2,59 y 1,74 frente a 2,60, que es el factor del modelo sano. El valor 1,74 corresponde al caso de desprendimiento total de 3 viguetas con 2 capas de tendones, por lo que al corroer la inferior solo le queda un nivel.
      - En el paño central los valores son de 3,04 y 2,06 frente a 3,11, que es el factor para el modelo sin daños.
    - Todos los modelos realizados con forjados pretensados de 30 cm de canto cumplen con el ensayo de prueba de carga de la ACI-318.
    - En estos casos, el forjado puede continuar en uso sin ninguna intervención, aunque resulta sensato, viendo que algunos casos poseen valores de Factor de Carga bastante inferiores a 2, realizar una intervención mediana en los nervios afectados, por precaución. Si existen corrosión en menos de 3 nervios es suficiente con realizar una inspección continuada y un control y mantenimiento adecuado.
  - Casos en que la corrosión severa aparece en los torzales inferiores de todos los nervios de un paño
    - El menor valor para el Factor de Carga para el caso de corrosión en paño extremo es de 1,45 y para el paño central 1,66, ambos correspondientes a los casos de viguetas con dos niveles de tendones y desprendimiento total.
    - Se cumple el ensayo de la prueba de carga ACI-318 en todos los casos, por lo que puede mantenerse en uso la estructura.
    - Aunque la norma ACI-318 permita mantener en uso estos forjados, el bajo valor del Factor de Carga solicita realizar una reparación mediana. Al tratarse de un caso bastante grave sería imprescindible validarlo mediante una prueba de carga real según ACI-318.

- Forjado unidireccional de 25 cm de canto realizado con viguetas prefabricadas de 12 cm de canto
  - Casos en que la corrosión aparece hasta en 3 nervios contiguos en el centro de un cuadrante
    - Los valores del Factor de Carga van desde 1,73 hasta 2,74, dependiendo del cuadrante afectado. Es muy determinante el número de niveles de tendones pretensados que quedan sanos, aproximándose el valor del Factor de Carga a 2,00 cuando existen dos niveles sanos, y a 1,70 cuando solo queda uno, en ambos casos con presencia de desprendimiento total.
    - Según ACI-318, todos los modelos cumplen la prueba de carga, por lo que podrían mantenerse en uso.
    - En definitiva, la estructura es apta para continuar en uso, pero es aconsejable restablecer la seguridad proyectada en fase de diseño, mediante una intervención mediana.
  - Casos en que la corrosión está presente en todos los nervios de un paño
    - Los valores de Factor de Carga para estos casos son de 1,35 en el caso de paño extremo corroído y de 1,53 en el caso de paño central corroído, hablando de corrosión del nivel inferior de nervios con 2 niveles de tendones y con desprendimiento total (el peor escenario).
    - Todos los casos cumplen la prueba de carga para estructuras existentes de la ACI-318 excepto el caso de corrosión de todos los nervios del paño extremo, habiendo empleado unas viguetas con dos niveles de tendones, por lo que al perder el inferior solamente queda uno.
    - Es recomendable realizar una reparación importante. La edificación permanece en pié, pero no se debe mantener en uso sin un refuerzo total.

8. Criterios de actuación en los casos de corrosión en forjados y conclusiones

La motivación que ha llevado a centrarse en esta investigación es entender los mecanismos de funcionamiento de las estructuras dañadas y evaluar la seguridad residual de las mismas. Es muy habitual en estructuras con la armadura inferior corroída que los elementos constructivos no presenten unos daños importantes.

Un ejemplo de ello es el forjado recogido en la figura 8.1., que tiene todos los torzales corroídos de todas las viguetas, y los daños se observaron al quitar el falso techo por un cambio de uso, pues no se había apreciado ningún daño importante en los solados ni en las tabiquerías de la planta superior, ni había afectado de forma importante al resto de los elementos constructivos.

Figura 8.1. Vivienda de Benigánim (Valencia) con corrosión completa de todos los tendones inferiores en todas las viguetas

Existe muy poca documentación técnica y publicaciones de investigación que aborden este tema frontalmente, y menos que evalúen la seguridad residual del forjado dañado.

Debido a que la armadura inferior de los nervios es la más expuesta frente a agresiones externas, los daños más frecuentes de los forjados son los motivados por la corrosión de este armado y el desprendimiento del recubrimiento, producido por la expansión de la armadura oxidada. Este fenómeno es, desgraciadamente, muy habitual cuando la vigueta ha sido realizada con hormigón de cemento aluminoso.

Este trabajo se centra en los forjados más empleados, los de viguetas prefabricadas de hormigón con armadura activa pretensada, que han sufrido corrosión severa en el armado inferior de sus nervios. La investigación está encaminada a desarrollar una metodología que, desde una labor previa de diagnosis, pueda acabar en la elaboración de unos criterios de intervención.

Para definir estos criterios de intervención se ha diseñado una numerosa serie de casos a ensayar, que recoja los edificios reales más habituales, y se han simulado hasta la carga de rotura con sus elementos estructurales sanos y con diferentes grados de daño.

El análisis hasta la rotura de todos los casos y abarcando el edificio completo se ha realizado con el software Ansys de elementos finitos, teniendo en cuenta el proceso constructivo, la no linealidad del material y geométrica, la pérdida de rigidez por la fisuración y el aplastamiento del hormigón, la corrosión total y la disminución de sección de los nervios. Este análisis es capaz de recoger el fallo por flexión y por cortante.

Somos conscientes de que cualquier modelo de análisis estructural o simulación, aun planteando las hipótesis más precisas, no representa la realidad, pero todos ellos acotan la magnitud del problema y pueden ser muy útiles para estimar la seguridad de las edificaciones. Y por ello, antes de aceptar los resultados, se ha realizado con éxito una validación exhaustiva para elementos estructurales de complejidad creciente, expuesta en todo un capítulo anterior.

El objetivo está enfocado a desarrollar una metodología que, desde una labor previa de diagnosis, pueda acabar en la elaboración de unos criterios sensatos de intervención. Siempre que existe un daño es necesaria una actuación, que puede ir desde su control y mantenimiento hasta un refuerzo integral.

La metodología propuesta se apoya en dos criterios, uno es el ensayo definido por la ACI-318 (2008) como criterio de aceptación o rechazo de estructuras existentes, y el otro, el criterio del Factor de Carga Residual que nos da un valor gradual y orientativo de la seguridad:

- La norma ACI-318 desarrolla una prueba de carga controlada mediante la cual se puede determinar si una estructura existente puede continuar en uso. Se carga el forjado o la zona de forjado afectada con una determinada carga, y se mide el incremento de deformada experimentado con este incremento de carga. Si el incremento de deformada es mayor que

el límite, se debe medir la recuperación en la descarga. De esta forma se aceptan los forjados con suficiente rigidez (los que no incrementan su deformación excesivamente), y los forjados flexibles sanos (deforman pero recuperan la deformada cuando se descargan).

- La estimación del Factor de Carga cuantifica la carga que soporta un espécimen concreto antes de alcanzar un estado límite respecto a la carga de servicio. De esta forma, se tiene un orden de la seguridad que posee una construcción con un grado de corrosión determinado. Por lo tanto, el criterio del Factor de Carga ayuda al perito a tomar la decisión respecto a la magnitud de la intervención a realizar.

La investigación realizada abarca los casos más habituales de edificación y grados de deterioro, pero si nos encontramos con la peritación de un modelo más singular, como podría ser un forjado de luces o cargas no habituales se debería realizar un estudio específico de esa construcción con la metodología desarrollada.

8.1. Criterios de intervención

En caso de daño estructural es siempre necesario realizar un trabajo de rehabilitación, aunque sea por condicionantes estéticos o sociales. Estos trabajos pueden ir desde un revestimiento protector a un refuerzo estructural completo.

La definición de criterios de control y mantenimiento del edificio es esencial en todos los casos de rehabilitación estructural. Tanto las viguetas dañadas como las sanas deben ser protegidas para prevenir el ataque de agentes externos agresivos.

En este apartado se definen los criterios de actuación y los detalles constructivos a ejecutar para una gran variedad de posibles casos de corrosión en forjados, variando el grado de corrosión, el número de nervios afectados y posición que ocupan en el forjado. Se han estudiado también variables como la presencia de desprendimiento, total o parcial, y el empleo de viguetas prefabricadas con distinto número de capas de tendones pretensados.

Si el problema es el grave deterioro de todo el hormigón o la corrosión de todas las armaduras, incluso las superiores, será necesario ensayar la seguridad. En estos casos, el nivel de deterioro recomienda el refuerzo de la estructura completa o incluso la demolición del edificio si su reparación no es rentable.

El primer paso en la intervención es comprobar la seguridad a cortante, para evitar este mecanismo de colapso, dado que es muy peligroso al ser instantáneo.

Una labor adecuada para determinar si el cortante puede ocasionar problemas es estudiar el detalle constructivo de los nervios en la zona de máximo cortante. Los aspectos fundamentales a analizar son la separación entre la viga y las bovedillas, el refuerzo de negativos y la posible presencia de varillas de armado a cortante.

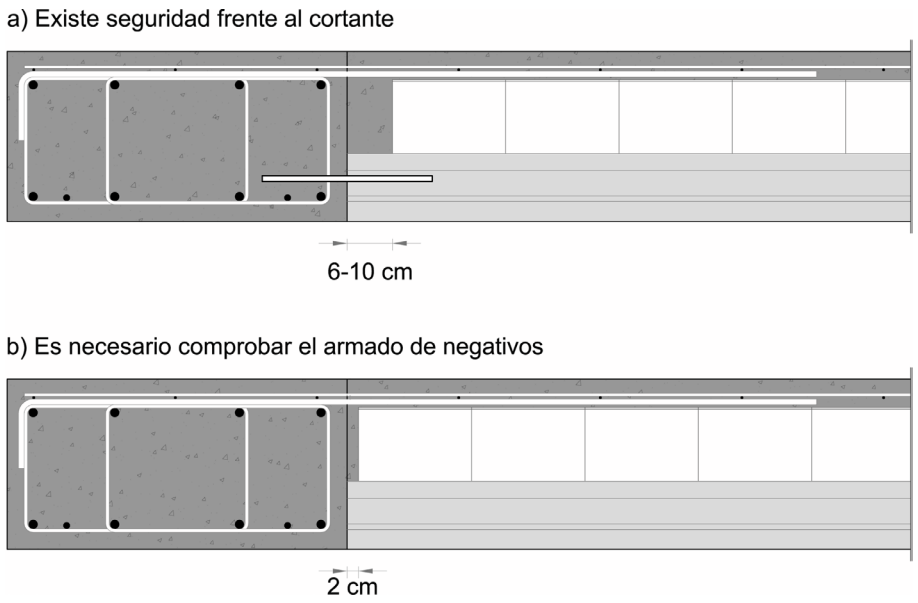


Figura 8.2. Detalle constructivo de la zona de máximo cortante

- En los casos de forjados de luces habituales, los que se estudian en este trabajo, se puede decir que la presencia de armadura de cortante o de un macizado suficiente entre la viga y la primera bovedilla garantizan no tener problemas de cortante (Figura 8.2.a).
- En los casos en que no exista este tipo de armado, y las bovedillas se lleven hasta la viga (Figura 8.2.b), es necesario analizar que la armadura superior está realmente trabajando a tracción.
  - Si la armadura superior, que está sana, está trabajando a tracción, esto significa que la parte inferior del nervio se encuentra a compresión, con lo que a pesar de la falta del tendón se puede realizar una transferencia del cortante de prácticamente el mismo orden que en la sección sana.
  - Si no se tiene la garantía de que el refuerzo de negativos de los nervios está trabajando a tracción, es necesario calcular la carga última de

cortante de la sección no fisurada ni degradada. En numerosas ocasiones la estimación de la altura de la fisura es arriesgada, y habitualmente se ordena un refuerzo estructural completo.

Pero, por encima de todo, cuando un experto observe un problema de cortante en un forjado debe apuntalar y ordenar el desalojo inmediatamente, debido a la posible rotura frágil. En los casos estudiados en esta investigación el colapso no está gobernado por el cortante, sino por el flector.

Siempre que no se tengan problemas con el cortante, se pueden aplicar las recomendaciones siguientes:

- Cuando no existe un desprendimiento del recubrimiento inferior de hormigón y la corrosión parcial afecte a menos de 3 nervios contiguos es suficiente con llevar a cabo una ligera intervención. Esta intervención puede consistir en un recubrimiento protector y una consolidación (Figura 8.3.a).
- En los casos de corrosión completa de los tendones inferiores de hasta 3 nervios contiguos con desprendimiento total o parcial se debe realizar al menos una intervención de grado medio. Se puede reparar con unas bandas de fibra de vidrio o carbono adheridas a la cara inferior de los nervios, previamente saneados y consolidados, y posteriormente protegidos (Figura 8.3.b).
- Para los casos de corrosión completa de todos los nervios de un paño es necesario un refuerzo estructural integral. Una opción es el duplicado de viguetas por la cara inferior mediante perfiles metálicos, como puede ser un UPN, o perfiles más específicos. Antes se deben sanear los nervios y colocar una fina capa de mortero grout entre el nervio preexistente y el nuevo perfil de acero. En los casos de forjados de vigas de canto es bastante sencillo anclar estos perfiles suplementados a las vigas, pero en los casos de vigas planas es necesario romper las bovedillas para poder agarrar el perfil a la viga, tal como se muestra en la figura 8.3.c.

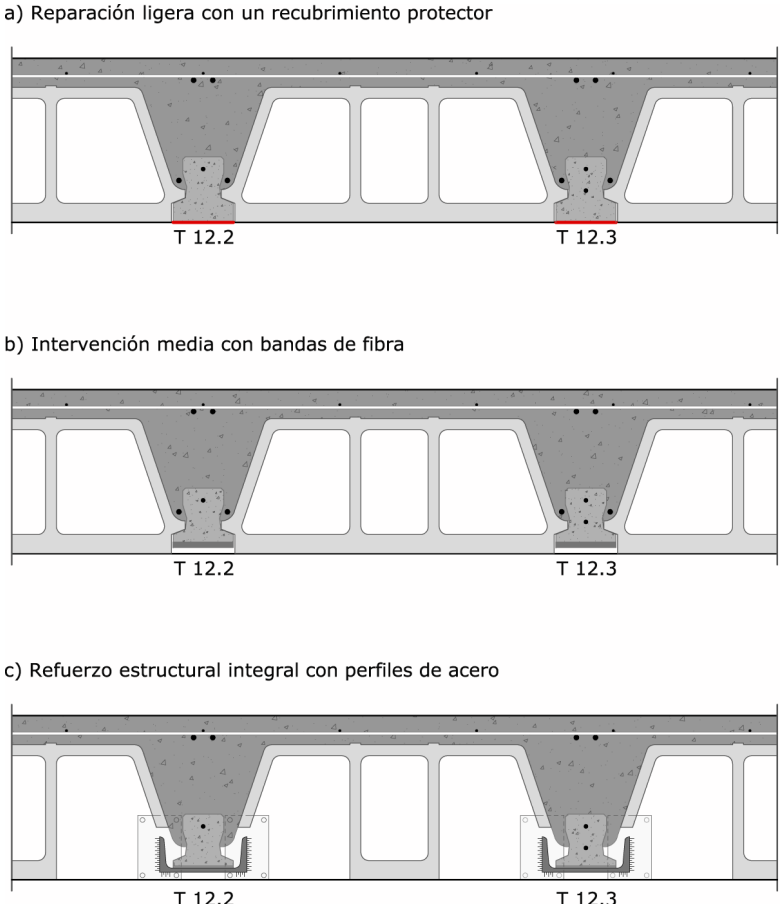


Figura 8.3. Detalles constructivos propuestos para los diferentes grados de intervención

De la campaña de simulaciones realizada para los forjados con viguetas pretensadas se extraen las siguientes conclusiones:

- En los casos de hasta 3 viguetas con presencia de corrosión, incluso con desprendimiento total, la construcción cumple el criterio de aceptación de la ACI-318 (Figura 8.4.), independientemente de la posición en el forjado, del espesor del forjado y el número de niveles de tendones pretensados que posean las viguetas. Este caso es muy habitual, y suele estar motivado por una fuga puntual en las instalaciones de agua, por lo que afecta a un número reducido de nervios.

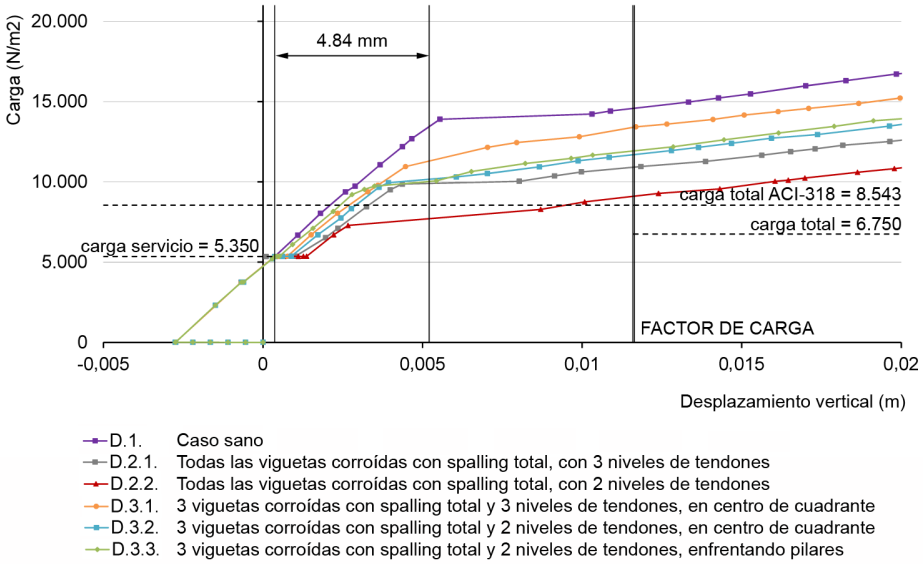


Figura 8.4. Curvas carga-desplazamiento vertical del punto 2 en especímenes de forjado de 25 cm con nervios pretensados

- En los ensayos realizados en este rango de luces, con todas las viguetas de un paño con los tendones inferiores corroídos, todavía se cumple el criterio de aceptación de la ACI-318 cuando quedan al menos 2 niveles de tendones sanos.

  Sin embargo, cuando queda un único nivel de tendones sano, no se cumple la prueba de carga, ni al simular la descarga (Figura 8.5.).

  De todos modos cuando existe corrosión severa en todos los nervios de un paño, la situación es alarmante, y se recomienda siempre una intervención intensa. Estos casos de corrosión aparecen normalmente motivados por una humedad muy extendida, como puede ocurrir en forjados de cubierta mal impermeabilizados o espacios no ventilados.

Con la realización de todas las simulaciones se llega a la conclusión de que el colapso normalmente ocurre cuando se forma un patrón de lineas de rotura en todo el paño, colapsando al final los nervios que enfrentan los pilares. Durante el periodo en que estos nervios trabajan correctamente, la deformada de los forjados ocurre de forma independiente en cada cuadrante, pero cuando rompen estos nervios, el paño pasa a comportarse en forma de artesa y aparece el colapso.

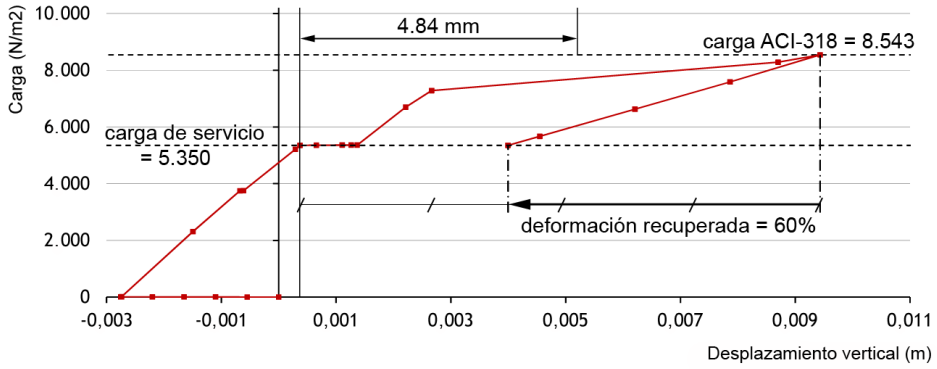


Figura 8.5. Descarga ACI-318 para el caso de corrosión en todas las viguetas con un nivel de tendones sano

Se puede dictar una recomendación constructiva para los edificios que estén en fase de diseño, y es reforzar con armadura más gruesa la parte inferior de los nervios que enfrentan pilares. Esta opción en los forjados elaborados con nervios in situ es sencilla, pero en los forjados elaborados con viguetas prefabricadas la única opción es la que se muestra en la figura 8.6., mediante un doblado de vigueta y colocando el armado perfectamente recubierto entre los dos nervios y de forma bien anclada a las cabezas de los pilares. Con esto se evita que las cabezas de los pilares se separen, se permite la aparición del arco de descarga en el espesor de los nervios y se mantienen los cuadrantes con una deformación independiente. Seguir esta recomendación constructiva es favorable para los efectos de la corrosión, para los efectos dinámicos, y para aumentar la seguridad frente al fuego de todo el forjado.

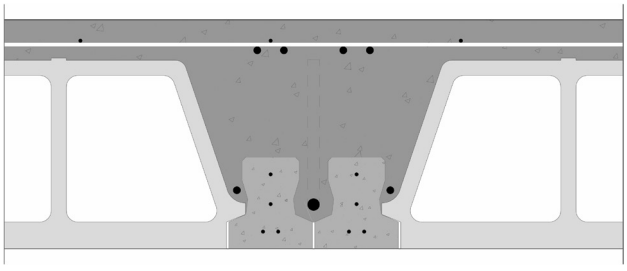


Figura 8.6. Recomendación constructiva en los nervios que enfrentan pilares

8.2. Conclusiones generales

Cuando se tiene en cuenta el trabajo realizado en esta investigación como una unidad, se concluye de forma general:

- En caso de existir corrosión severa con pérdida de recubrimiento en el armado inferior de los nervios de un forjado unidireccional, queda mayor capacidad de carga, y por tanto mayor seguridad remanente, en los casos de nervios pretensados. Esto es debido a que los nervios armados in situ no poseen más niveles de barras inferiores, y las viguetas prefabricadas tienen torzales superiores necesarios para el equilibrio de la sección, que se mantienen sanos, y pasan a resistir tracciones, con lo que poseen todavía cierta capacidad de carga.
- El desprendimiento del recubrimiento tiene mayor influencia en los forjados ejecutados con nervios armados. Por ejemplo, en el punto 2 los valores de Factor de Carga para los casos sin desprendimiento, con desprendimiento central y con desprendimiento total para el forjado armado de 30 cm son 2,01, 1,96 y 1,88; mientras que para el caso del forjado pretensado del mismo canto los valores son de 2,02, 2,01 y 2,00.
- En los forjados de viguetas prefabricadas tiene mayor influencia el número de niveles de tendones pretensados. La seguridad remanente será mayor, dentro de los nervios pretensados, cuando éstos posean un mayor número de niveles. El número de niveles de tendones que quedan sanos es más determinante que la cantidad de desprendimiento del recubrimiento. Los valores de Factor de Carga se aproximan a 2,00 cuando quedan dos niveles sanos, y a 1,70 cuando hay un nivel sano, en los casos de tres nervios adyacentes con corrosión.
- La pérdida de rigidez ocasionada por la corrosión se puede analizar estudiando el escalón de cedencia y el posterior cambio de pendiente en las curvas carga-desplazamiento.

  Esta pérdida de rigidez es casi inmediata en los modelos de forjados armados, en los que cuando aparece el escalón de cedencia ya no queda prácticamente seguridad respecto a la carga de servicio (6.100 N/m2).

  En cambio, en los casos de forjados pretensados aparece una deformada instantánea ocasionada por la corrosión, pero después se retoma prácticamente la pendiente inicial, la del tramo elástico. Poseen una alta capacidad portante.

  Comparando los forjados de 30 cm de canto, los pretensados tienen del orden del doble de seguridad que los armados antes de llegar a las cargas que producen el escalón de cedencia. En la realidad, un incremento de deformada tan rápido (escalón de cedencia) provoca un gran ruido y

la aparición instantánea de fisuras, superando la flecha activa admisible respecto de la tabiquería según EHE-08, y produciendo alarma entre los usuarios.

- Independientemente del número de nervios con corrosión, se puede obtener mucha información de la seguridad al estimar el punto de la curva en el que se encuentra la construcción. Si el valor está dentro del primer rango de pendientes, la reparación y las medidas para conseguir la seguridad suficiente son fácilmente alcanzables. Sin embargo, si el punto se encuentra en la pendiente final de la curva, entonces se necesitan medidas de seguridad muy estrictas.
- Dentro de los forjados con corrosión, incluso los pretensados de 25 cm de canto poseen mayor capacidad de carga que los de 30 cm armados. Y, como es lógico, entre los forjados pretensados existe menor seguridad residual a menor canto en las mismas condiciones de corrosión. El Factor de Carga sigue la relación: PRET30 > PRET25 > ARM30.
- Los forjados unidireccionales pretensados de 25 y 30 cm de canto trabajan de forma similar. Cada uno de ellos tiene diferentes condiciones de carga y de armado. Los valores de los Factores de Carga son ligeramente menores en los casos de forjados de 25 cm de canto.
- Mediante la metodología descrita en este trabajo el técnico responsable dispone de una herramienta adecuada para la peritación de forjados. Previamente debe realizar una labor de toma de datos respecto a la geometría, las propiedades de los materiales y la localización y el nivel de la corrosión en los nervios. Pero la responsabilidad de la decisión es del experto responsable, por lo que se aconseja realizar un proyecto completo de reparación del forjado, para restituir los valores de seguridad utilizados en fase de diseño.

8.3. Aportación original de la Tesis Doctoral

Las investigaciones relacionadas con la seguridad residual de estructuras dañadas son escasas. Concretamente no se han encontrado investigaciones que evalúen un forjado unidireccional completo con corrosión severa en sus nervios.

Debido a la gran cantidad de peritaciones realizadas actualmente en este país, es muy importante conocer la seguridad remanente en los casos de corrosión de forjados. Esta información ofrece ayuda para la toma de decisiones al experto responsable de la peritación.

Se desarrollan unos criterios de diagnosis y unos patrones de vigilancia, para evaluar con precisión el caso concreto frente al que se encuentra el experto, de cara a poder obtener la seguridad remanente de la forma más real posible.

Se plantea por primera vez un estudio paramétrico de la seguridad residual en casos de corrosión severa del armado inferior de los nervios de forjados unidireccionales, para un número variable de nervios y en todas las posiciones posibles de un forjado, con desprendimiento total o parcial y con un número variable de niveles de tendones pretensados en los casos de nervios prefabricados.

Se ha desarrollado una metodología con la que se puede obtener el Factor de Carga remanente en cada caso, lo que ayuda a decidir la magnitud de la intervención a ejecutar, y simular la prueba de carga según ACI-318 para determinar si una estructura existente puede permanecer en uso.

Al final de todo el proceso seguido, se establecen unos criterios de intervención recomendados relativos a la reparación aconsejable en cada caso para restituir los valores de seguridad de proyecto.

8.4. Futuras líneas de investigación

Después de la labor de desarrollo de este trabajo, se han detectado aspectos relacionados sobre los que convendría continuar la investigación, completando el estudio:

a) La evaluación de los valores de Factor de Carga conseguidos tras las acciones de reparación recomendadas en cada caso. Además, se debe volver a simular la prueba de carga de la ACI-318 en los distintos modelos. Para esto se debe modelizar el refuerzo, con sus propiedades y geometría exactas, en su posición precisa, y cargar de nuevo los modelos para obtener las curvas carga-desplazamiento.

b) El análisis del incremento de seguridad producido por el mayor refuerzo en los nervios que enfrentan pilares, cuyo colapso causa en gran parte el paso a comportamiento en artesa.

c) El estudio, para los mismos tipos de forjados, de los casos en que la corrosión no sea tan severa que llegue a cortar el armado. Se debe realizar una gran labor para simular la pérdida de adherencia con el grado de corrosión. De esta forma se tendría una publicación más amplia para ayudar al perito en la toma de decisiones.

d) La ampliación del estudio a otros tipos de forjados, como los bidireccionales aligerados o las losas macizas.

e) La localización de estructuras corroídas, para realizar las pruebas de carga según ACI-318 de cara a determinar el mantenimiento en uso de una construcción, y comparar los ensayos simulados con los ensayos in situ.

Referencias

Adam, J.M.: Contribución al estudio de soportes de hormigón armado reforzados con angulares y presillas metálicas. Análisis del soporte y del nudo viga-soporte sometidos a compresión centrada. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Valencia, 2007.

Agüero, A.: Apuntes asignatura doctorado "Análisis por el método de los elementos finitos" del programa Análisis Avanzado en Ingeniería del Terreno y Estructuras, del Departamento de Mecánica de los Medios Contínuos y Teoría de Estructuras, Universidad Politécnica de Valencia (2008).

Al-Darzi, S.Y.K.: "Effects of concrete nonlinear modeling on the analysis of push-out test by finite element method". Journal of Applied Sciences, Vol. 7 nº5 (2007), pp. 743-747.

American Concrete Institute (ACI): Building Code Requeriments for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary. Strength Evaluation of Existing Structures. Michigan, USA, 2008.

Anh Vu, N.; Castel, A.; François, R.: "Effects of stress corrosion cracking on stress-strain response of steel wires used in prestressed concrete beams". Corrosion Science, 51(2009), pp. 1453-1459.

Ansys 14.0 Help Manual. Ansys Inc. Ansys Academic Research V14.0 USA, 2011.

Aragón, J.: Análisis estadístico de la patología de forjados de hormigón armado en la edificación gallega. Tesis Doctoral. Universidad de la Coruña, 2010.

Arroyo, J.C.: Curso Números Gordos en el Proyecto de Estructuras. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puestos. Valencia, 2012.

Asociación Española de Normalización (AENOR): EUROCÓDIGO-1 (EC-1) Bases de proyecto y acciones en estructuras. Ed. AENOR. Madrid, 1998.

Asociación Española de Normalización (AENOR): EUROCÓDIGO-2 (EC-2) Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas Generales y Reglas para Edificación. Ed. AENOR. Madrid, 1993.

Asociación Española de Normalización (AENOR): UNE 36-068-94: Barras corrugadas de acero soldable para armaduras de hormigón armado. Ed. AENOR. Madrid, 1994.

Asociación Española de Normalización (AENOR): UNE 36420: Determinación del alargamiento bajo carga máxima en productos de acero para armaduras de hormigón armado. Ed. AENOR. Madrid, 1998.

Asociación Española de Normalización (AENOR): UNE-EN 10002-1: Materiales metálicos. Ensayos de tracción. Parte 1: Método de ensayo a temperatura

ambiente. Ed. AENOR. Madrid, 2002.

Bangash, M.Y.H.: Concrete and concrete structures: Numerical modeling and applications. p. 687, Elsevier Applied Science. London and New York, 1989.

Barbosa, A.F.; Ribeiro, G.O.: "Analysis of reinforced concrete structures using Ansys nonlinear concrete model". Computational Mechanics, Vol.1 nº8 (1998), pp. 1-7.

Bathe, K.-J.; Wilson, E.L.: Numerical Methods in Finite Element Analysis. p. 528, Prentice-Hall. 1976.

Bhargava, K.; Ghosh, A.K.; Mori, Y.; Ramanujam, S. : "Corrosion-induced bond strength degradation in reinforced concrete - Analytical and empirical models". Nuclear Engineering and Design, 237 (2007), pp. 1140-1157.

Braverman, J.I.; Miller, C.A.; Ellingwood, B.R.; Naus, D.J.; Hofmayer, C.H.; Bezler, P.; Chang, T.Y.: "Structural Performance of Degraded Reinforced Concrete Members". 16th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Washington, DC (US) (2001), pp. 1-8.

Brencich, A.; de Felice, G.: "Brickwork under eccentric compression: Experimental results and macroscopic models". Construction and Building Materials, Vol.23 nº5 (2009), pp. 1935-1946.

Cabrera, J.G.; Ghoddoussi, P.: "The effect of reinforcement corrosion on the strength of the steel/concrete bond". International Conference on Bond in Concrete, CEB, Riga, Latvia (1992), pp. 10/11-10/24.

Calavera Ruiz, J. Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón armado para edificios. Tomos I y II. p. 586 y 772, Ediciones INTEMAC. Madrid, 1983.

Calavera Ruiz, J.: Cálculo, construcción, patología y rehabilitación de forjados de edificación. p. 1024, Ediciones INTEMAC. Madrid, 2003.

Calavera Ruiz, J.: Patología de estructruas de hormigón armado y pretensado. Ediciones INTEMAC. Madrid, 2005.

Castorena, J. et. al: "Modelación con elementos finitos del agrietamiento en el hormigón por corrosión localizada en la armadura". Revista Ingeniería de Construcción, 22: 35-42. 2007.

Chansawat, K.; Yim, S.C.S.; Miller, T.H.: "Nonlinear finite element analysis of FRP-strengthened reinforced concrete bridge". Journal of Bridge Engineering, Vol.11 nº1 (2006), pp. 21-32.

Chellini, G.; De Roeck, G.; Nardini, L.; Salvatore, W.: "Damage analysis of a steel-concrete composite frame by finite element model updating". Journal of Constructional Steel Research, 66 (2010), pp. 398-411.

Cheung, M.S.; Kyle, B.R.: "Service life prediction of concrete structrues by reliability analysis". Construction and Building Materials, Vol. 10, No. 1 (1996), pp. 45-55.

Chung, L.; Najm, H.; Balaguru, P.: "Flexural behavior of concrete slabs with corroded bars". Cement & Concrete Composites, 30 (2008), pp. 184-193.

Colegio Oficial de Aparejadores y Arquitectos Técnicos de Madrid (COAATM): "Viguetas con cemento aluminoso: proceso, patología y soluciones". BIA, 158 (1992), pp. 53-58.

Comité EuroInternacional del Hormigón (CEB): Assessment of concrete structures and design. Procedures for up-grading (Redesign). Boletín C.E.B. n1 167, 288 pp. Praga, 1983.

Comité Euro-International du Betón (CEB): Model Code C.E.B. 90. Ed. Thomas Telford. London, 1993.

Coronelli, D.; Gambarova, P.: "Structural assessment of corroded reinforced concrete beams: modeling guidelines". Journal of Structural Engineering, Vol. 130 nº8 (2004), pp. 1214-1224.

Correia, J.R.; Valarinho, L.; Branco, F.A.: "Post-cracking strength and ductility of glass-GFRP composite beams". Composite Structures, 93 (2011), pp. 2299-2309.

Courbon, J.: Tratado de resistencia de materiales I. p. 762, Editorial Aguilar. Madrid, 1968.

Cubel, F.; Más, A.; Vercher, J.; Gil, E.: "Design and construction recommendations for brick enclosures with continous air chamber". Construction and Building Materials, 36 (2012), pp. 151-164.

Di Evangelista, A.; De Leonardis, A.; Valente, C.; Zuccarino, L.: "Design and testing of corrosion damaged prestressed concrete joists: the Pescara Benchmark". 9th International Conference on Damage Assessment of Structures (DAMAS 2011), Journal of Physics: Conference Series 305 (2011), pp. 10.

Dilrukshi, K.G.S.; Dias, W.P.S.; Rajapakse, R.K.N.D.: "Numerical modelling of cracks in masonry walls due to thermal movements in an overlying slab". Engineering Structures, 32 (2010), pp. 1411-1422.

Fanning, P.: "Nonlinear models of reinforced and post-tensioned concrete beams". Electronic Journal of Structural Engineering, 2 (2001), pp. 111-119.

Federation International du Béton FIB-2000. Bond of reinforcement in concrete. State of the Art Report – Bulletin 10 – Task Group Bond Models. Ed. FIB. Lausanne (CH), 2000.

Fenhua, L.; Jian, X.; Xuekun, C.; Weizhao, G.: "Study on the stress of the

concrete gravity dam heel by Ansys finite element". Power and Energy Engineering Conference, APPEEC, Asia-Pacific (2010), pp. 1-4.

Foster, S.J.; Bailey, C.G.; Burgess, I.W.; Plank, R.J.: "Experimental behaviour of concrete floor slabs at large displacements". Engineering Structures, 26 (2004), pp. 1231-1247.

Gere, J.M.; Timoshenko, S.P.: Mechanics of Materials, PWS Publishing Company, Boston, Massachusetts, 1997.

Giménez, E.: Estudio experimental y numérico de soportes de hormigón armado reforzados con perfiles metálicos sometidos a esfuerzos de compresión simple. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Valencia, 2007.

Gómez Cassab, A.; Lizarazo Marriaga, J.M.: "Influencia de la no linealidad de material en las deflexiones inmediatas de vigas de concreto reforzado". Ingeniería e Investigación, Vol. 27 nº2 (2007), pp. 92-99.

Grupo Español del Hormigón (GEHO): Encuesta sobre patología de estructuras de hormigón. Boletín GEHO, 10. Madrid, 1992.

Grupo Español del Hormigón (GEHO): Reparación y refuerzo de estructuras hormigón. Guía FIP de buena práctica. Boletín GEHO, 14. Madrid, 1994.

Hawileh, R.A.; Naser, M.; Zaidan, W.; Rasheed, H.A.: "Modeling of insulated CFRP-strengthened reinforced concrete T-beam exposed to fire". Engineering Structures, Vol. 31 nº12 (2009), pp. 3072-3079.

Hoshikuma, J.; Kawashima, K.; Nagaya, K.; Taylor, A.W.: "Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge". Journal of Structural Engineering, ASCE, 123-5 (1997), pp. 624-633.

Hu, H.T.; Huang, C.S.; Wu, M.H.: "Nonlinear analysis of axially loaded concrete-filled tube columns with confinement effect". Journal of Structural Engineering, Vol.129 nº10 (2003), pp. 1322-1329.

Huang, C.S.; Yeh, Y.K.; Liu, G.Y.; Hu, H.T.; Tsai, K.C.; Weng, Y.T.; Wang, S.H.; Wu, M.H.: "Axial load behaviour of stiffened concrete-filled steel columns". Journal of Structural Engineering, Vol.128 nº9 (2002), pp. 1222-1230.

Hughes, B.P.: Limit state theory for reinforced concrete design, 2nd Edition, Pitman Publishing Ltd, London, 1976.

Ingeciber, S.A.: Elemento Solid65. Recomendaciones de uso con ANSYS/CivilFEM. Madrid, 2004.

Instituto Valenciano de la Edificación (IVE): Guía para la Inspección y Evaluación Preliminar de estructuras de hormigón en edificios existentes. p. 111, Serie guías de la calidad. Generalitat Valenciana. Conselleria de Medi Ambient, Aigua, Urbanisme i Habitatge. Valencia, 2008a.

Instituto Valenciano de la Edificación (IVE): Experiencia en Inspección de estructuras en edificios. Comunidad Valenciana 1991-2008. p. 89, Serie guías de la calidad. Generalitat Valenciana. Conselleria de Medi Ambient, Aigua, Urbanisme i Habitatge. Valencia, 2008b.

Instituto Valenciano de la Edificación (IVE): Guía para la Inspección y Evaluación Complementaria de estructuras de hormigón en edificios existentes. p. 115, Serie guías de la calidad. Generalitat Valenciana. Conselleria de Medi Ambient, Aigua, Urbanisme i Habitatge. Valencia, 2008c.

Instituto Valenciano de la Edificación (IVE): Guía de Intervención en estructuras de hormigón en edificios existentes. p. 259, Serie guías de la calidad. Generalitat Valenciana. Conselleria de Medi Ambient, Aigua, Urbanisme i Habitatge. Valencia, 2008d.

Jiménez, P.; García. A.; Morán, F.: Hormigón armado. 14ª Edición basada en la EHE. Ajustada al Código Modelo y al Eurocódigo. p. 844, Editorial Gustavo Gili. Barcelona, 2004.

Kachlakev, D. et. al: Finite element modeling of reinforced concrete structures strengthened with FRP laminates. Final Report. Oregon Department of Transportation (ODOT). 2001.

Kaewunruen, S.; Remennikov, A.M.: "Nonlinear finite element modelling of railway prestressed concrete sleeper". Proceedings of the tenth East Asia-pacific conference on Structural Engineering & Construction (EASEC-10), Bangkok, Thailand (2006), pp. 323-328.

Kawakami, M.; Ito, T.: "Nonlinear finite element analysis of prestressed concrete members using ADINA". Computers & Structures, 81 (2003), pp. 727-734.

Kazaz, I.; Yakut, A.; Gülkan, P.: "Numerical simulation of dynamic shear wall tests: A benchmark study". Computers and Structures, 84 (2006), pp. 549-562.

Kotsovos, M.D.; Pavlovic, M.N.: "Size effects in beams with small shear span-to-depth ratios". Computers & Structures, 82 (2004), pp. 143-156.

Lourenço, P.B.: "Computations on historic masonry structures". Progress in Structural Engineering and Materials, Vol.4 nº3 (2002), pp. 301-319.

Lu, Y.; Gu, X.: "Probability analysis of RC member deformation limits for different performance levels and reliability of their deterministic calculations". Structural Safety, 26 (2004), pp. 367-389.

Mahjoub, R.; Hashemi, S.H.: "Finite element analysis of RC beams strengthened with FRP sheets under bending". Australian Journal of Basic and Applied Sciences, Vol. 4 nº5 (2010), pp. 773-778.

Mahmudur, R.; Alam, S.Z.: "Experimental investigation and analytical

simulation of deflection behaviour of continuous RC beams". Proceedings of the tenth East Asia-pacific conference on Structural Engineering & Construction (EASEC-10), Bangkok, Thailand (2006), pp. 243-247.

Mangat, P.; Elgarf, M.: "Flexural strength of concrete beams with corroding reinforcement". ACI Structural Journal, Vol. 96 nº1 (1999), pp. 149-158.

Mas Tomás, A.; Galvañ Llopis, V.; Gil Benso, E.: "Environmental conditions in the deterioration of brick façades". Journal of Performance of Constructed Facilities, 23 (2009), pp. 144-150.

Micic, T.V.; Chryssanthopoulos, M.K.; Baker, M.J.: "Reliability analysis for highway bridge deck assessment". Structural Safety, 17 (1995), pp. 135-150.

Mindess, S.; Young, J.F.: Concrete. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1981.

Ministerio de Fomento (MF): Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08). Ed. Boletín Oficial del Estado. Madrid, 2008.

Ministerio de Vivienda (MV): Código Técnico de la Edificación (CTE). Ed. Boletín Oficial del Estado. Madrid, 2006.

Mirmiram, A.; Zagers, K.; Yuan, W.: "Nonlinear finite element modelling of concrete confined by fiber composites". Finite Elements in Analysis and Design, 35 (2000), pp. 79-96.

Monfort, J.: "Ética de la peritación estructural de edificios existentes". Informes de la Construcción, Vol.63 nº524 (2011), pp. 75-82.

Najim Mahmood, M.: "Nonlinear analysis of reinforced concrete beams under pure torsion". Journal of Applied Science, Vol. 7 nº22 (2007), pp. 3524-3529.

Ngo, D.; Scordelis, A.C.: "Finite element analysis of reinforced concrete beams". Journal of the American Concrete Institute, 64-3 (1967), pp. 152-163.

Nilson, A.H.: "Nonlinear analysis of reinforced concrete by the finite element method". Journal of the American Concrete Institute, 65-9 (1968), pp. 757-766.

Özcan, D.M.; Bayraktar, A.; Sahin, A.; Haktanir, T.; Türker, T.: "Experimental and finite element analysis on the steel fiber-reinforced concrete (SFRC) beams ultimate behavior". Construction and Building Materials, 23 (2009), pp. 1064-1077.

Padmarajaiah, S.K.; Ramaswamy, A.: "A finite element assessment of flexural strength of prestressed concrete beams with fiber". Cement and Concrete Composites, 24 (2002), pp. 229-241.

Park, R.; Paulay, T.: Reinforced Concrete Structures. John Wiley and Sons, Inc, Canada, 1975.

Perepérez, B.; Barberá, E.: Manual del hormigón estructural. Diversos editores, Valencia, 2005.

Pérez García, A.; Alonso Durá, A.: EFCiD. Manual del usuario. Ed. Intertécnica. Valencia, 2003.

Popovics, S.: "Numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete". Cement and Concrete Research, 3-5 (1973), pp. 583-599.

Prevalesa, S.L.: Ficha de características técnicas - según EHE-08 - del forjado de viguetas pretensado modelo DITECO T12. Valencia, 2008.

Queiroz, F.D.; Vellasco, P.C.G.S.; Nethercot, D.A.: "Finite element modelling of composite bemas with full and partial shear connection". Journal of Constructional Steel Research, Vol. 63 nº4 (2007), pp. 505-521.

Ramos Gavilán, A.B.; Piloto, P.A.G.; Mesquita, L.M.R.: "Estudio del contacto entre perfil metálico y hormigón en vigas metálicas parcialmente embebidas". CMNE CILAMCE, Métodos Numéricos e Computacionais em Engenharia, Porto, Portugal (2007), pp. 1-16.

Rashid, Y.R.: "Ultimate strength analysis of prestressed concrete pressure vessels". Nuclear Engineering and Design, 7-4 (1968), pp. 334-344.

del Río Bueno, A.: Patología, reparación y refuerzo de estructuras de hormigón armado de edificación. E.T.S. Arquitectura (UPM), Madrid, 2008.

Río, O.; Alonso, C.; Andrade, C.; Vega, L.: "Comportamiento de la reparación localizada de viguetas armadas afectadas por corrosión". Hormigón y Acero, 217 (2000), pp. 101-110.

Rodriguez, J.; Ortega, L.M.; Casal, J.: "Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement". Construction and Building Materials, Vol.11 nº4 (1997), pp. 239-248.

Santa Cruz, J.; del Río, M.; Cachero, G.; Monje, I.; Rubio, D.: "Fissure analysis in one-directional slabs with on-site concrete rib by continuous formwork". Construction and Building Materials, 23 (2009), pp. 2567-2579.

Sanz, B.; Planas, J.; Fathy, A.M.; Sancho, J.M.: "Modelización con elementos finitos de la fisuración en el hormigón causada por la corrosión de las armaduras". Anales de la Mecánica de la fractura, Vol.25 nº102 (2008), pp. 623-628.

Schneider, S.P.: "Axially loaded concrete-filled steel tubes". Journal of Structural Engineering, Vol.124 nº10 (1998), pp. 1125-1138.

Shah, S.P., Swartz, S.E., Ouyang, C.: Fracture Mechanics of Concrete, John Wiley and Sons Inc., New York, 1995.

Shahawy, M.; Mirmiram, A.; Beitelman, T.: "Tests and modelling of

carbon-wrapped concrete columns". Composites: Part B, 31 (2000), pp. 471-480.

Stewart, M.G.; Rosowsky, D.V.: "Time-dependent reliability of deteriorating reinforced concrete bridge decks". Structural Safety, 20 (1998), pp. 91-109.

Suidan, M.; Schnobrich, W.C.: "Finite element analysis of reinforced concrete". Journal of the Structural Division, ASCE, ST10 (1973), 2109-2122.

Tabsh, S.W.: "Safety of reinforced concrete members designed following ACI 318 building code". Engineering Structures, Vol.19 nº10 (1997), pp. 843-850.

Tachibana, Y.; Maeda, K-I.; Kajikawa, Y.; Kawanura, M.: "Mechanical behaviour of RC beams damaged by corrosion of reinforcement". Third International Symposium on Corrosion of reinforcement in Concrete Construction, Wishaw, UK (1990), pp. 178-187.

Tavio, T.; Tata, A.: "Predicting nonlinear behavior and stress-strain relationship of rectangular confined reinforced concrete columns with Ansys". Civil Engineering Dimension, Vol.11 nº1 (2009), pp. 23-31.

Thomas, J.; Ramaswamy, A.: "Finite element analysis of shear critical prestressed SFRC beams". Computers and Concrete, Vol.3 nº1 (2006), pp. 65-77.

Uomoto, T.; Misra, S. : "Behaviour of concrete beams and columns in marine environment when corrosion of reinforcing bars". ACI Special Publication SP, 109 (1988), pp. 127-145.

Val, D.; Bljuger, F.; Tankelevsky, D.: "Reliability evaluation in nonlinear analysis of reinforced concrete structures". Structural Safety, Vol.19 nº2 (1997), pp. 203-217.

Vieitez, J.A.; Ramírez, J.L.: "Patología de la Construcción en España: Aproximación Estadística. Resumen de Tesis Doctoral". Informes de la Construcción, Vol.36 nº1364 (1984), pp. 5-15.

Vielma Pérez, J.C.; Barbat Barbat, A.H.; Oller Martínez, S.H.: "Reserva de resistencia de edificios porticados de concreto armado diseñados conforme al ACI-318/IBC-2006". Ingeniería, 18 (1, 2) (2008), pp. 121-131.

Willam, K.J.; Warnke, E.D.: "Constitutive model for the triaxial behavior of concrete". Proceedings of the International Association for Bridge and Structural Engineering, ISMES, Bergamo, Italy, 19 (1975), pp. 1-30.

Wolanski, A.J. Flexural behaviour of reinforced and prestressed concrete beams using finite element analysis. Thesis for the Degree of Master of Science, Faculty of the Graduate School, Marquette University. Milwaukee, 2004.

Wu, H.-L.; Wang, Y.-F.; Yu, L.; Li, X.-R.: "Experimental and computational studies on high-strength concrete circular columns confined by aramid

fiber-reinforced polymer sheets". Journal of Composites for Construction, Vol. 13 nº2 (2009), pp. 125-134.

Xiao, R.Y.; O'Flaherty, T.: "Finite-element analysis of tested concrete connections". Computers and Structures, 78 (2000), pp. 247-255.

Xiaoran, L.; Yuanfeng, W.: "Three-dimensional nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures based on Ansys program". 2nd International Conference on Computer Engineering and Technology, ICCET, Chengdu, China (2010), Vol.6, pp. 42-46.

Yousefi Darestani, M.; Thambiratnam, D.P.; Nataatmadja, A.; Baweja, D.: "Structural response of concrete pavements under moving truck loads". Journal of Transportation Engineering, Vol. 133 nº12 (2007), pp. 670-676.

Zhou, S.; Rizos, D.C.; Petrou, M.F.: "Effects of superstructure flexibility on strength of reinforced concrete bridge decks". Computers and Structures, 82 (2004), pp. 13-23.

Zhu, K.; Zhu, E.; Yang, W.: "Finite element analysis of reinforced brick wall with opening hole". Advanced Materials Research, 243-249 (2011), pp. 5506-5511.

Zienkiewicz, O.C.; Taylor, R.L.: El método de los elementos finitos. Vol. 1-2. p. 700, 4 Ed., Ed. CIMNE Barcelona, Mc Graw-Hill. 1993.

Apéndice I. Comparación de los resultados del nervio en T obtenidos mediante el software Ansys y CidCad

En el apartado 6.1. del capitulo 6, dedicado al Estudio de Casos, se hace referencia a una comparativa entre los resultados obtenidos del cálculo del modelo de nervio en T adoptado para este estudio mediante dos softwares de cálculo distintos: Ansys y CidCad.

Se realiza esta comparativa para verificar que la simulación en el tramo elástico y lineal del comportamiento de los materiales está bien calibrada. Se comparan los resultados de tensión y desplazamiento vertical en modelos simulados con Ansys y con CidCad.

La geometría del nervio es la que aparece en la figura 6.1. Recordamos brevemente las principales dimensiones. El nervio posee una luz de 4,32 m, pero se simula la mitad aprovechando la simetría. La sección comprende un nervio rectangular de 25x9 cm^2 y la capa superior de compresión de 5x69 cm^2. El canto total es de 30 cm y el ancho corresponde a un intereje de 69 cm de un forjado unidireccional. Esta comparativa se realiza con un nervio armado, que posee 2ø10 ubicados en la parte inferior con un recubrimiento de 3 cm.

Las condiciones de contorno del nervio son apoyos en los extremos, por lo que en estos puntos el nervio puede desplazarse en la dirección de su directriz.

Se analizan los dos tamaños de malla expuestos en el apartado 6.1. con elementos de hasta 12 cm y elementos de 3 cm.

La carga aplicada en estos casos es de 12 KN a 24 cm de la simetría, a ambos lados.

Las propiedades adoptadas de los materiales, tanto del hormigón como del acero, son las mismas que las que se especifican en el apartado 6.1.

I.1. Comparación de desplazamiento vertical

En las figuras I.1. y I.2. se muestra el desplazamiento en Z experimentado por el nervio, con una carga de 24 KN, en los modelos de nervio con la malla de mayor tamaño. La figura I.1. corresponde al cálculo realizado con Ansys, y la figura I.2. al cálculo realizado con CidCad. Se obtiene 3,686 mm con Ansys, y 3,39 mm con CidCad.

En las figuras I.3. y I.4. se observa el desplazamiento vertical para el mismo nervio, pero con una malla más fina. Se obtienen 3,704 mm de desplazamiento vertical en centro de vano con Ansys, y 3,67 mm de desplazamiento en Z con el CidCad.

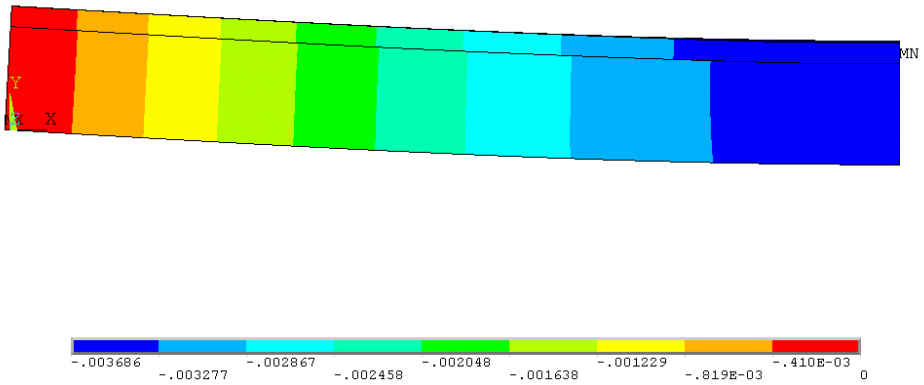


Figura I.1. Desplazamiento vertical en centro de vano en el modelo de vigueta en T de malla basta, según Ansys

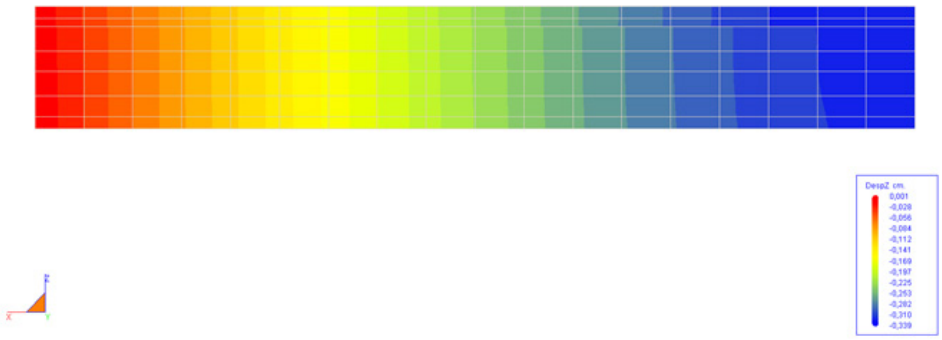


Figura I.2. Desplazamiento vertical en centro de vano en el modelo de vigueta en T de malla basta, según CidCad

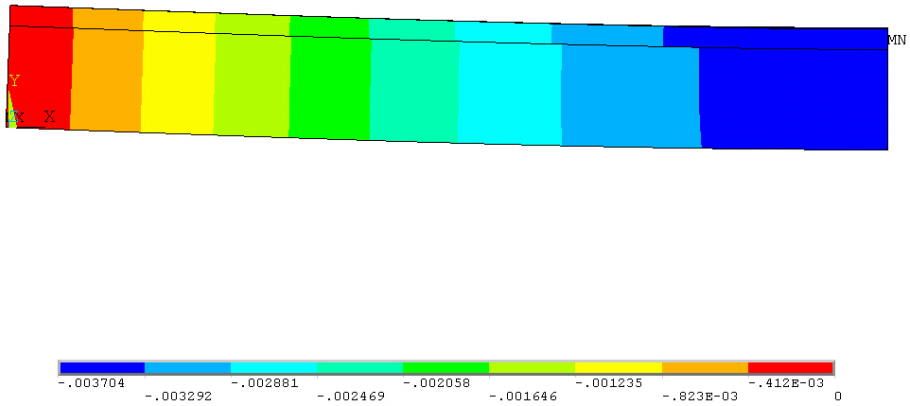


Figura I.3. Desplazamiento vertical en centro de vano en el modelo de vigueta en T de malla fina, según Ansys

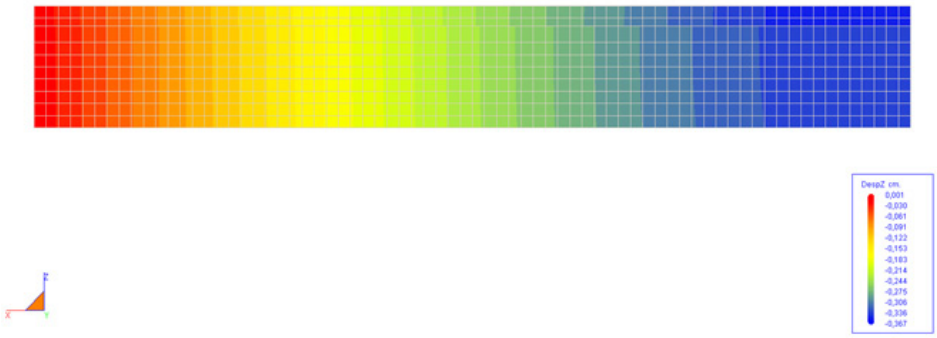


Figura I.4. Desplazamiento vertical en centro de vano en el modelo de vigueta en T de malla fina, según CidCad

I.2. Comparación de tensiones longitudinales

A continuación, en las figuras I.5. y I.6. se estudian las tensiones en X, es decir en la dirección del nervio, a las que éste se encuentra sometido cuando está cargado hasta 24 KN, para los modelos con malla de tamaño más grande. La primera de ellas se obtiene con el software Ansys y la segunda con el CidCad. Se alcanzan valores de 5,27 MPa a compresión y 10,5 MPa a tracción con Ansys, frente a los 4,5 Mpa a compresión y 10,2 MPa a tracción con CidCad.

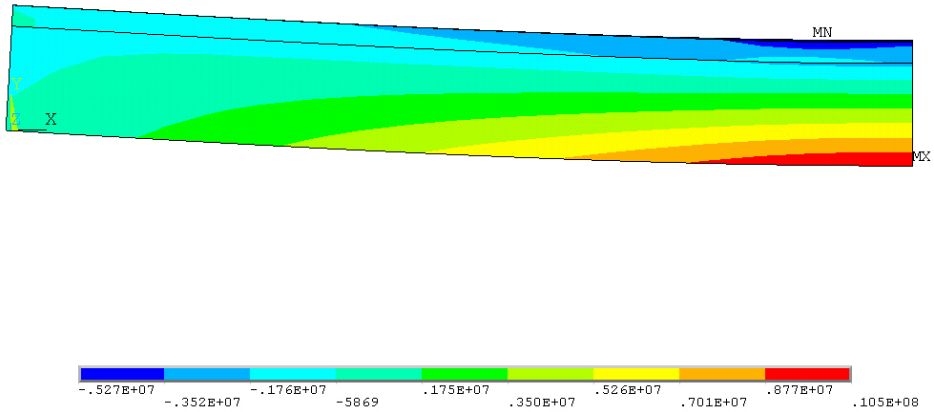


Figura I.5. Tensiones en X en el modelo de vigueta en T de malla basta, según Ansys

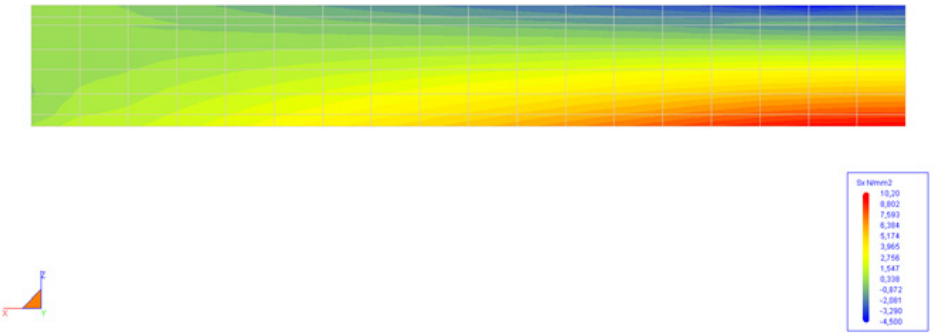


Figura I.6. Tensiones en X en el modelo de vigueta en T de malla basta, según CidCad

En las figuras I.7. y I.8. se grafían las tensiones en X para los modelos con malla de tamaño más pequeño, con Ansys y CidCad respectivamente. Se alcanzan valores de 6,04 MPa a compresión y 10,5 MPa a tracción con Ansys, frente a los 6,2 Mpa a compresión y 10,8 MPa a tracción con CidCad.

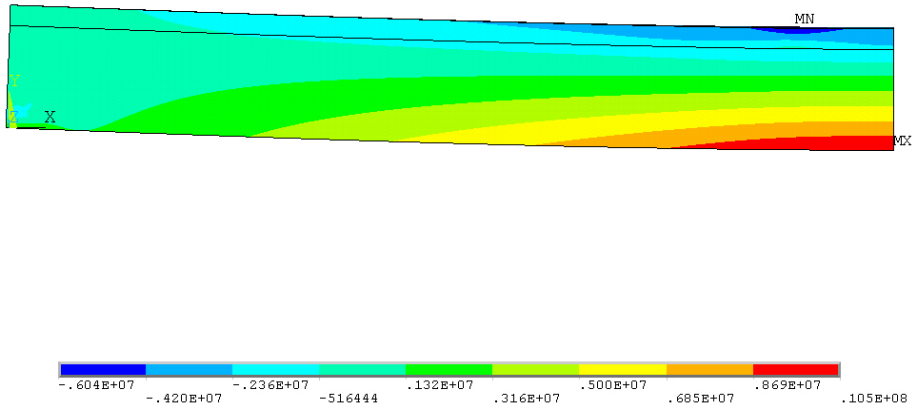


Figura I.7. Tensiones en X en el modelo de vigueta en T de malla fina, según Ansys

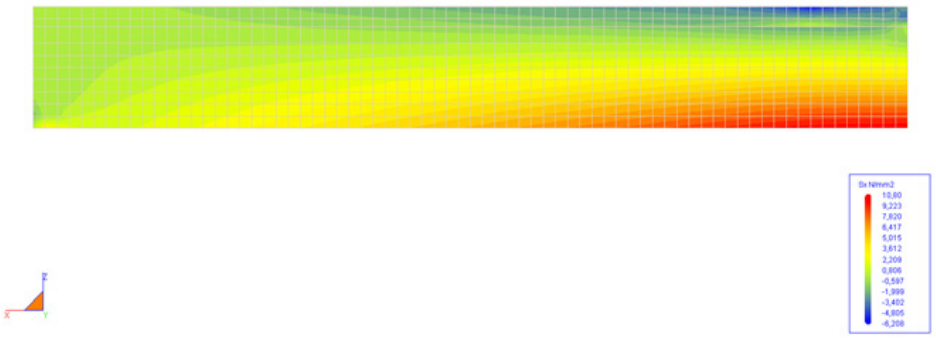


Figura I.8. Tensiones en X en el modelo de vigueta en T de malla fina, según CidCad

I.3. Tabla comparativa de resultados

En la tabla I.1. se estudia la diferencia en porcentajes entre los resultados obtenidos con el software Ansys y el CidCad.

	Desplazamiento en Z (mm)			Tensiones en X (MPa)		
	ANSYS	CID	Diferencia (%)	ANSYS	CID	Diferencia (%)
Malla basta	3,686	3,39	8,03	-5,27	-4,5	14,61
				10,5	10,2	2,86
Malla fina	3,704	3,67	0,92	-6,04	-6,2	2,78
				10,5	10,8	2,86
Diferencia (%)	0,49	8,26		14,61	37,96	
				0	5,88	

Tabla I.1. Resultados obtenidos para el nervio en T

De esta tabla comparativa se obtienen las siguientes conclusiones:

- La diferencia de resultados entre los dos programas de cálculo no son significativas. Únicamente en el valor de tensión de compresión en la modelización con tamaño de malla mayor parece ser un poco excesiva la diferencia (14,61%).

- Efectivamente, con la malla fina se obtiene mayor precisión, pero se toma la decisión de adoptar el tamaño de malla basta para los modelos grandes debido a la diferencia de tiempo de cálculo y a que las diferencias en los resultados no son tan grandes.

Apéndice II. Comparativa de los resultados del pórtico en CidCad y ANSYS

Este Apéndice II se comparan los resultados obtenidos mediante dos softwares distintos, el CidCad y el ANSYS. De este modo se da validez a los resultados obtenidos, ya que se comprueba de dos formas distintas los resultados en el pórtico estudiado, de forma que a partir de aquí los resultados obtenidos con ANSYS para el edificio completo poseen mayor fiabilidad todavía.

En el caso del CidCad el cálculo realizado es elástico y lineal, y las barras se representan mediante su eje neutro. En este caso las luces modelizadas son a ejes de pilares y de vigas, por lo que existe un voladizo de 1,59 m y 3 vanos de 5,16, 3,78 y 5,16 m respectivamente. La altura de los pilares es de 2,94 m, a excepción de la planta baja, donde la altura es de 2,79 m. Debido a que los pilares poseen sección variable con la altura y a que se representan por su linea neutra, el modelo de CidCad no tiene todos los pilares alineados. En concreto los pilares que no poseen su linea neutra alineada en todas las plantas son los extremos, porque los intermedios crecen por igual a ambos lados del eje neutro, por lo que la linea neutra se queda en la misma posición. Los pilares extremos tienen una sección de 30x30 cm^2 en las tres plantas superiores, de 30x33 cm^2 en las dos plantas siguientes, y de 30x36 cm^2 en la planta baja. En el modelo de pórtico simulado estos pilares extremos están alineados por su cara exterior, por lo que la linea neutra se desplaza 1,5 cm y 3 cm respectivamente con forme se va descendiendo (Figura II.1.). Se ha simulado de este modo en CidCad. Este programa posee una opción denominada entorno de captura, que da una tolerancia en centímetros a la hora de considerar las barras y las cargas. De este modo, la estructura es rígida plana y se tiene en cuenta en el cálculo las excentricidades producidas por el desplazamiento del eje neutro que aparece en la realidad. Se ha calculado también el pórtico con CidCad teniendo todos los pilares alineados, obteniendo variaciones muy pequeñas en los resultados.

Y mediante el ANSYS se realiza un cálculo no lineal en el que se tienen en cuenta todo tipo de fenómenos que aparecen en la realidad, como la plastificación del armado o el aplastamiento o la fisuración del hormigón. El hormigón se representa volumétricamente y el acero de refuerzo se posiciona en la ubicación exacta que ocupa en la realidad. Los pilares y las vigas se simulan con sus secciones reales, por lo que en este caso se habla de luces libres. El modelo posee un voladizo de 1,44 m y tres vanos de 4,86, 3,48 y 4,86 m respectivamente. La altura libre de los pilares es la misma en todas las plantas, y es de 2,64 m.

En primer lugar se comparan los axiles en los pilares (Figura II.1.). En rojo aparecen los valores de CidCad y en azul los de ANSYS. Una comprobación muy

rápida se realiza sumando el valor de los axiles de todos los pilares de planta baja. De esta forma en CidCad resulta un axil total de 2.824,88 kN y en ANSYS un valor de axil igual a 2.756,9 kN. Gran parte de la diferencia es debida a que en ANSYS cuando se carga superficialmente una estructura, únicamente se cargan sus elementos libres, es decir, si se carga toda la superficie superior de las vigas, la superficie correspondiente a los pilares superiores no se carga, por tanto se debe restar la superficie en planta de los pilares. Se deben restar los cuatro pilares de 30x30 cm^2 de las tres plantas superiores (12 x 0,3 x 0,3 = 1,08 m^2), y los pilares de las plantas 1 y 2, que son 4 pilares de 30x33 cm^2 (4 x 0,3 x 0,33 = 0,396 m^2) y 4 pilares de 30x36 cm^2 (4 x 0,3 x 0,36 = 0,432 m^2). En total, no se carga una superficie igual a 1,908 m^2, que con la carga superficial de 50.020 N/m^2 supone una carga de 95,44 kN. En definitiva, la diferencia de axiles totales en planta baja entre los dos programas de cálculo es igual al 0,97 % del menor.

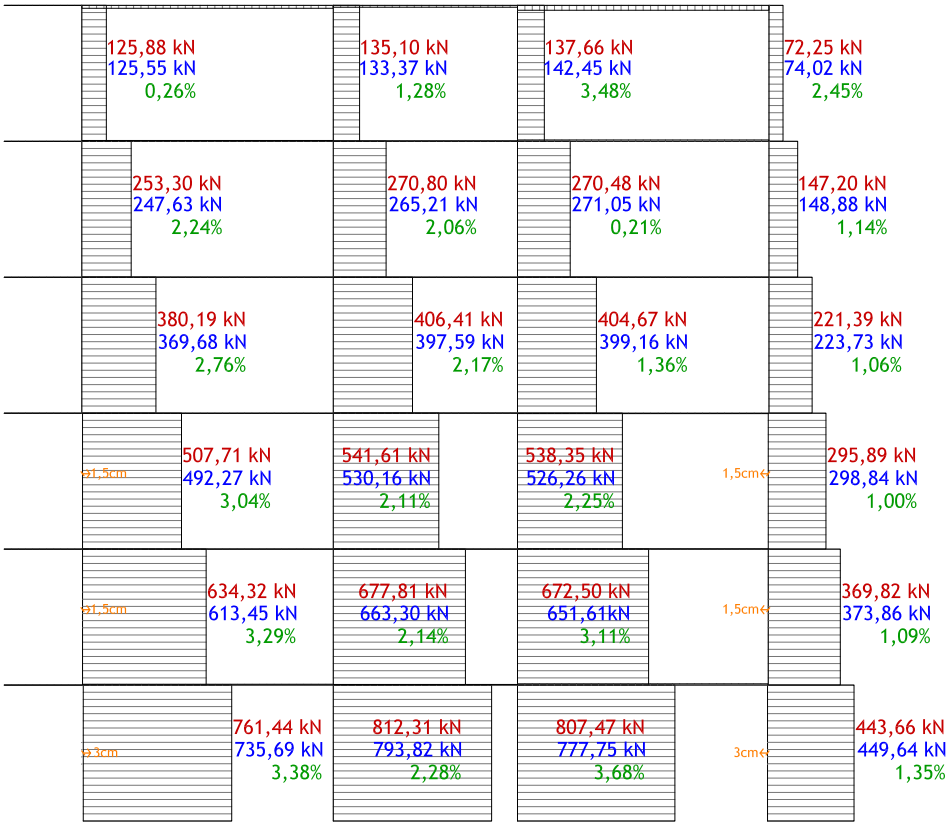


Figura II.1. Valores de axiles en pilares obtenidos con CidCad y ANSYS

A continuación se realiza una comparativa más extensa entre los valores de momentos flectores obtenidos con ambos programas. Ya que se pretenden comparar los valores de momentos flectores en las vigas de todas las plantas con CidCad y con ANSYS, es necesario establecer una posición de lectura de valores de momento flector. Se establece como tal la sección de las vigas que enrasan con las caras de los pilares. Es decir, se leen los valores de momento en los extremos de las luces libres del modelo tridimensional.

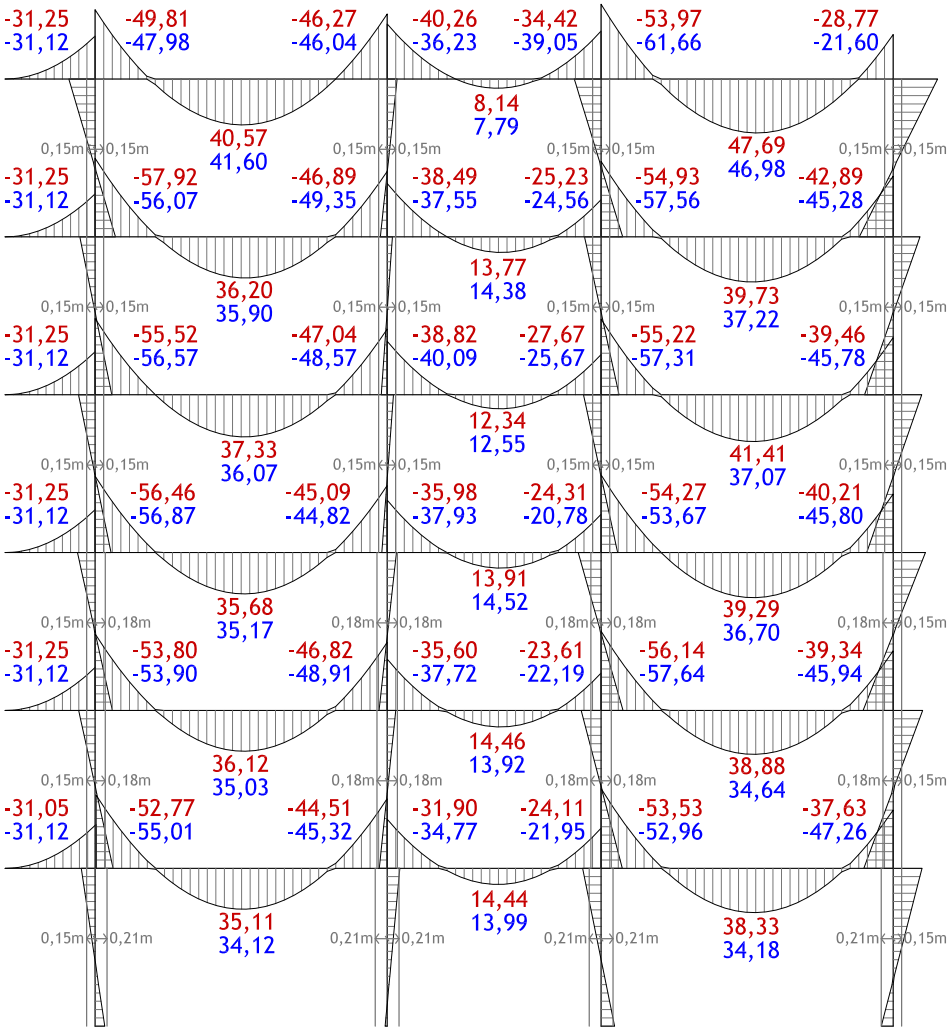


Figura II.2. Comparativa de momentos flectores CID-ANSYS

Por ello es necesario en el cálculo mediante el CidCad realizar la lectura de los momentos negativos a una distancia igual a la distancia entre el eje neutro y la cara del pilar. En las vigas en que los pilares poseen sección distinta en la parte superior e inferior de ésta, se realiza la lectura de momentos en la sección correspondiente con la cara del pilar de mayor sección, ya que ésta sería la luz libre.

En la figura II.2. aparece la comparación de los valores de momentos flectores en el pórtico. En rojo aparecen los valores del CidCad, y en azul los del ANSYS.

Además, en esta figura II.2. se puede apreciar la distancia a la que están las caras de los pilares del eje neutro. Aquí es donde se ha realizado la lectura.

Se recuerda que la comparativa está realizada en el momento en que el pórtico está cargado con el valor de la carga de servicio, de 6.100 N/m^2. Este valor de carga es el correspondiente a la suma de las concargas y el valor cuasipermanente de la sobrecarga de uso. El cálculo de este valor está desarrollado en el capítulo 7, donde se simula la corrosión de ciertos nervios en los paños de modelos de edificios completos al llegar a esta carga. Esta carga supera escasamente el tramo elástico y lineal del comportamiento del pórtico, por lo que no deben existir excesivas diferencias entre los valores de ambos programas informáticos de cálculo.

El valor de la carga de servicio aplicado al modelo de CidCad es igual a 30.012 N/m, y aplicado al modelo del pórtico tridimensional en ANSYS es igual a 50.020 N/m^2. Esto es debido a que se suponen que los paños de forjado, como se simulan en el capítulo 7, tienen una luz de 4,92 m. Por tanto,

$$6.100\ N/m^2 \times 4{,}92\ m = 30.012\ N/m$$

$$30.012\ N/m \,/\, 0{,}6\ m = 50.020\ N/m^2$$

En la figura II.3. se muestra el porcentaje de variación respecto del valor obtenido en CidCad entre los resultados obtenidos con CidCad y ANSYS, para los momentos flectores.

A modo de breves conclusiones de la comparativa se puede decir que:

- A rasgos generales, al encontrarse en una posición cercana al tramo elástico y lineal del comportamiento del pórtico, los valores obtenidos mediante ambos programas informáticos son bastante acordes.

- El caso del voladizo debe de ser el que menor variación de valores tenga, ya que matemáticamente debe resultar lo mismo. Resulta una variación desde el 0,23% al 0,42%. Se ha comprobado la fuerza vertical en la sección de arranque del voladizo y dan valores exactos. En el voladizo predomina la fuerza por la distancia, no aparecen ni arcos ni ningún mecanismo de resistencia adicional que varíe los resultados. Únicamente podría aparecer un poco de fuerza axil

en el caso del cálculo mediante ANSYS si se produjese una gran deformación, debido a que la carga repartida que se aplica sobre el voladizo podría descomponerse en axil y cortante para esta barra.

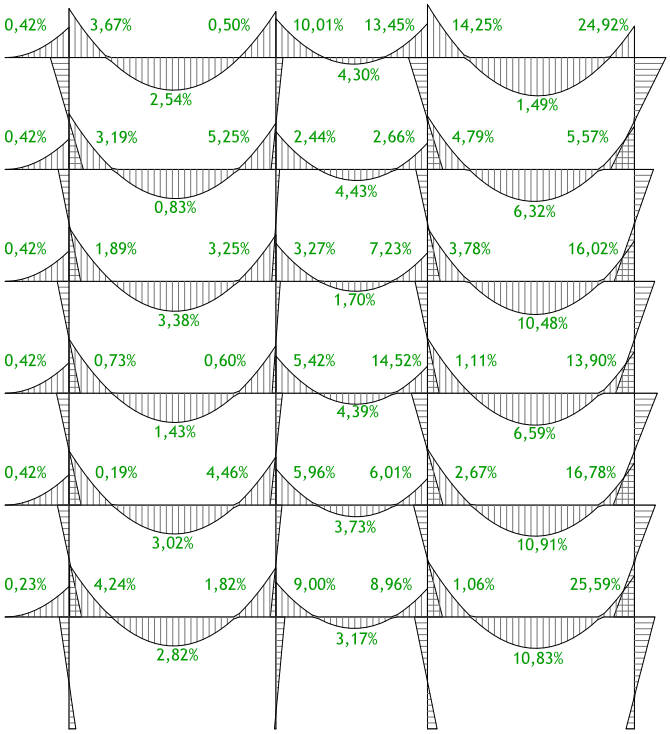


Figura II.3. Diferencia entre los valores de momentos flectores CID-ANSYS

-Las mayores variaciones en los momentos positivos se producen en las vigas extremas del lado en que no existe voladizo (1,49 al 10,91%). Esto es debido a que el resto de vigas tienen carga y continuidad por ambos lados, y el pilar extremo de la derecha solo la tiene por uno.

-Los valores de variación en el momento negativo de la derecha en la viga extrema son los mayores, llegando a variaciones del 25,59%. Esto es debido a que el CidCad asume la rigidez absoluta del nudo, por lo que da valores mucho mayores, y en la realidad el armado traccionado de la cabeza de los pilares da un poco de sí (Figura II.4.).

-Los valores de momentos flectores en el tramo de viga que está a continuación del voladizo, tanto positivos como negativos, son los más acordes, a excepción del voladizo. La variación oscila entre el 0,19% y el 5,25%.

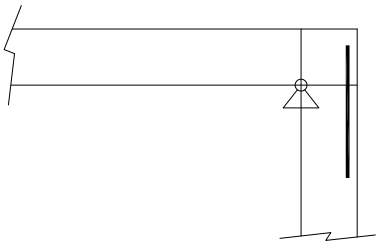


Figura II.4. Nudo extremo superior del pórtico

Apéndice III. Resultados de los diferentes modelos de forjados con nervios armados

En el apartado 7.1.3. del capitulo 7, dedicado a los resultados obtenidos con los modelos de forjados armados, se obtiene un gran abanico de resultados que, por extensión, se ubican en este Apéndice III.

Para que nos resulten fácilmente identificables los resultados con cada uno de los modelos, se recuerdan a continuación los diferentes modelos analizados en este capítulo.

Caso	Definición	Zona cargada hasta la rotura
A	Modelo sano	Forjado 2 completo
B.1	Modelo sano	Paño extremo fdo. 2
B.2	Modelo con corrosión en todos los nervios del paño extremo del forjado 2	Paño extremo fdo. 2
B.3	Modelo con corrosión en los 3 nervios centrales del cuadrante en esquina del forjado 2	Paño extremo fdo. 2
B.4	Modelo con corrosión en los 3 nervios centrales del cuadrante que parte la simetría paralela a los nervios del fdo. 2	Paño extremo fdo. 2
C.1	Modelo sano	Paño central fdo. 2
C.2	Modelo con corrosión en todos los nervios del paño central del forjado 2	Paño central fdo. 2
C.3	Modelo con corrosión en los 3 nervios centrales del cuadrante que parte la simetría perp. a los nervios del fdo. 2	Paño central fdo. 2
C.4	Modelo con corrosión en los 3 nervios centrales del cuadrante de la doble simetría del forjado 2	Paño central fdo. 2

Tabla III.1. Casos estudiados de edificios con los forjados armados

En primer lugar, de la figura III.1. a la III.8., se ilustran la deformada vertical, los esfuerzos y la fisuración del forjado 2 para la carga de 6.100 N/m^2, es decir, en el momento previo a la corrosión. Con esto se evidencian las diferencias que genera la corrosión. Este estado previo es común para todos los modelos, ya que en este punto están los 3 forjados cargados hasta 6.100 N/m^2.

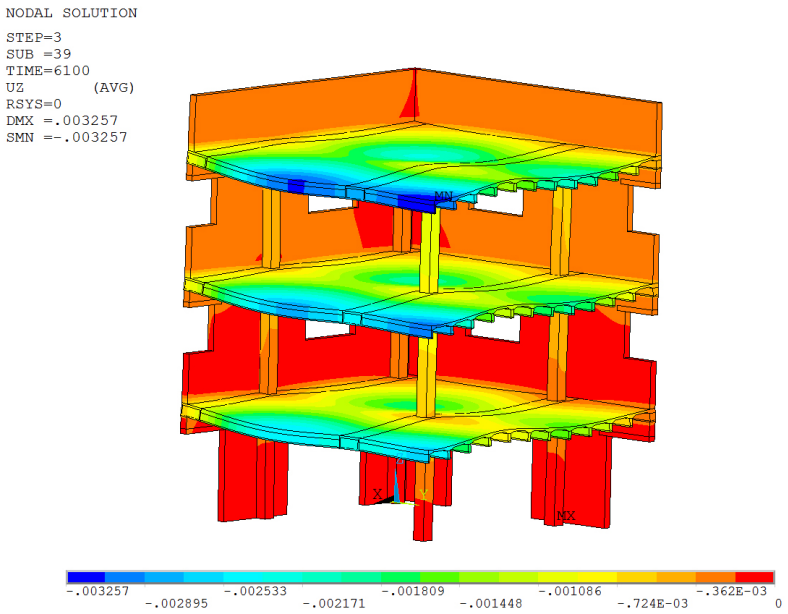


Figura III.1. Vista en axonometría del desplazamiento en Z a 6.100 N/m^2

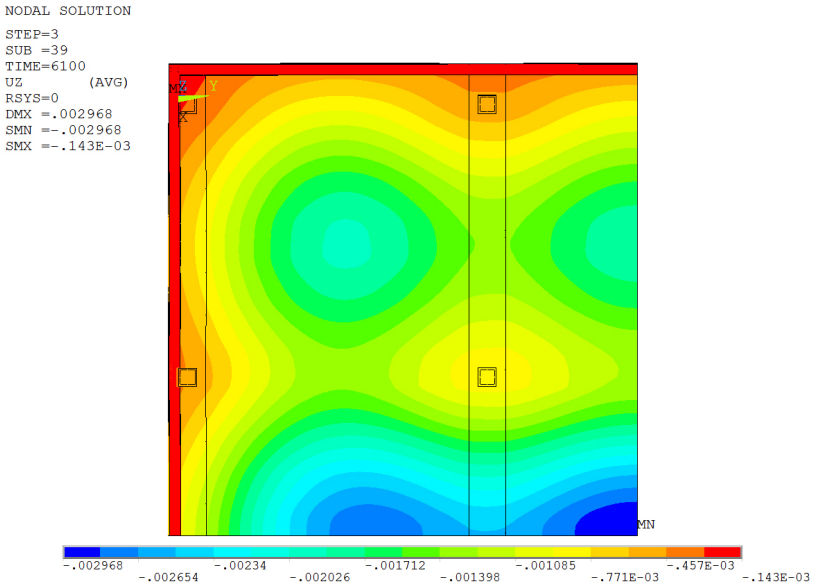


Figura III.2. Desplazamiento en Z del forjado 2 a 6.100 N/m^2

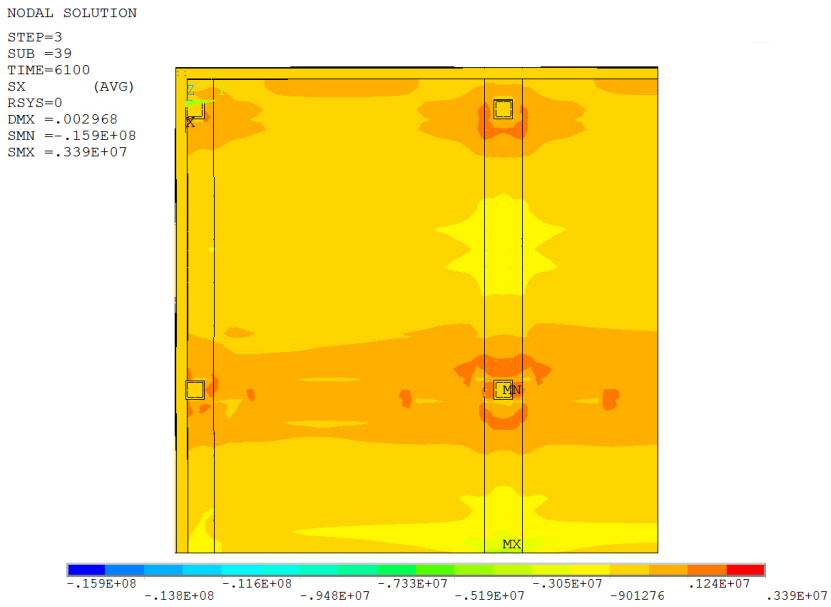


Figura III.3. Tensiones en X del forjado 2 a 6.100 N/m²

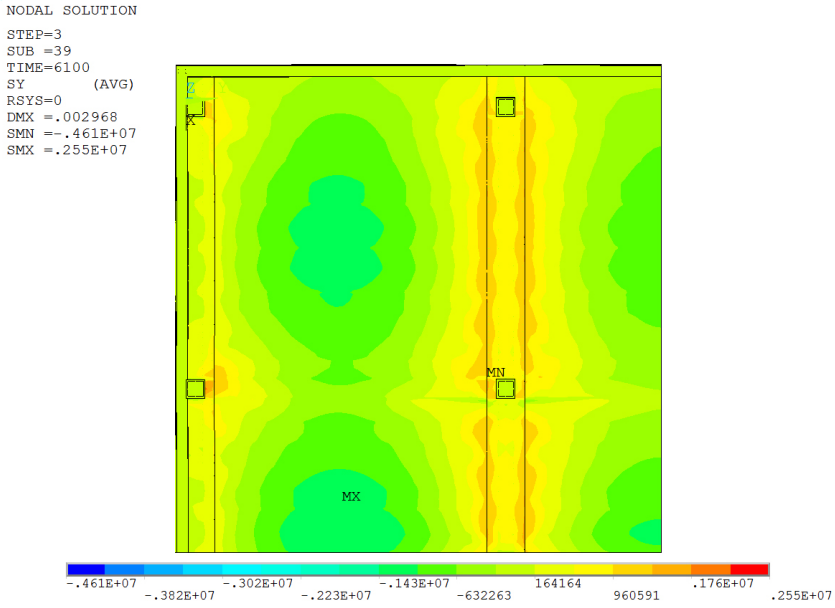


Figura III.4. Tensiones en Y del forjado 2 a 6.100 N/m²

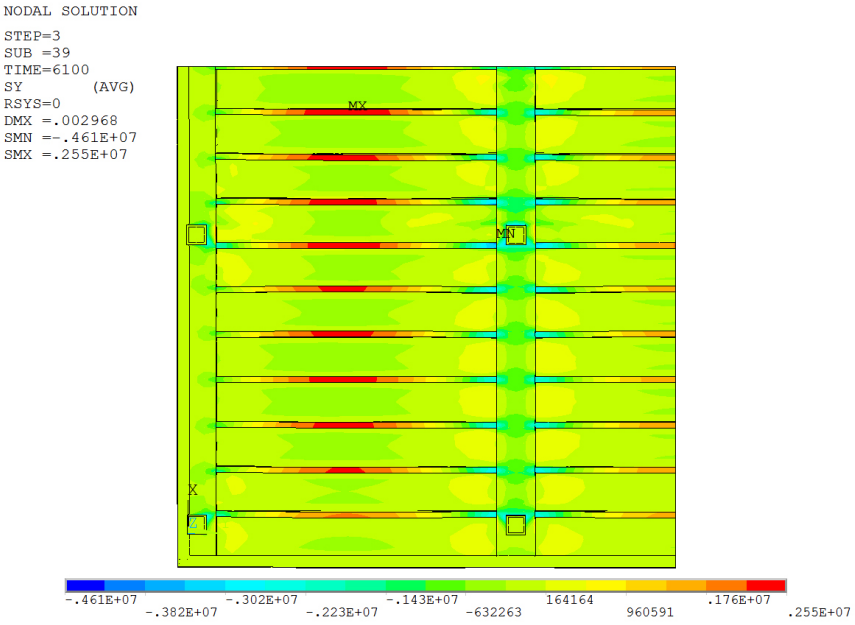


Figura III.5. Tensiones en Y del forjado 2 a 6.100 N/m^2. Vista inferior

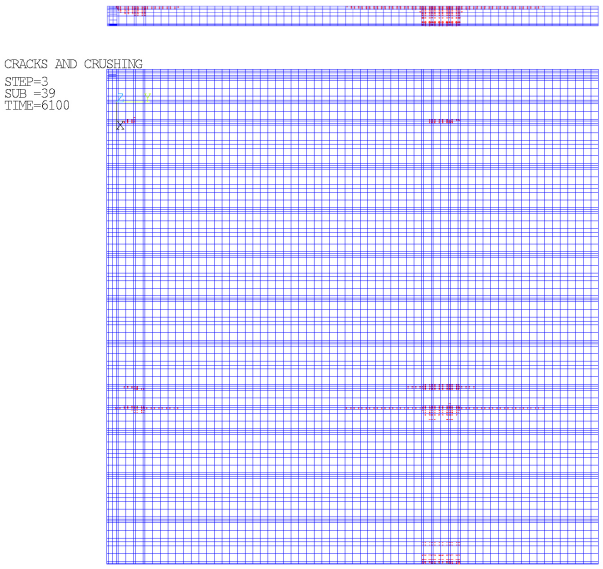


Figura III.6. Fisuración del forjado 2 a 6.100 N/m^2. Alzado y planta

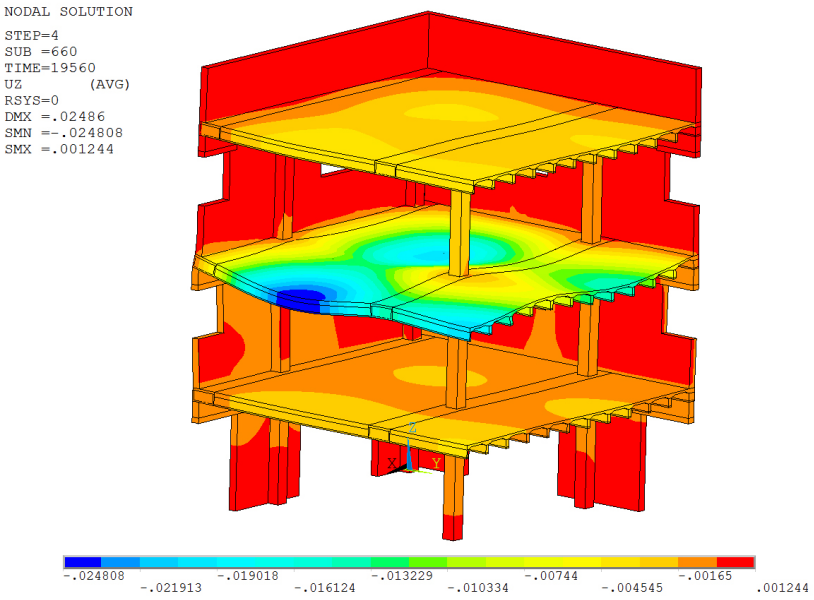


Figura III.7. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso A

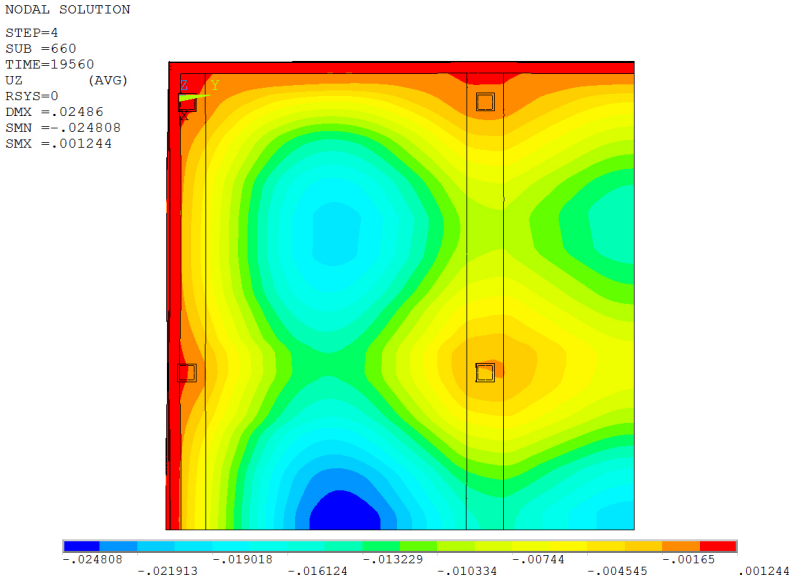


Figura III.8. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso A

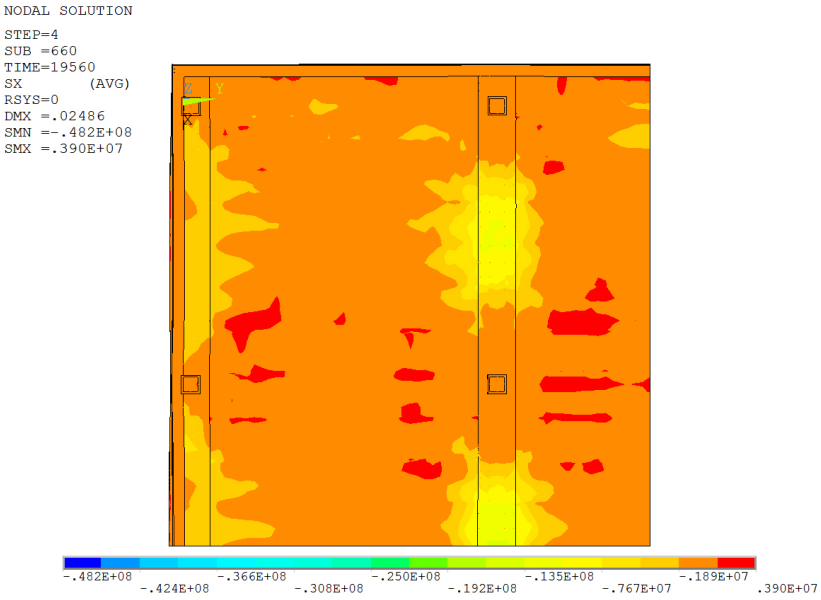


Figura III.9. Tensiones en X del forjado 2 del caso A

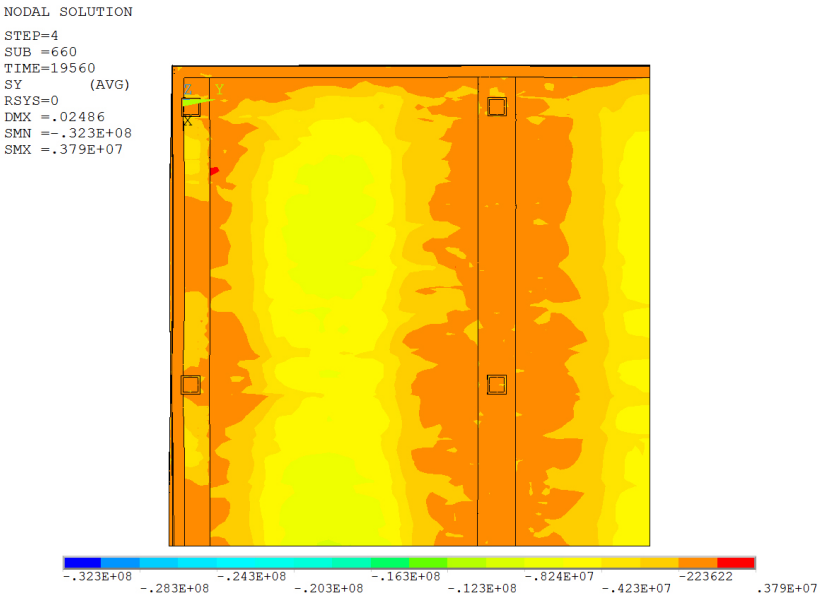


Figura III.10. Tensiones en Y del forjado 2 del caso A

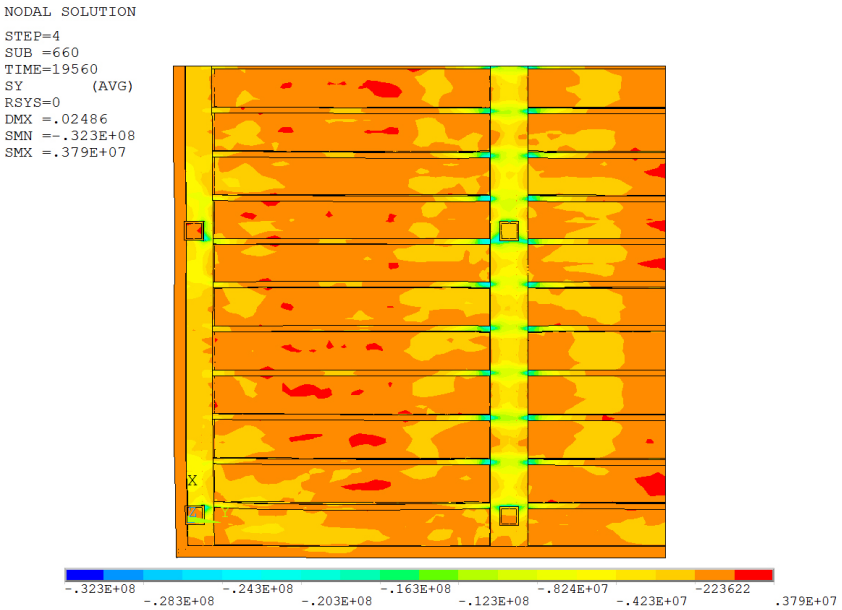


Figura III.11. Tensiones en Y del forjado 2 del caso A. Vista inferior

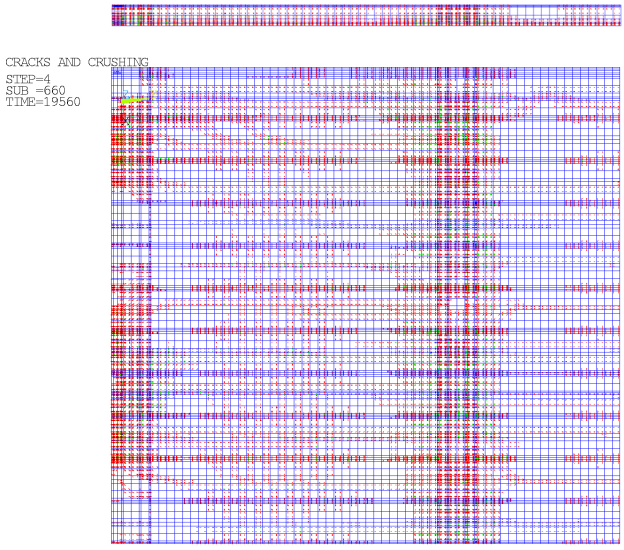


Figura III.12. Fisuración del forjado 2 del caso A. Alzado y planta

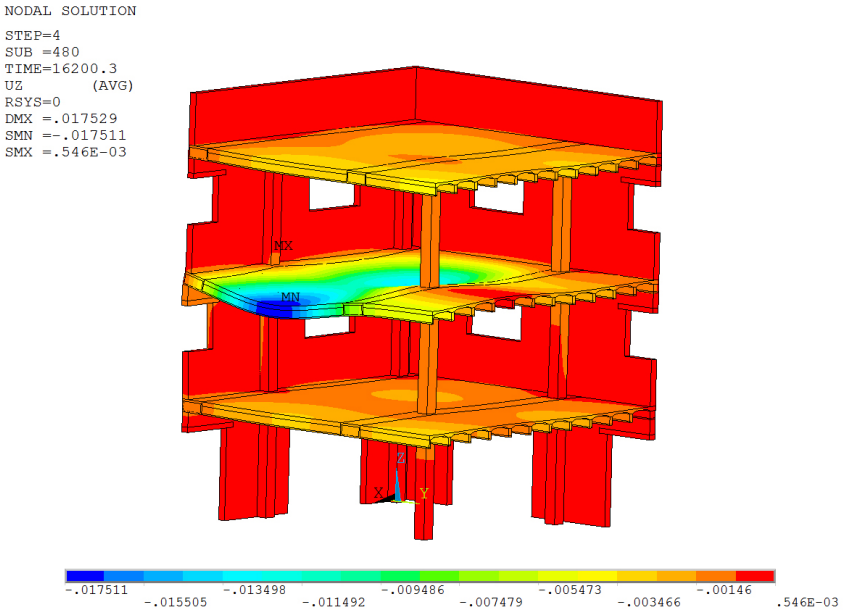


Figura III.13. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso B.1

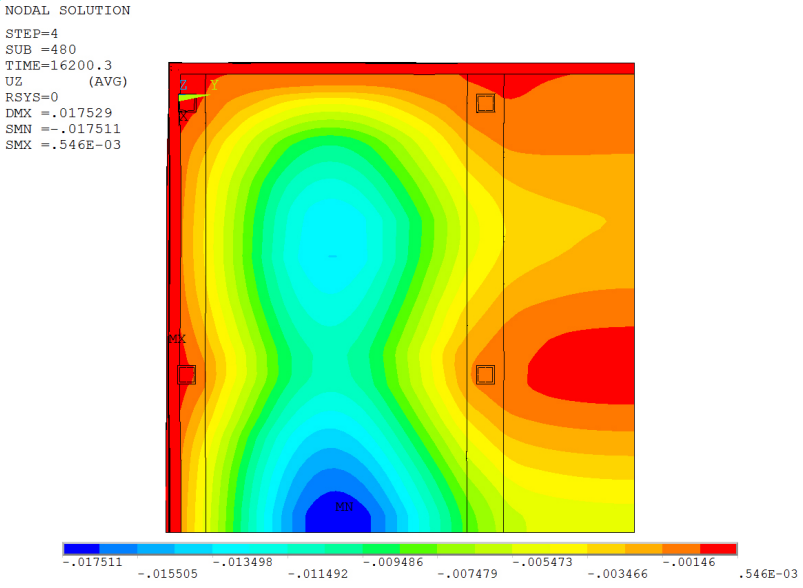


Figura III.14. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso B.1

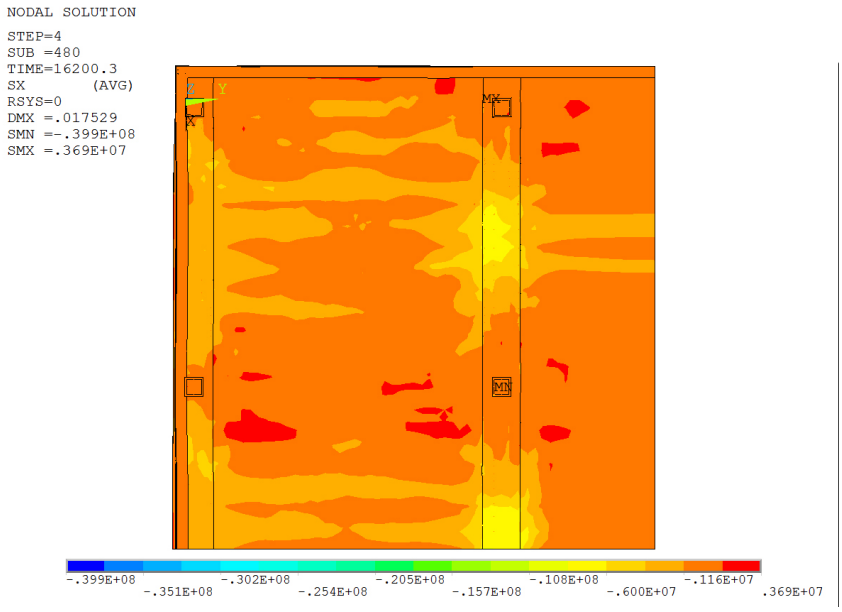


Figura III.15. Tensiones en X del forjado 2 del caso B.1

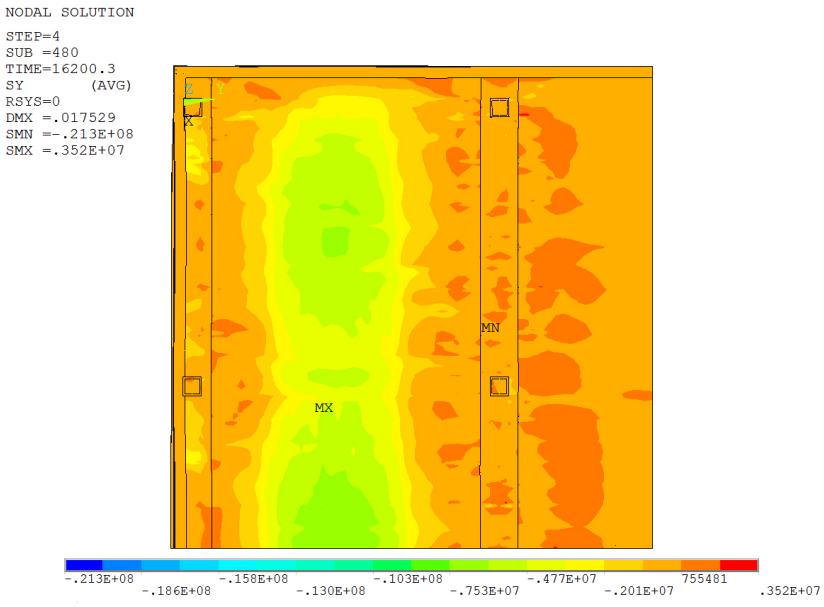


Figura III.16. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.1

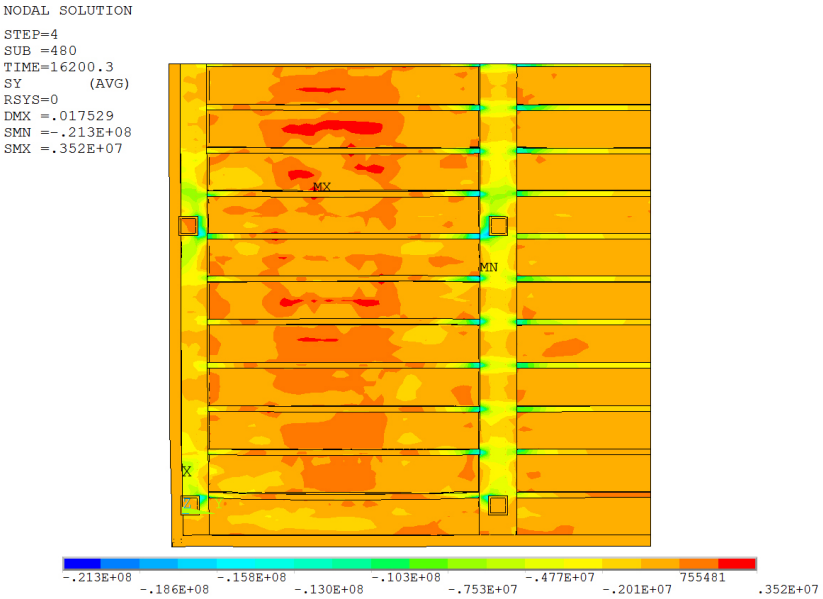


Figura III.17. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.1. Vista inferior

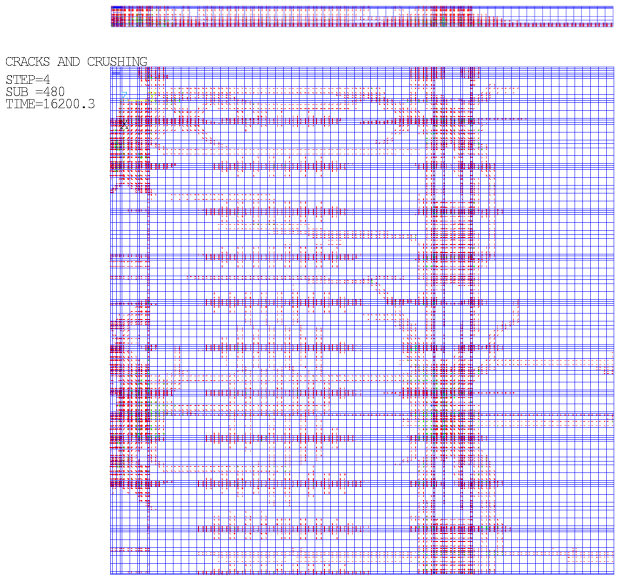


Figura III.18. Fisuración del forjado 2 del caso B.1. Alzado y planta

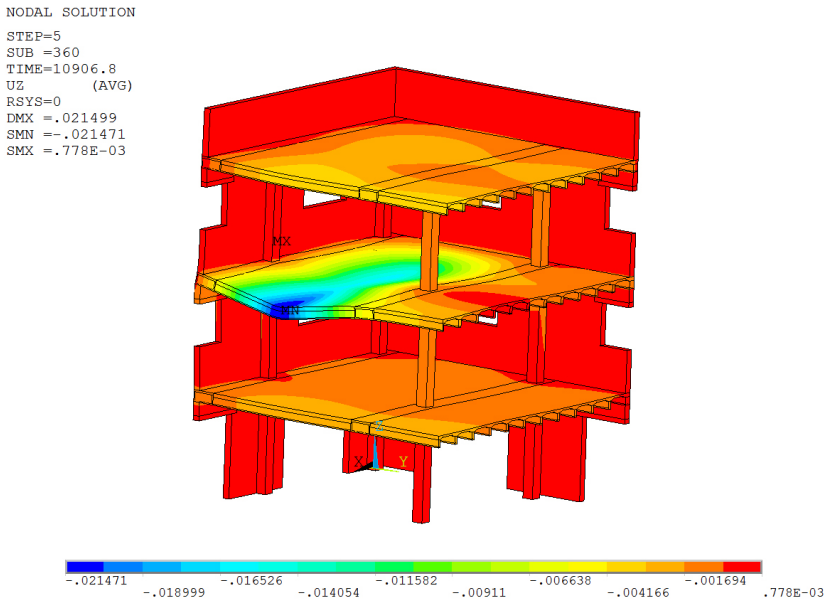


Figura III.19. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso B.2

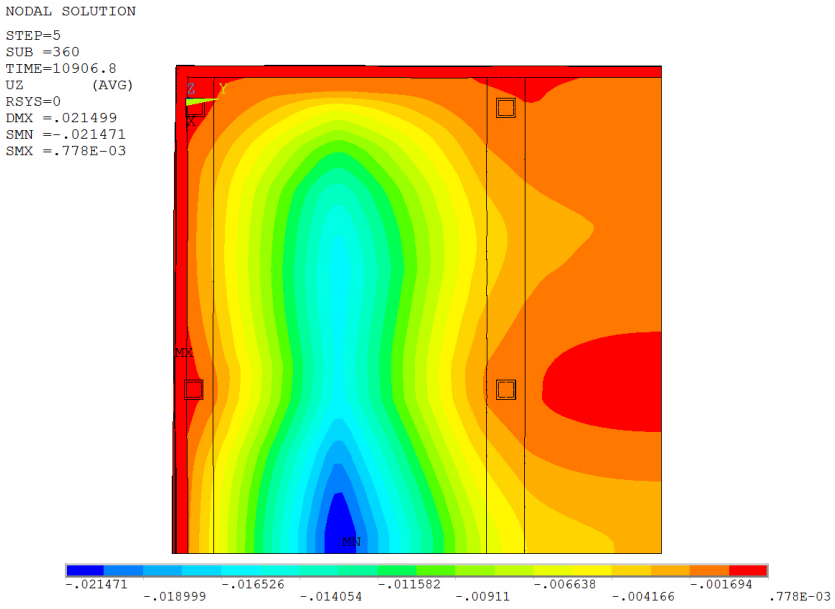


Figura III.20. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso B.2

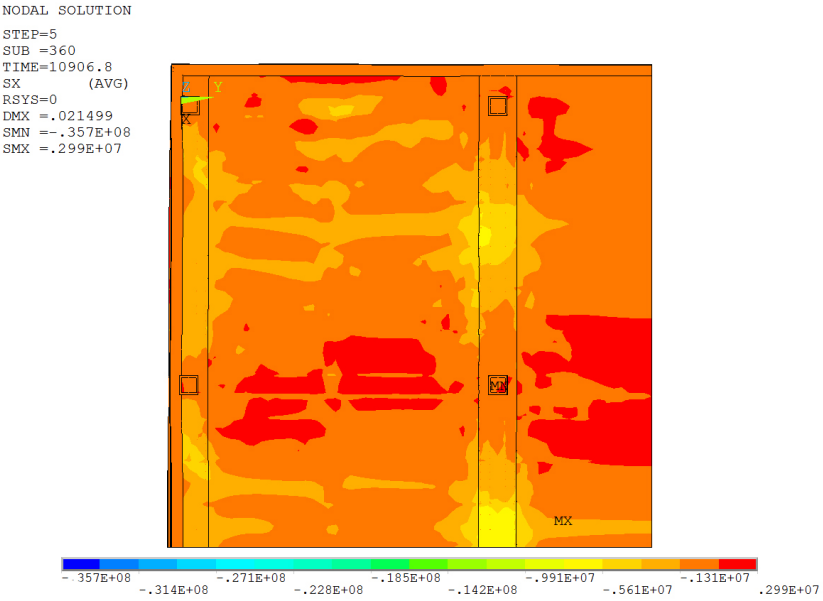


Figura III.21. Tensiones en X del forjado 2 del caso B.2

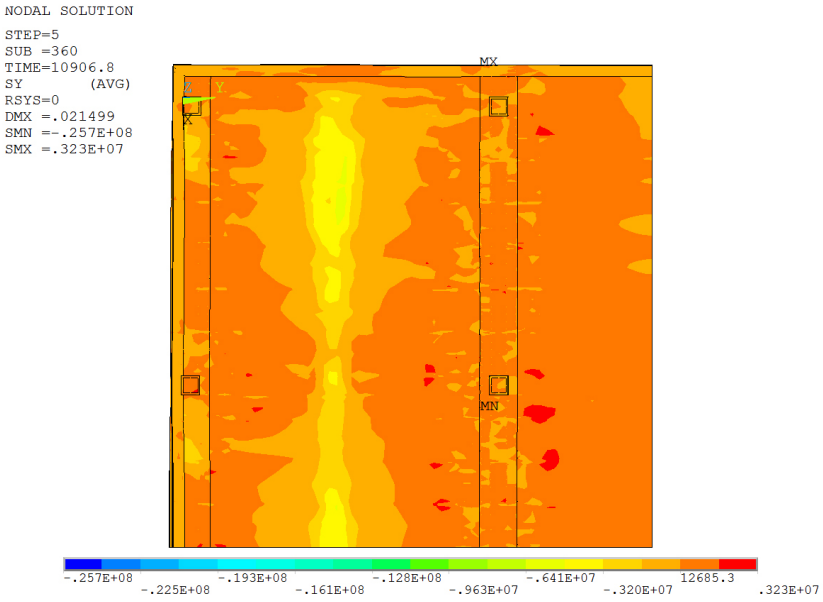


Figura III.22. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.2

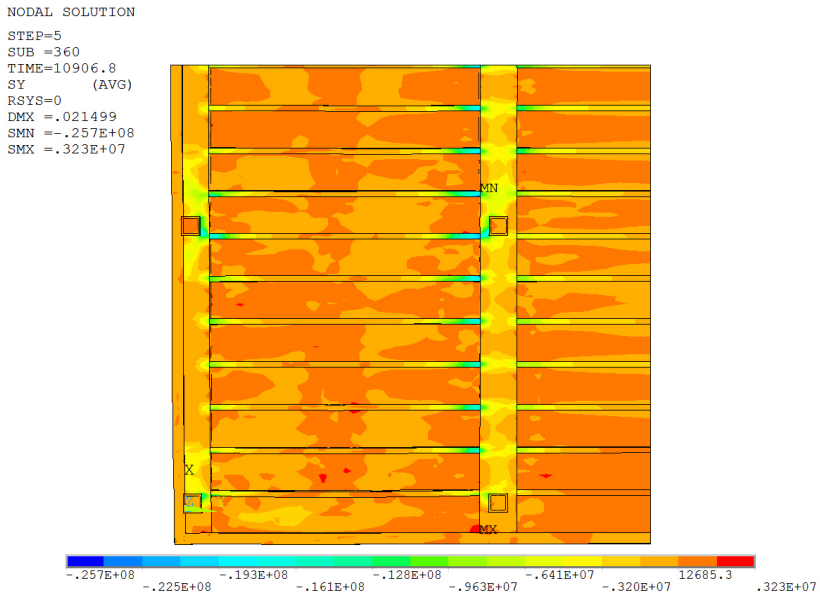


Figura III.23. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.2. Vista inferior

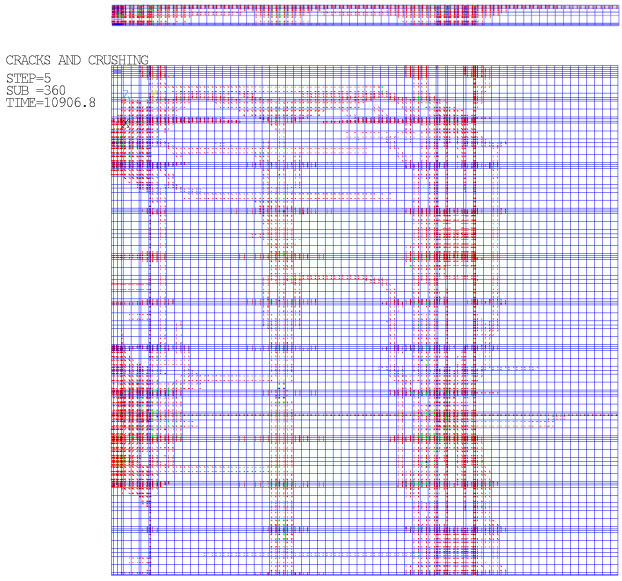


Figura III.24. Fisuración del forjado 2 del caso B.2. Alzado y planta

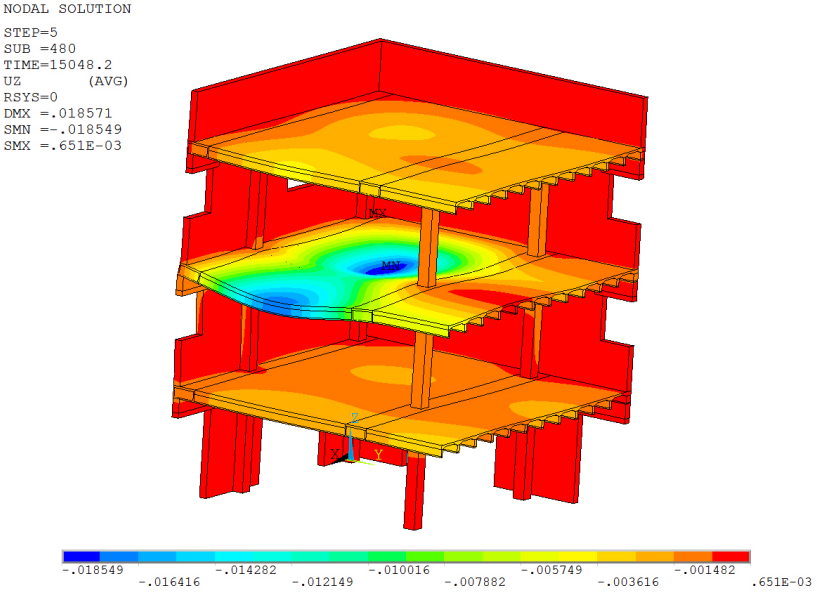


Figura III.25. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso B.3

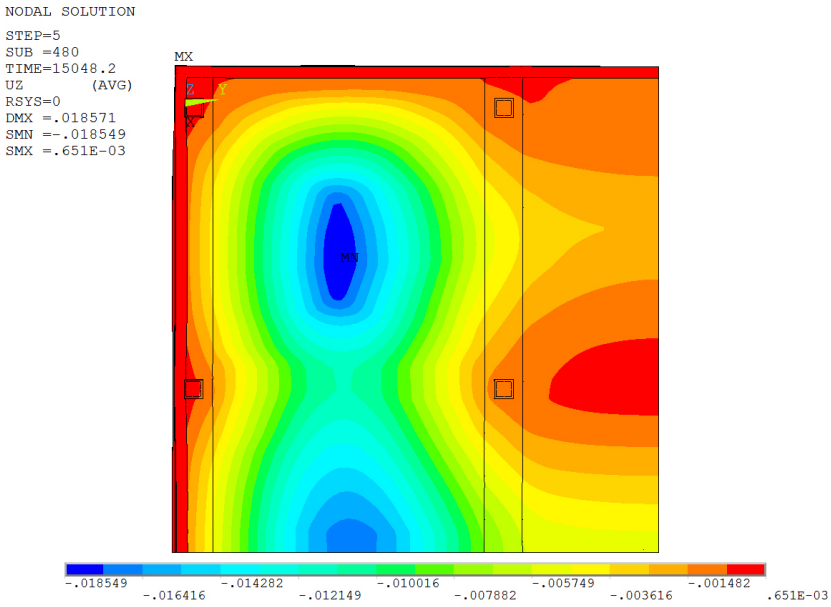


Figura III.26. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso B.3

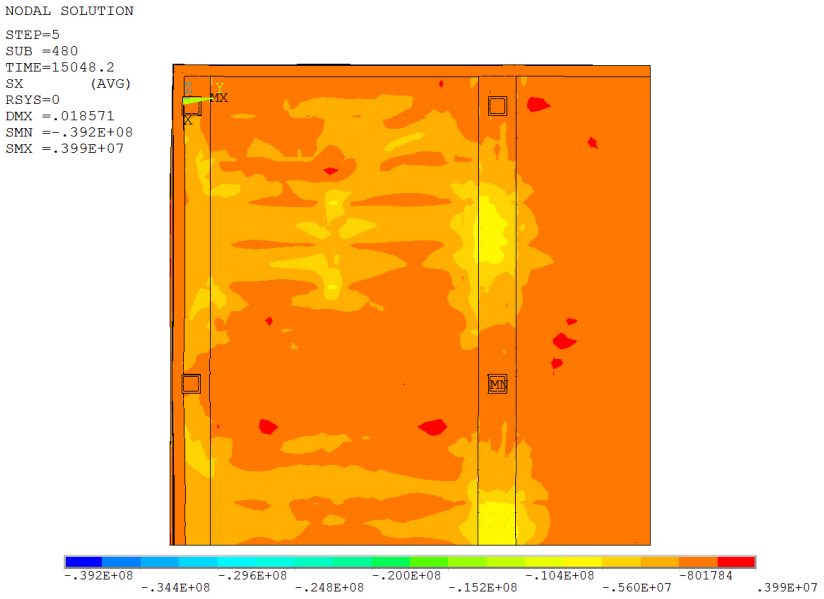


Figura III.27. Tensiones en X del forjado 2 del caso B.3

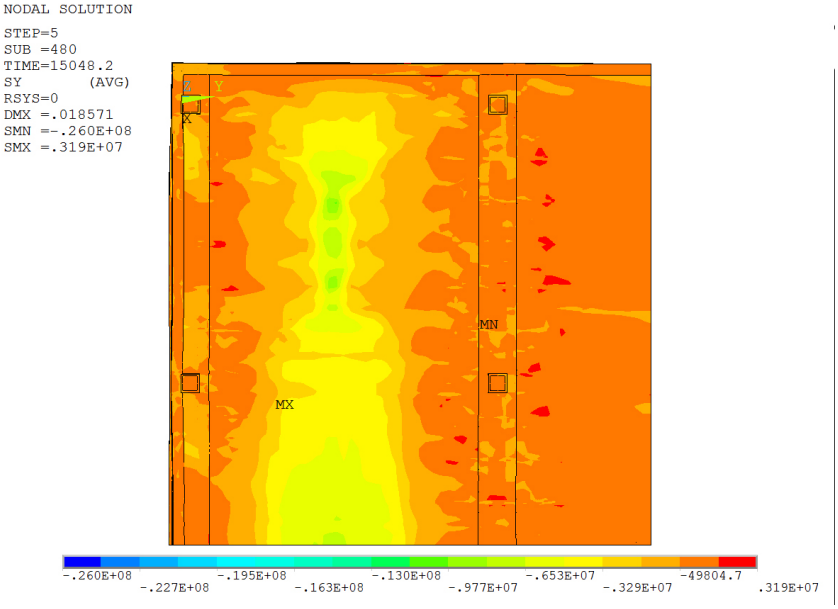


Figura III.28. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.3

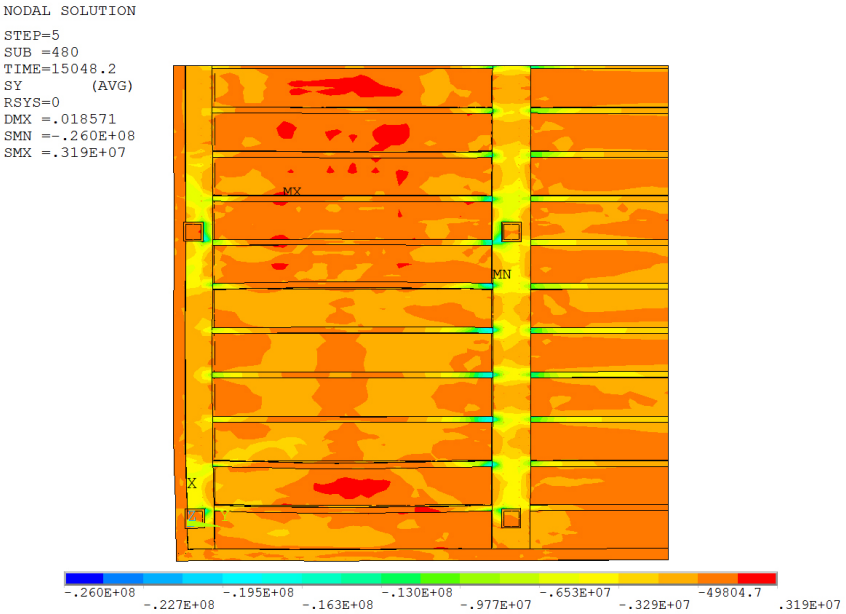


Figura III.29. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.3. Vista inferior

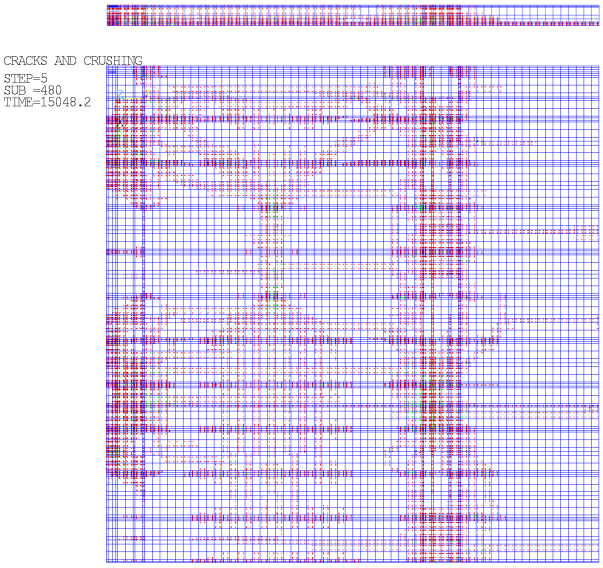


Figura III.30. Fisuración del forjado 2 del caso B.3. Alzado y planta

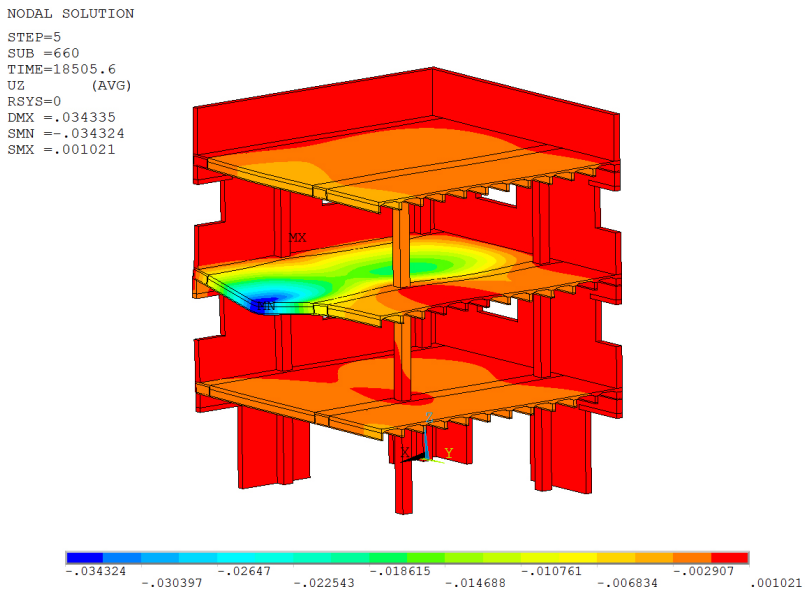


Figura III.31. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso B.4

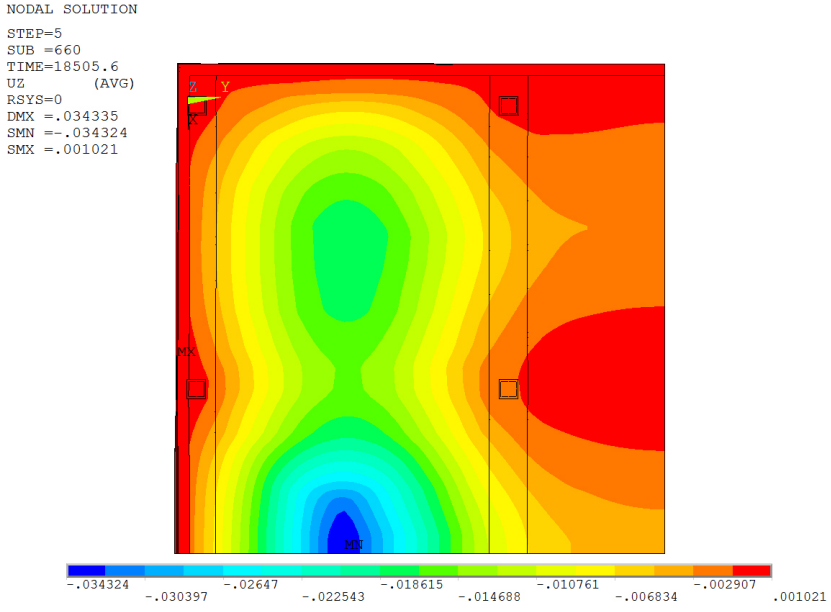


Figura III.32. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso B.4

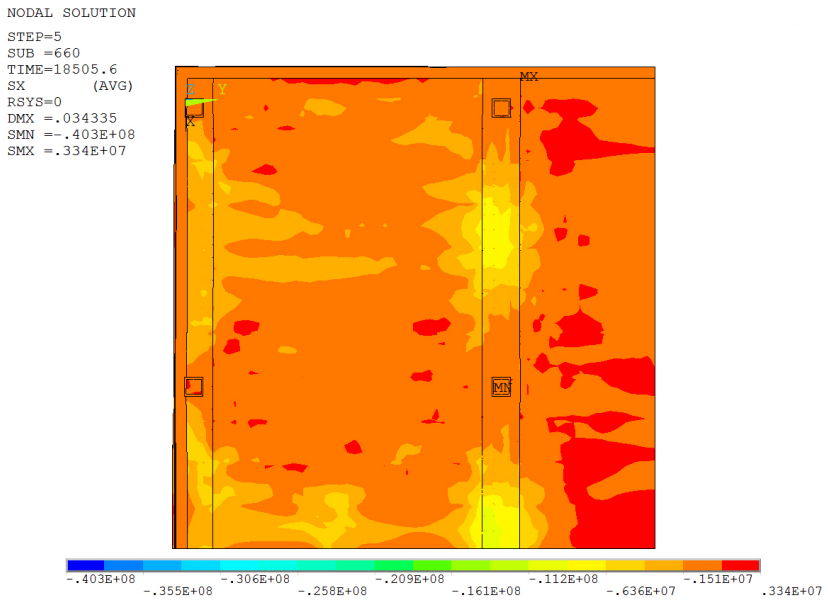


Figura III.33. Tensiones en X del forjado 2 del caso B.4

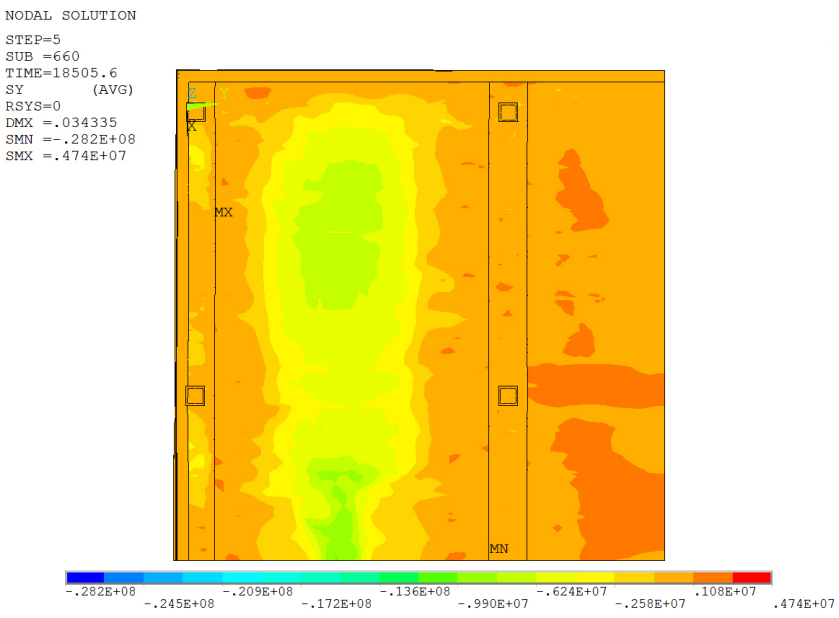


Figura III.34. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.4

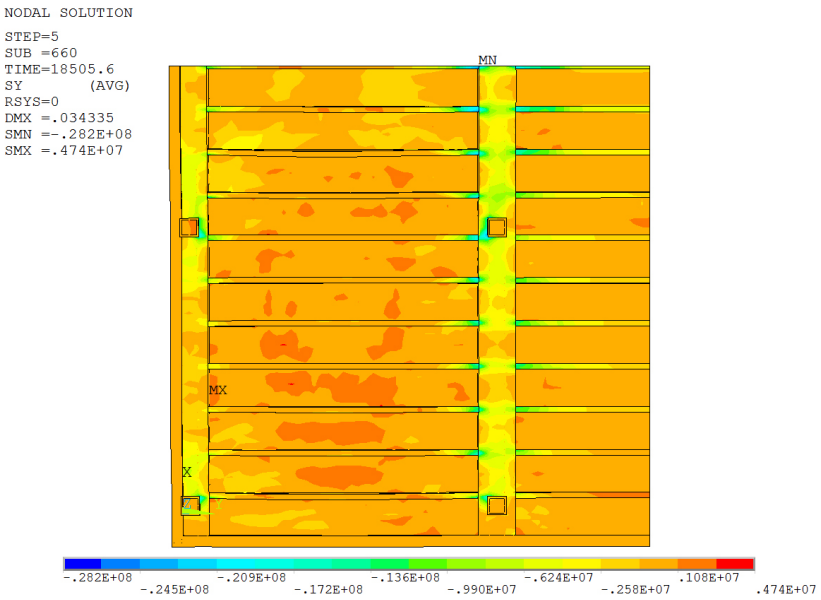


Figura III.35. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.4. Vista inferior

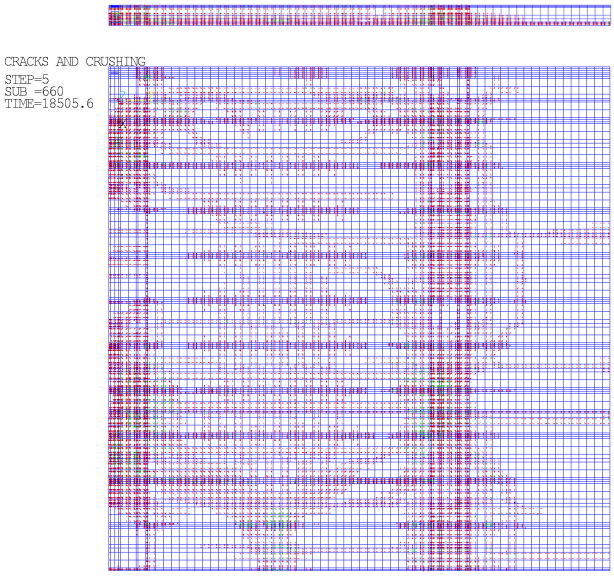


Figura III.36. Fisuración del forjado 2 del caso B.4. Alzado y planta

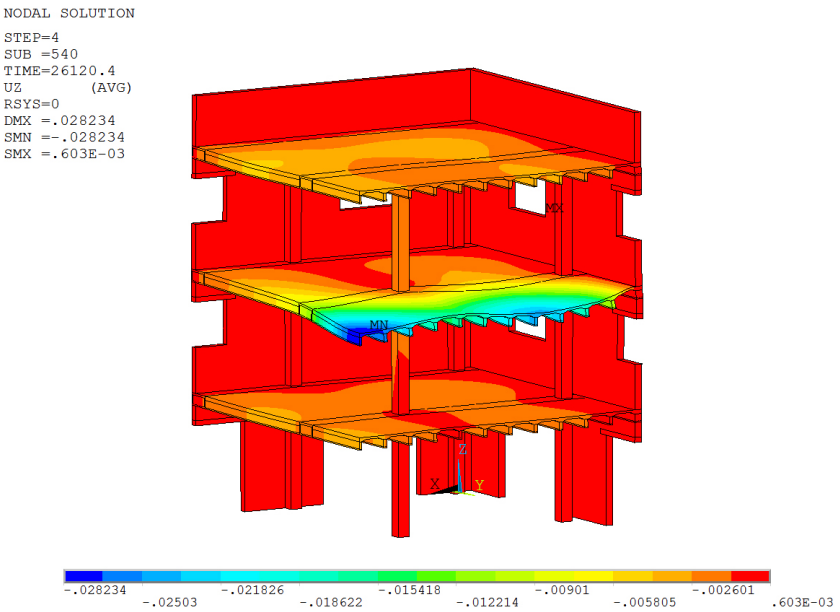


Figura III.37. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso C.1

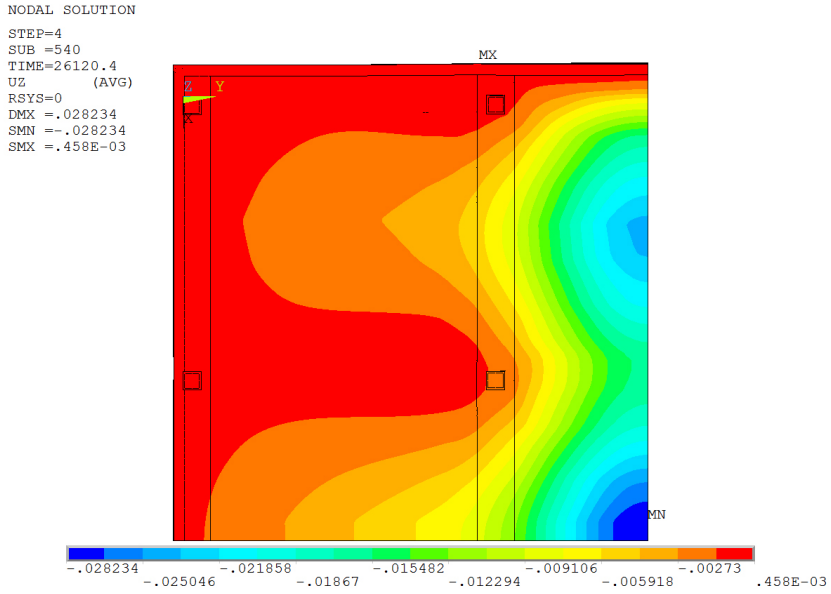


Figura III.38. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso C.1

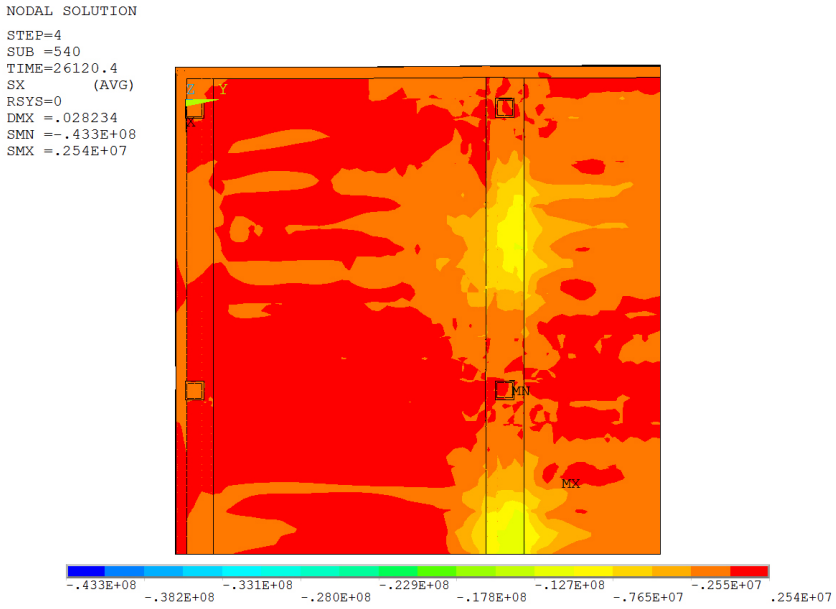


Figura III.39. Tensiones en X del forjado 2 del caso C.1

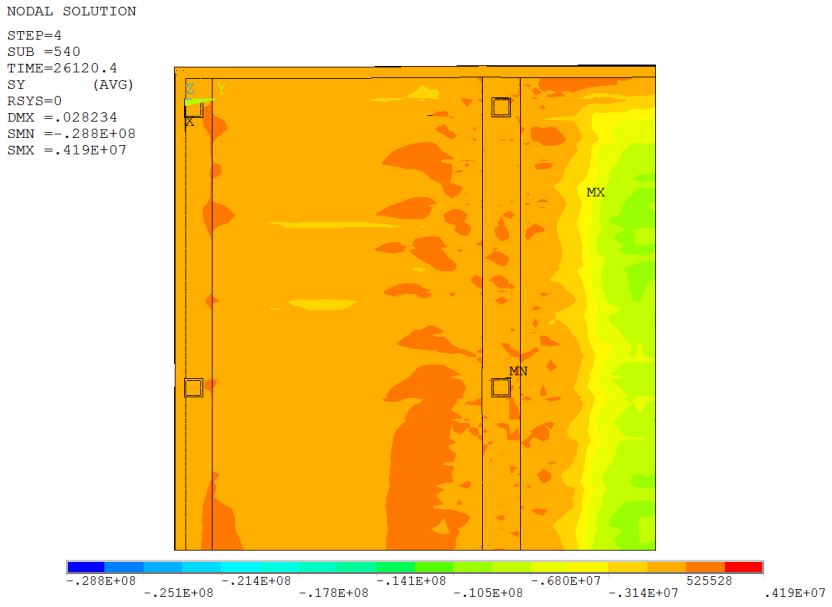


Figura III.40. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.1

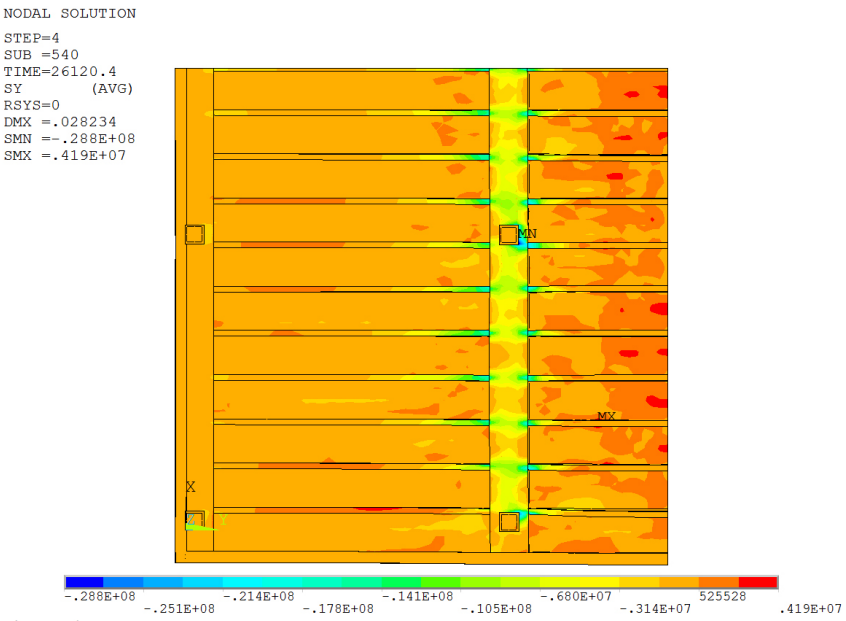


Figura III.41. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.1. Vista inferior

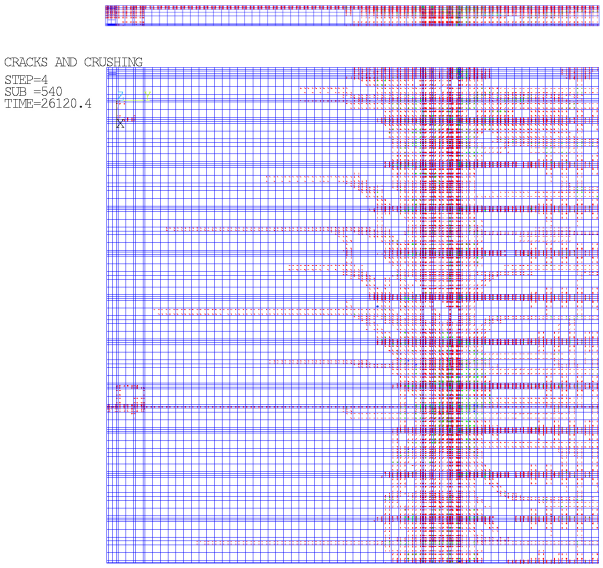


Figura III.42. Fisuración del forjado 2 del caso C.1. Alzado y planta

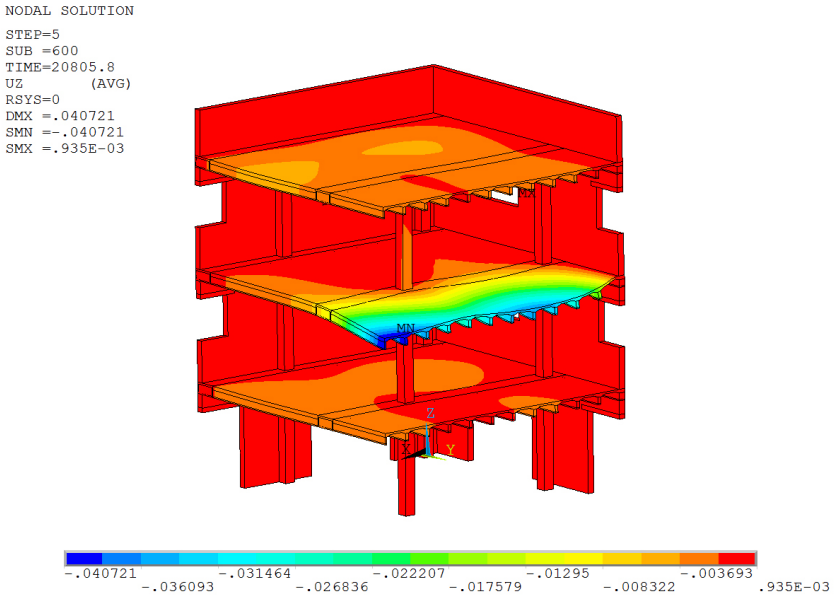


Figura III.43. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso C.2

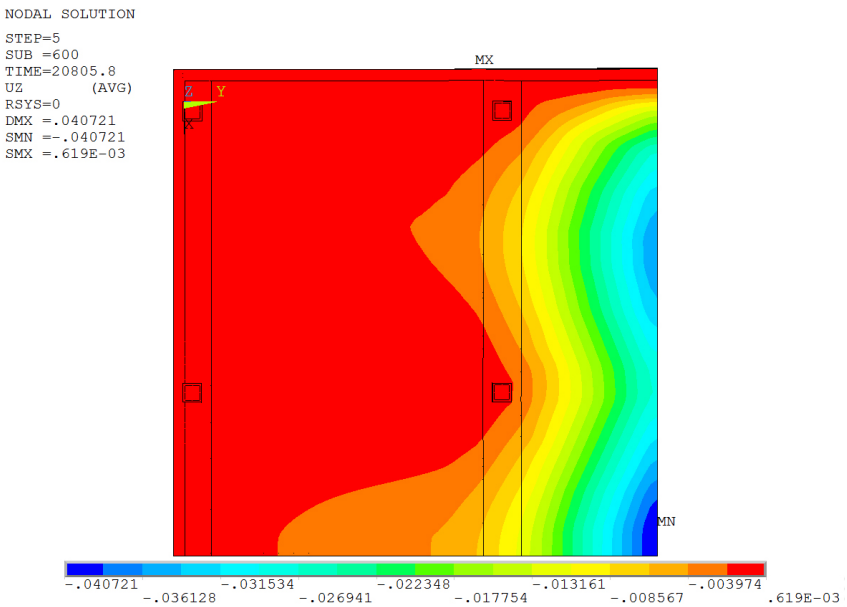


Figura III.44. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso C.2

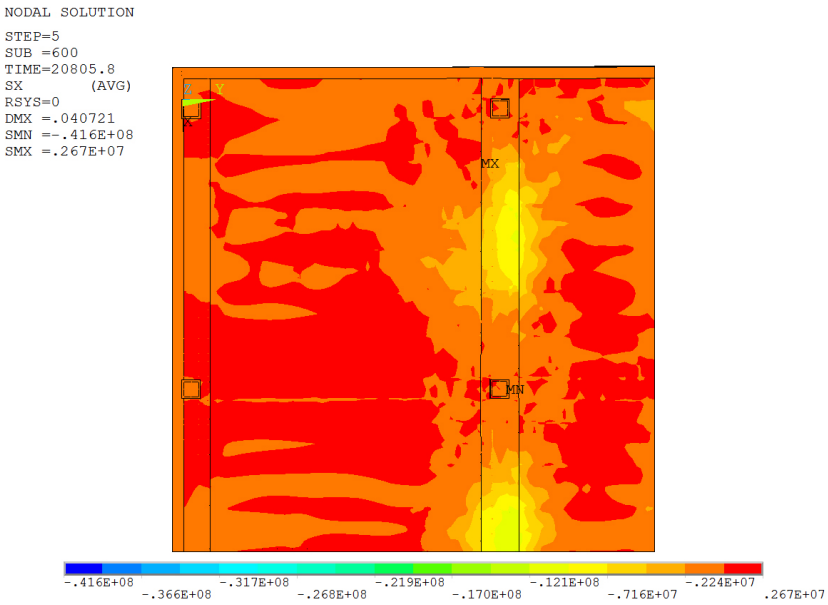


Figura III.45. Tensiones en X del forjado 2 del caso C.2

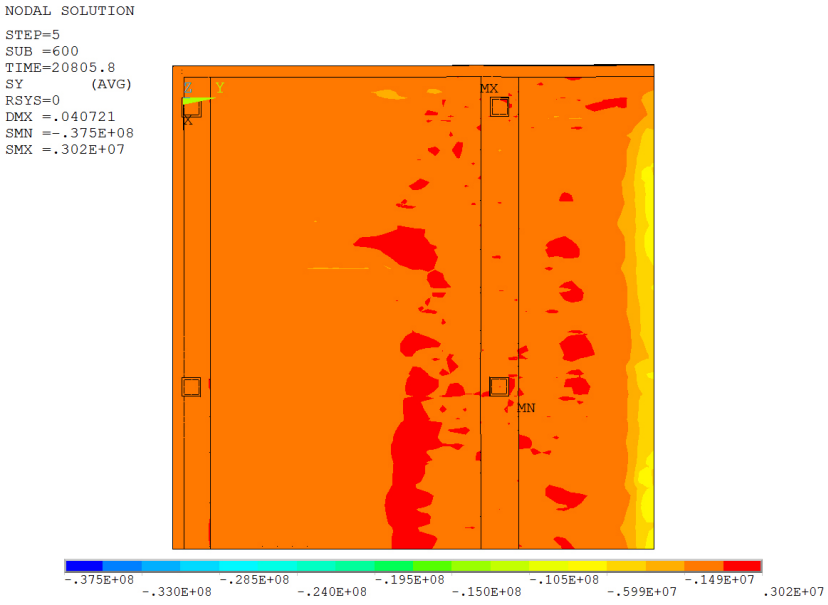


Figura III.46. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.2

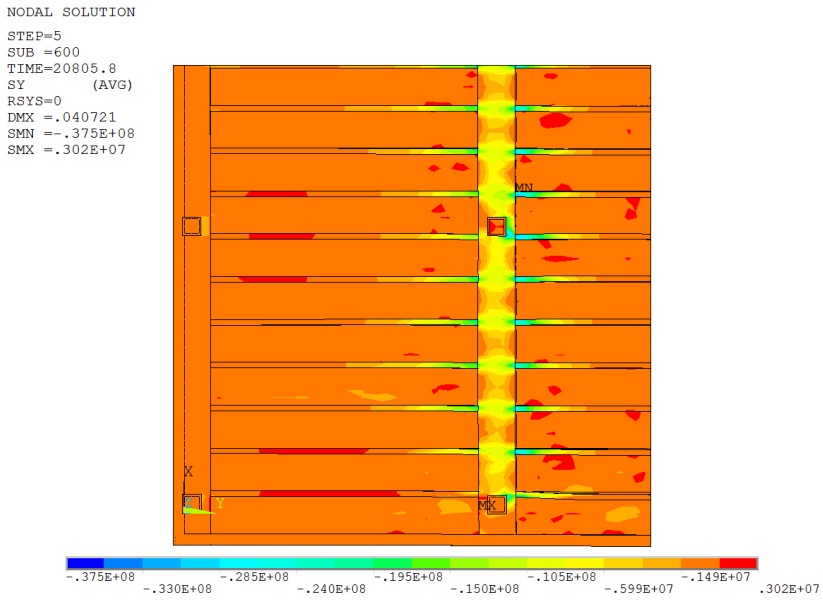


Figura III.47. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.2. Vista inferior

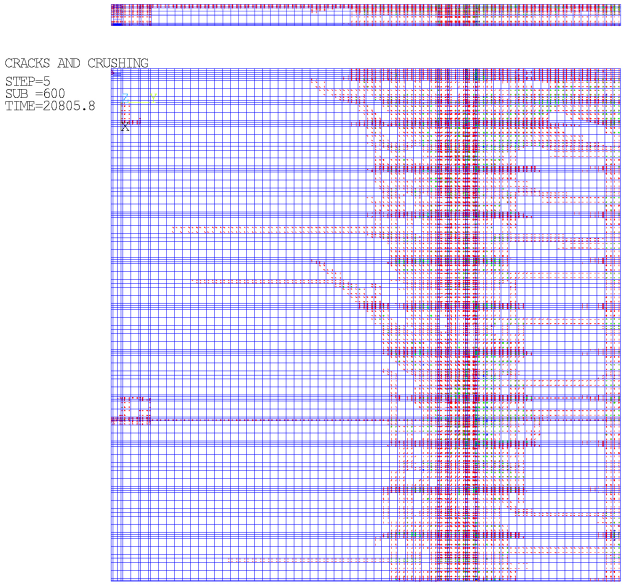


Figura III.48. Fisuración del forjado 2 del caso C.2. Alzado y planta

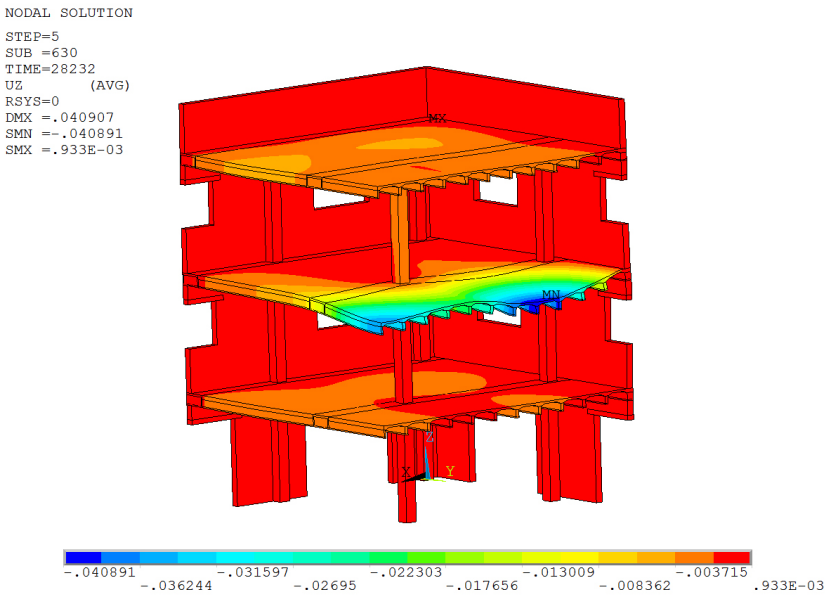


Figura III.49. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso C.3

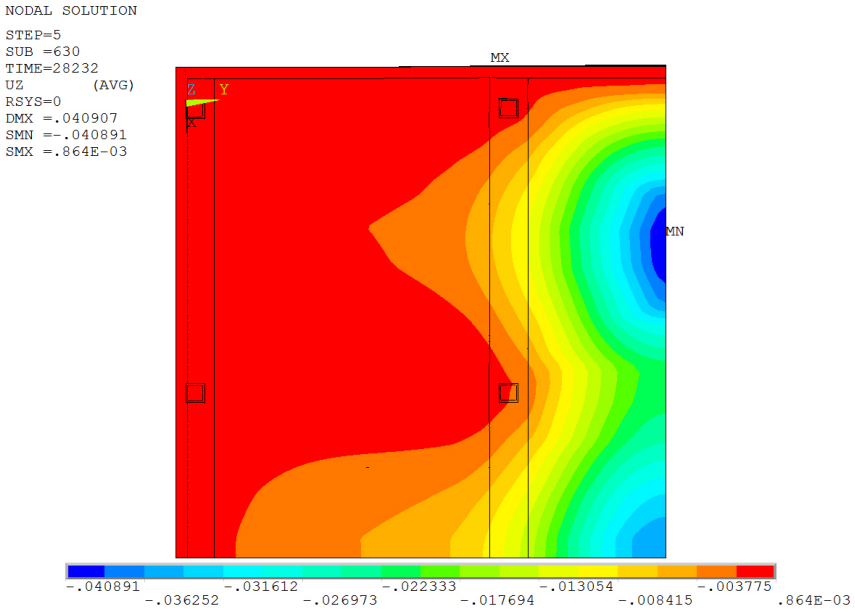


Figura III.50. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso C.3

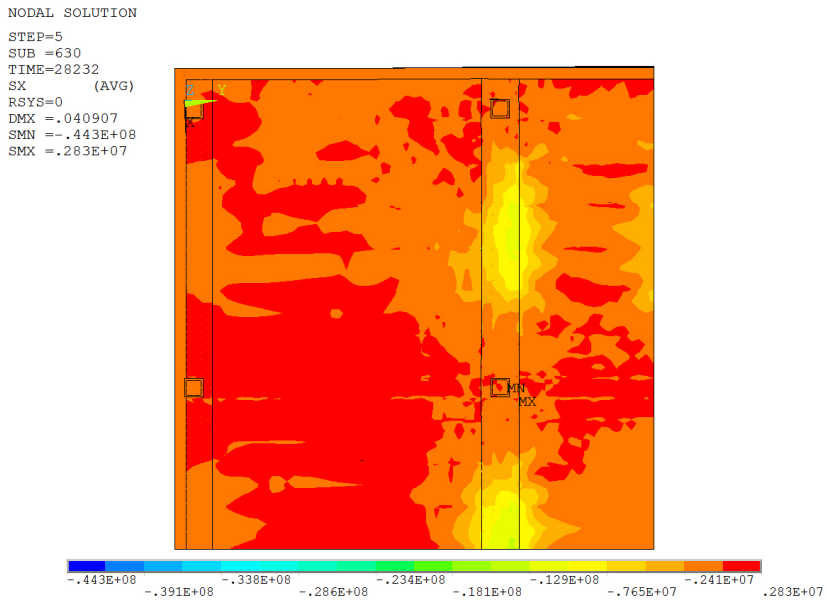


Figura III.51. Tensiones en X del forjado 2 del caso C.3

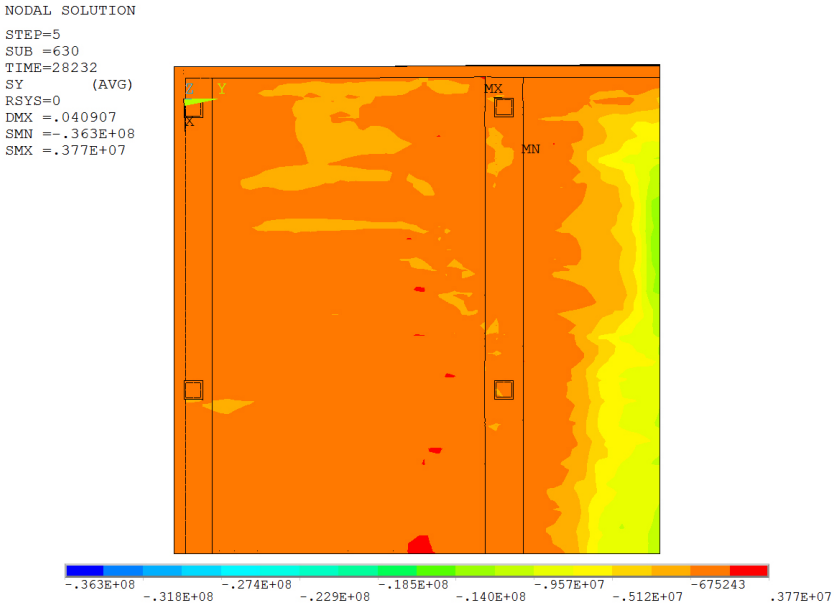


Figura III.52. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.3

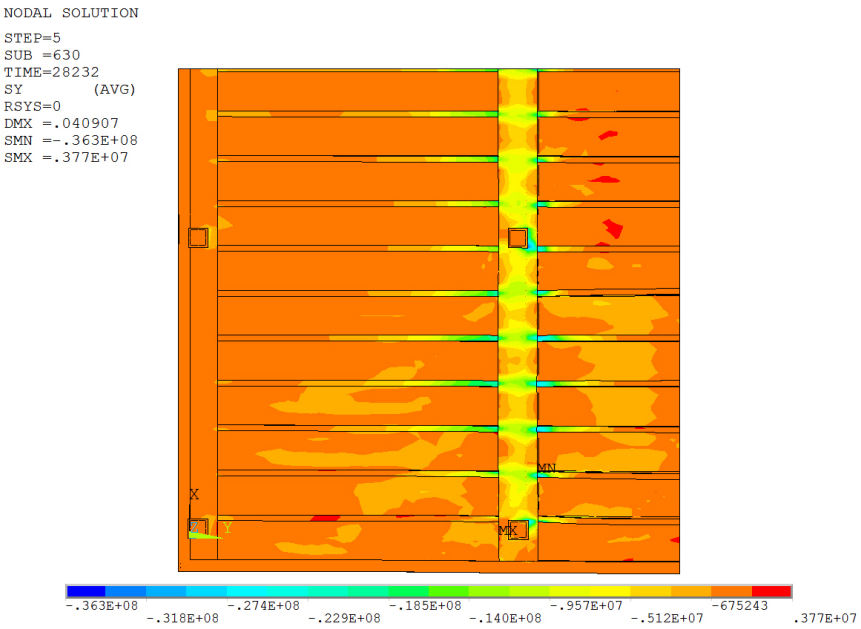


Figura III.53. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.3. Vista inferior

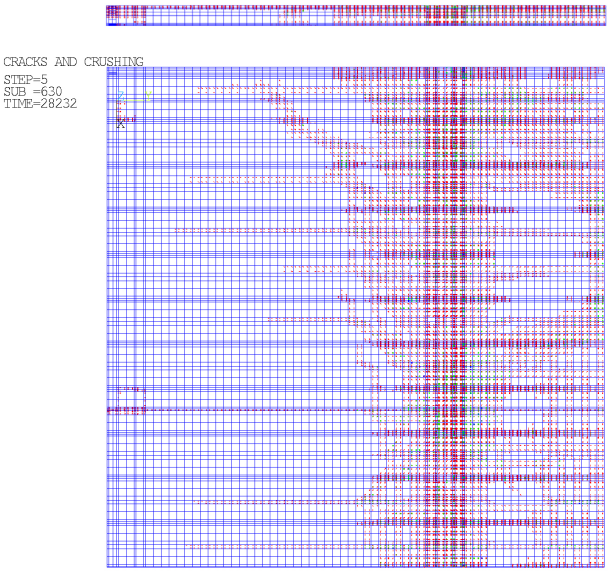


Figura III.54. Fisuración del forjado 2 del caso C.3. Alzado y planta

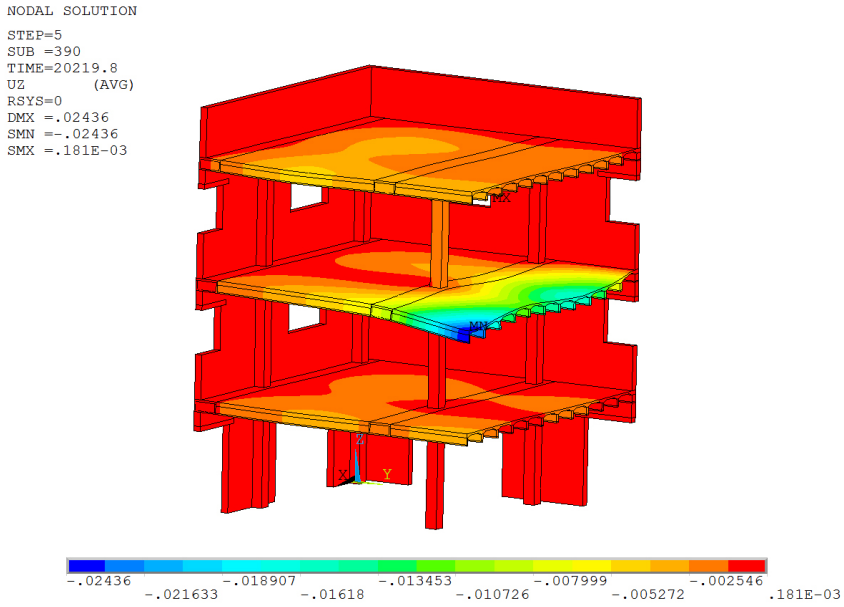


Figura III.55. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso C.4

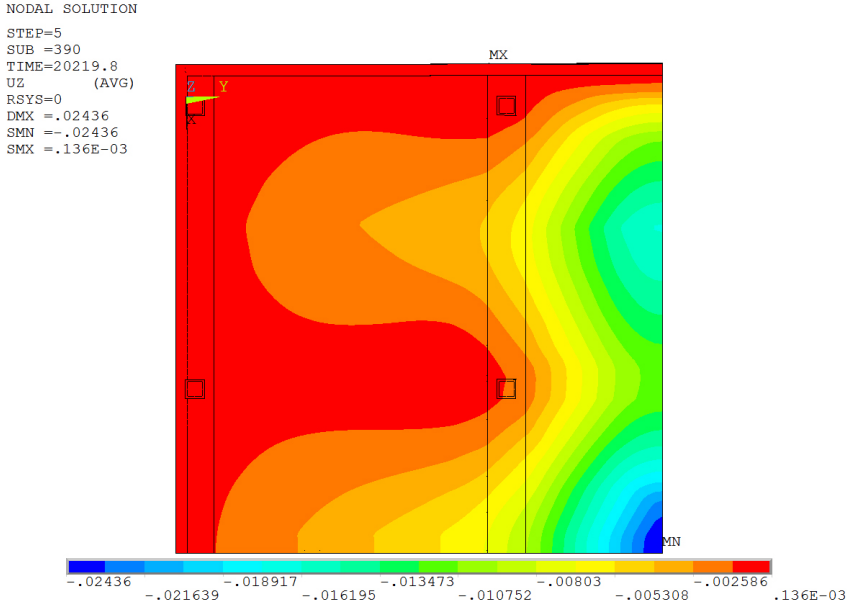


Figura III.56. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso C.4

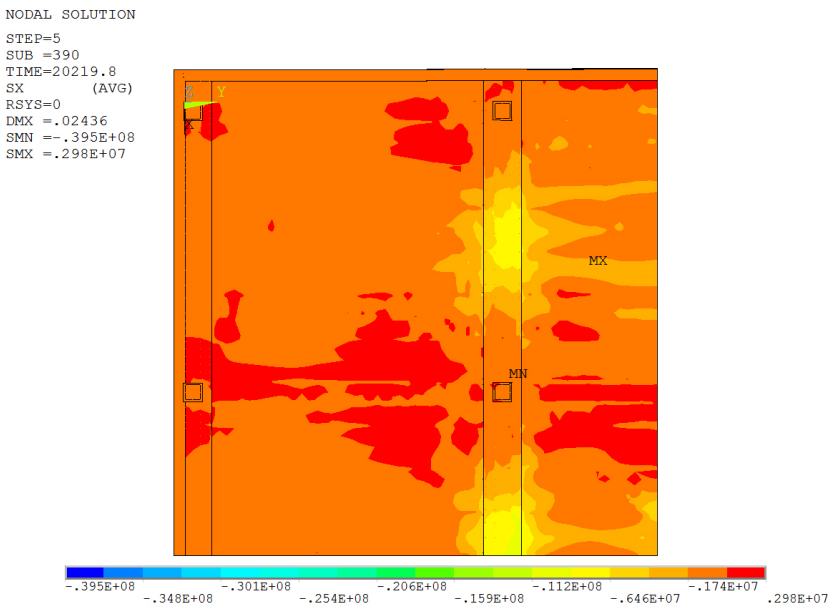


Figura III.57. Tensiones en X del forjado 2 del caso C.4

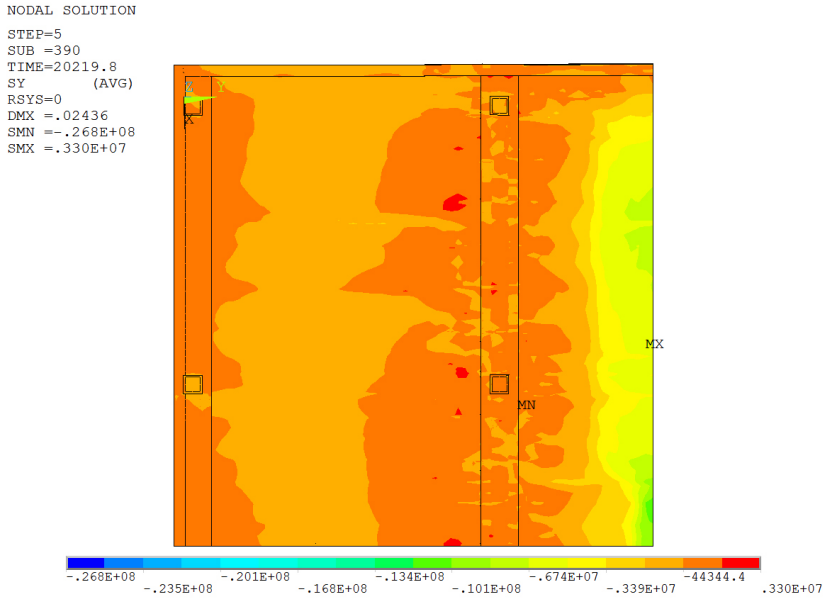


Figura III.58. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.4

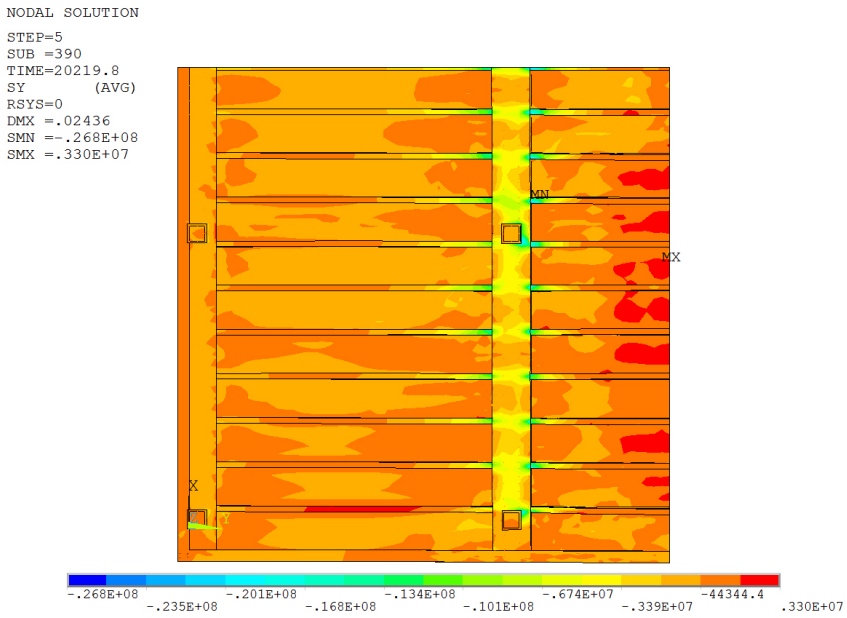


Figura III.59. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.4. Vista inferior

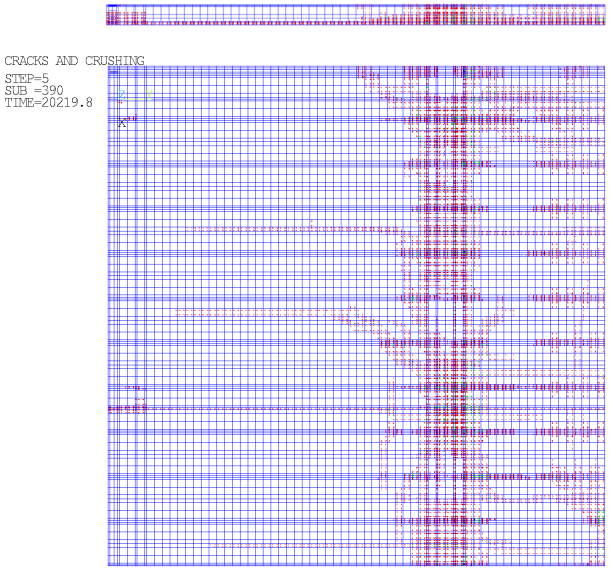


Figura III.60. Fisuración del forjado 2 del caso C.4. Alzado y planta

Desde la figura III.9. hasta la III.60. se muestra el estado final previo al colapso de los diferentes modelos estudiados.

De cara a poder sacar conclusiones de estos resultados, es recomendable observar la figura III.61., donde se muestra un esquema de los cuadrantes, los paños y las luces del modelo.

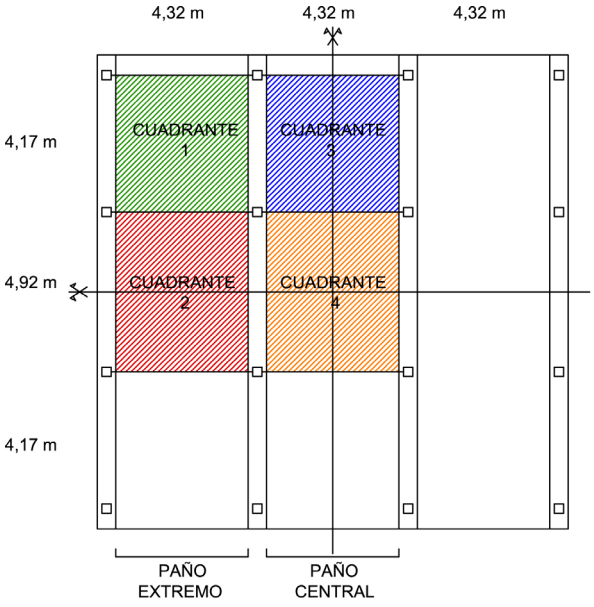


Figura III.61. Planta del modelo

III.1. Desplazamiento vertical

En la figura III.8. se muestra el desplazamiento en Z del forjado 2 en el caso A, caso sano en el que se carga todo el forjado hasta la rotura. La deformada máxima es de 2,48 cm. Deforma un poco más el paño extremo, porque no hay paño que compense por uno de los lados. Las luces de los nervios son iguales en todos los tramos, de 4,32 m. Deforma más el cuadrante 2 porque la viga tiene mayor luz (4,92 m frente a 4,17 m).

En el caso en que se carga más solo el paño extremo del forjado 2 (figura III.14.), el B.1, se obtiene una deformada vertical máxima de 1,75 cm. Al estar más cargado solo el paño extremo, la diferencia de deformación entre el paño extremo y el central es mucho mayor que en el caso A. El paño intermedio no llega a descender 0,5 cm.

El caso B.2, es aquél en que se corroe y se carga más todo el paño extremo del forjado 2. La deformada se ve en la figura III.20. La deformada vertical máxima previa al colapso es de 2,14 cm. Se acentúa más el valle en el centro del paño extremo al desaparecer el armado de positivos de todas las viguetas. Esto se aprecia comparando las figuras III.14. y la III.20.

En la figura III.26. se muestra la deformada del caso B.3. Se obtiene una deformada máxima de 1,85 cm en el cuadrante 1, mayor que en el 2 porque se corroen los tres nervios centrales de este cuadrante.

De igual modo, cuando se corroen los tres nervios centrales del cuadrante 2 (figura III.32.), el caso B.4, se obtiene una deformada vertical máxima de 3,43 cm en este cuadrante. Deforma el cuadrante 2 más del doble que el 1, estando más cargado el paño extremo completo. Se acumula que aparece la corrosión en esta zona y que este cuadrante posee mayor luz.

A continuación, se analizan las deformadas verticales provocadas por la corrosión en el paño central, los casos C. En el caso C.1 ocurre al contrario que en el caso B.1, al estar más cargado solo el paño central. Se obtiene una deformada máxima de 2,82 cm. Deforma mucho el paño central, y el extremo prácticamente nada (figura III.38.).

En el caso C.2 se acentúa el valle en el paño central. Esto se ve comparando las figuras III.38. y la III.44. Se llega a una deformada vertical de 4,07 cm.

En las figuras III.50. y III.56. se aprecia mayor deformada en el cuadrante 3 o 4, según donde exista la corrosión de los nervios.

En las deformadas se observa muy bien la función de arriostramiento que ejercen los nervios colocados entre pilares. En estas lineas, las que unen pilares en la dirección perpendicular a los pórticos, se observan estrechamientos en los diagramas de desplazamiento en Z, lo que significa menos deformada vertical.

III.2. Tensiones en X

En este apartado se analizan las tensiones en la dirección X, que es la dirección perpendicular a los nervios.

En la figura III.3. se observa una distribución de tensiones homogénea, antes de producirse la corrosión. En el resto de figuras del Apéndice III referentes a tensiones en X se ve como la fisuración del hormigón y la desaparición de armadura en los nervios hacen que estas distribuciones sean muy irregulares. La desaparición de armado de nervios por corrosión provoca que aparezca una mayor fisuración, por lo que todos los diagramas de tensiones, tanto en X como en Y, son muy irregulares. Se observa mayor irregularidad en las zonas más fisuradas.

III.3. Tensiones en Y

En las figuras III.4. y III.5. se ve la distribución de tensiones en la dirección de los nervios para la carga de 6.100 N/m^2, estado previo a la simulación de la corrosión.

Se aprecian de forma muy clara las tracciones en la parte inferior de los nervios y en la parte superior de la llegada de los nervios a las vigas. Por contra, las compresiones aparecen en la cara superior del forjado, en la losa de compresión. Además aparecen esfuerzos de compresión también en la parte inferior de los nervios a su llegada a las vigas.

En la figura III.5. se observa la transmisión de compresión de los nervios de un paño al contiguo, debido a que están enfrentados. De este hecho es en parte responsable el efecto arco que aparece en el canto de los nervios.

En los diagramas de tensiones en Y, en el estado previo a la rotura, como está todo muy fisurado y ya no se transmiten tracciones, las zonas traccionadas son menores que las zonas comprimidas. Los diagramas se vuelven muy irregulares. Se aprecian muy bien en estos diagramas las zonas corroídas, porque es el hormigón solo el que tiene que resistir las tracciones y fisura, provocando un diagrama de tensiones más irregular.

En la figura III.11. se observan las tensiones en Y del forjado 2 visto por abajo. Están los dos paños irregulares, al haber fisurado todo. Este es el modelo sano.

Sin embargo, en la figura III.17. solo aparece irregular el paño extremo, que es el que se ha cargado más y por tanto ha fisurado en mayor medida. De manera análoga ocurre en el paño central, cuando se carga éste más (figura III.41.).

Se estrecha el diagrama en las zonas corroídas del paño, en la parte superior del forjado. Se aprecia en el caso de corrosión en todo el paño extremo (figura III.22.), en el caso de corrosión en el cuadrante 1 (figura III.28.), en el caso de corrosión en el cuadrante 2 (figura III.34.), en el caso de corrosión de todo el paño central (figura III.46.), en el caso de corrosión en el cuadrante 3 (figura III.52.) y en el caso de corrosión en el cuadrante 4 (figura III.58.).

Esto es debido a que fisuran mucho por la parte inferior central los nervios al no tener armado, y las compresiones en la parte superior se concentran. Ocurre lo mismo que en el estrechamiento del valle de la deformada vertical.

III.4. Fisuración

En las figuras que muestran la fisuración del forjado 2 para los estados previos al colapso de los diferentes modelos simulados se pueden intuir las zonas del forjado que han sido corroídas.

Aparece fisurado todo en el caso sano donde se carga todo el forjado (figura III.12.). En el caso sano que se carga más el paño extremo (figura III.18.) y en el caso de corrosión y mayor carga en paño extremo (figura III.24.) aparece la fisuración en este paño extremo, concentrándose más en el centro del vano del caso con corrosión. La fisuración marca perfectamente las lineas de rotura. Se aprecia lo mismo en el paño central en las figuras III.42. y III.48.

En el caso B.3, de corrosión en el cuadrante 1, se ven perfectamente las lineas de rotura en este cuadrante, y como en el cuadrante 2, ya sin corrosión, la fisuración se disuelve más, ocupando mayor longitud de los nervios en planta (figura III.30.).

En la figura III.36. ocurre lo mismo en el cuadrante 2, en la figura III.54. en el cuadrante 3, y en la figura III.60 en el cuadrante 4.

Apéndice IV. Resultados de los diferentes modelos de forjados con nervios pretensados de 30 cm de canto

En el apartado 7.2.3. del capitulo 7, dedicado a los resultados obtenidos con los modelos de forjados pretensados no se muestran todos los resultados obtenidos de los diversos modelos. En este Apéndice IV se exponen los resultados de los diferentes modelos y se obtienen conclusiones de la comparación entre ellos, y de la comparación también con los resultados del Apéndice III, dedicado a los forjados armados.

En la tabla IV.1. se recuerdan de nuevo los diferentes modelos analizados, ya que son los mismos que en los casos armados, aclarando los paños más cargados y donde simulamos la corrosión en cada uno de ellos.

Caso	Definición	Zona cargada hasta la rotura
A	Modelo sano	Forjado 2 completo
B.1	Modelo sano	Paño extremo fdo. 2
B.2	Modelo con corrosión en todos los nervios del paño extremo del forjado 2	Paño extremo fdo. 2
B.3	Modelo con corrosión en los 3 nervios centrales del cuadrante en esquina del forjado 2	Paño extremo fdo. 2
B.4	Modelo con corrosión en los 3 nervios centrales del cuadrante que parte la simetría paralela a los nervios del fdo. 2	Paño extremo fdo. 2
C.1	Modelo sano	Paño central fdo. 2
C.2	Modelo con corrosión en todos los nervios del paño central del forjado 2	Paño central fdo. 2
C.3	Modelo con corrosión en los 3 nervios centrales del cuadrante que parte la simetría perp. a los nervios del fdo. 2	Paño central fdo. 2
C.4	Modelo con corrosión en los 3 nervios centrales del cuadrante de la doble simetría del forjado 2	Paño central fdo. 2

Tabla IV.1. Casos estudiados de edificios con los forjados pretensados

Se detallan los resultados correspondientes a la deformada vertical, a las tensiones en X y en Y, y a la fisuración.

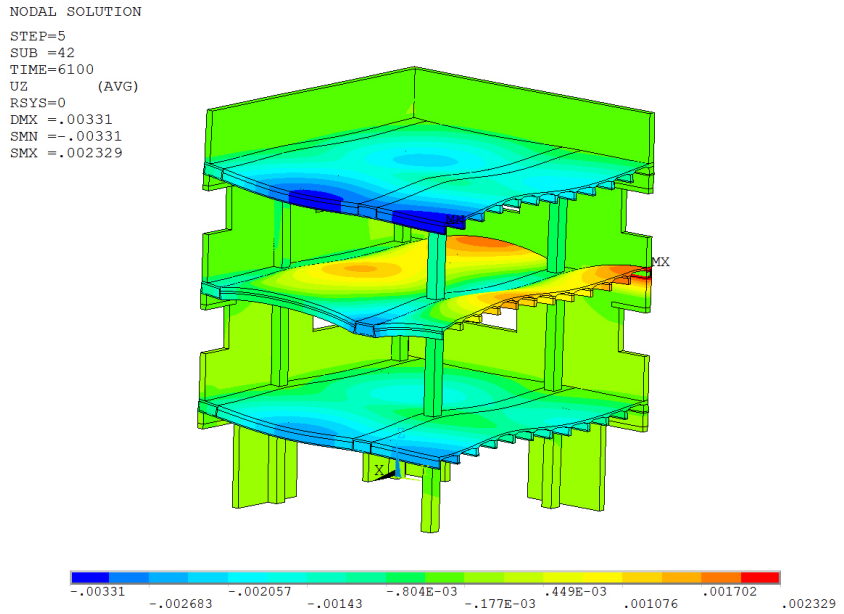


Figura IV.1. Vista en axonometría del desplazamiento en Z a 6.100 N/m^2

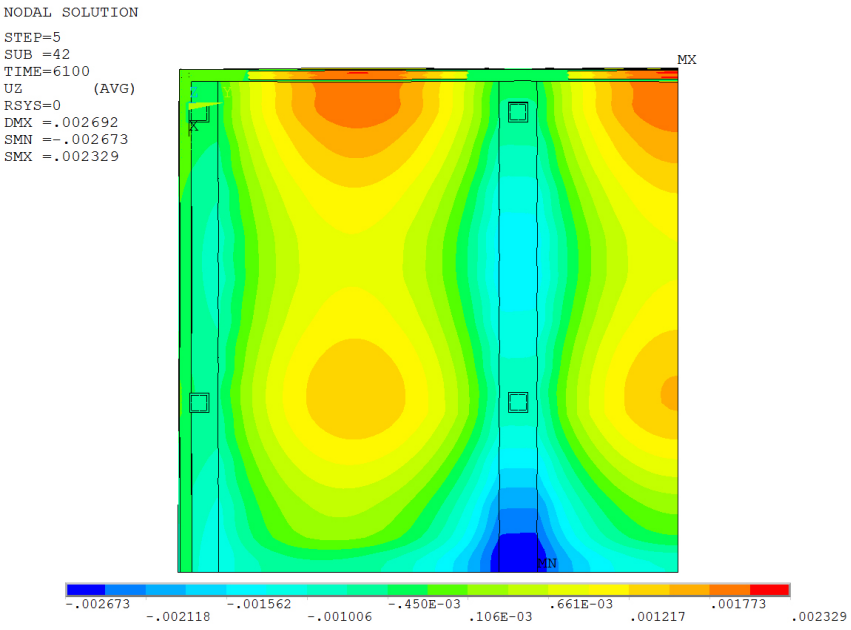


Figura IV.2. Desplazamiento en Z del forjado 2 a 6.100 N/m^2

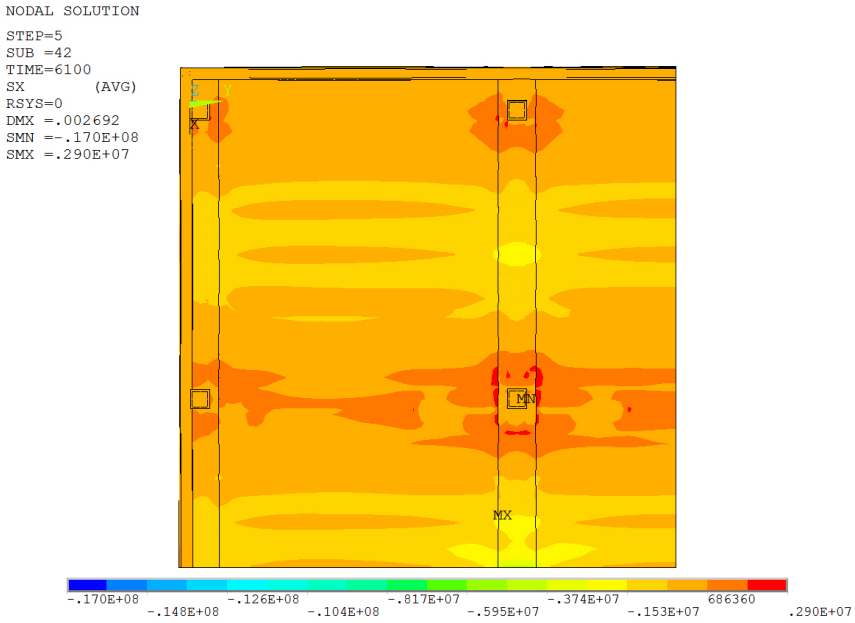


Figura IV.3. Tensiones en X del forjado 2 a 6.100 N/m²

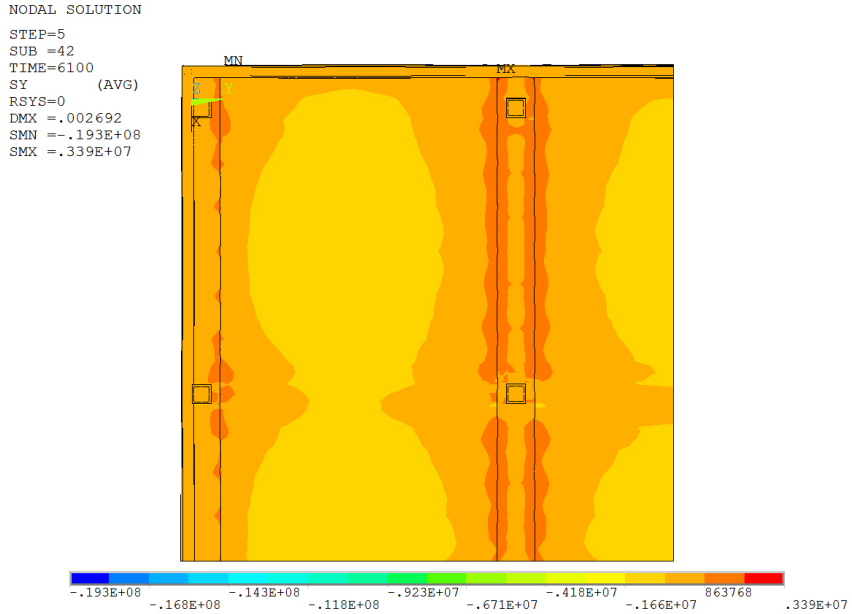


Figura IV.4. Tensiones en Y del forjado 2 a 6.100 N/m²

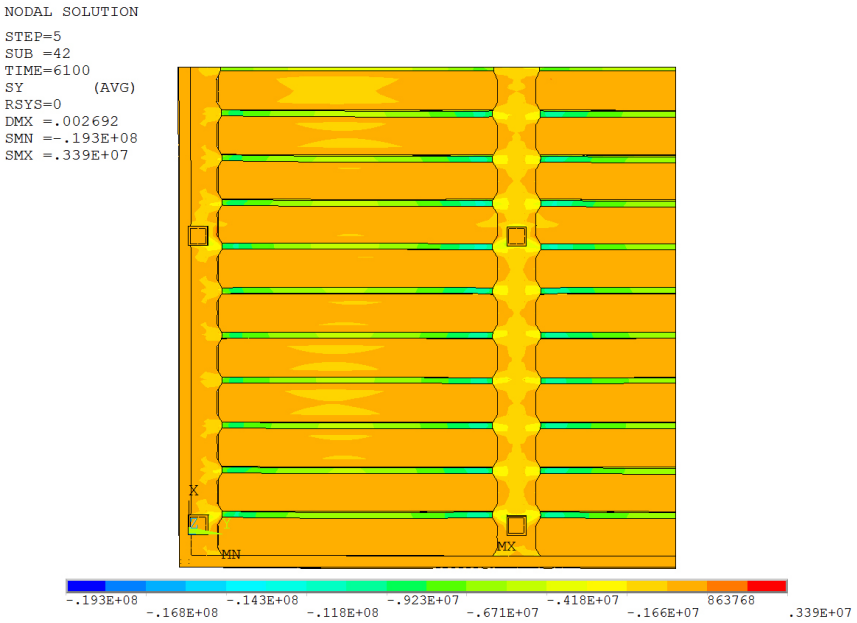


Figura IV.5. Tensiones en Y del forjado 2 a 6.100 N/m^2. Vista inferior

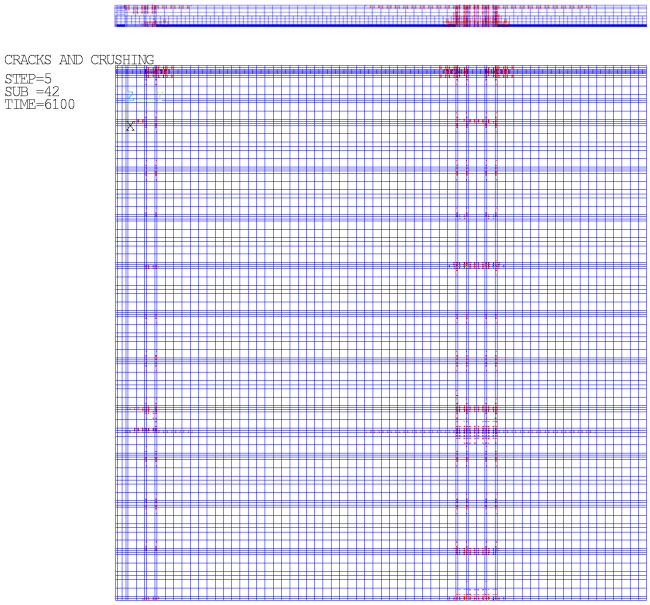


Figura IV.6. Fisuración del forjado 2 a 6.100 N/m^2. Alzado y planta

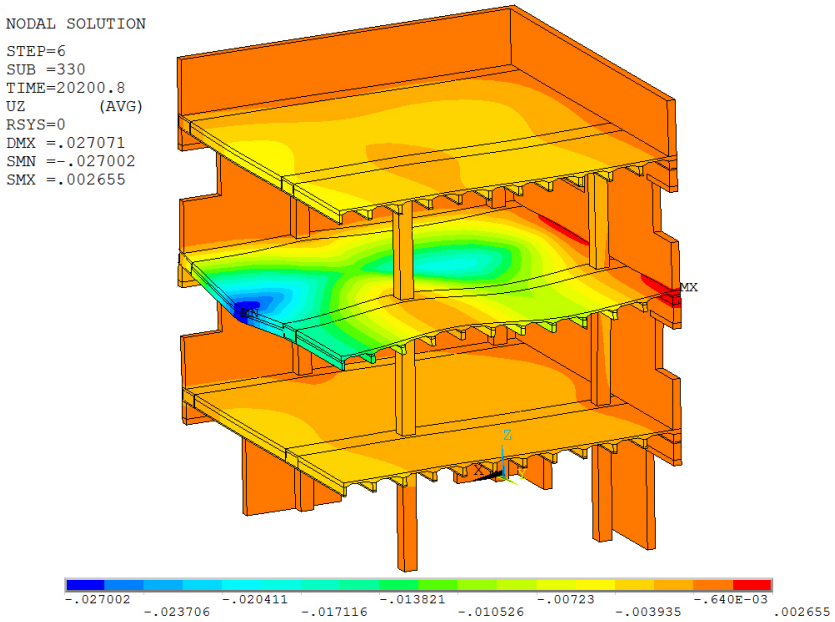


Figura IV.7. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso A

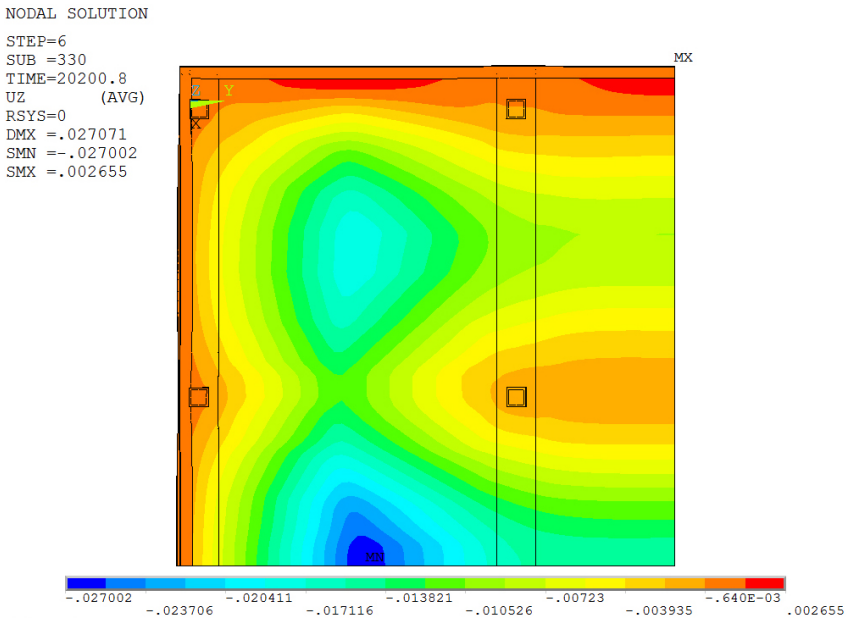


Figura IV.8. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso A

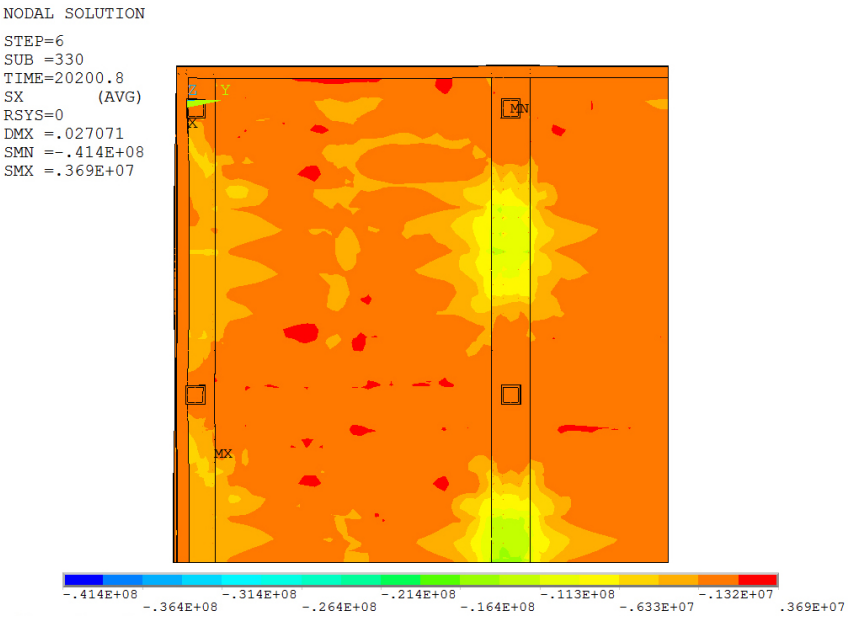


Figura IV.9. Tensiones en X del forjado 2 del caso A

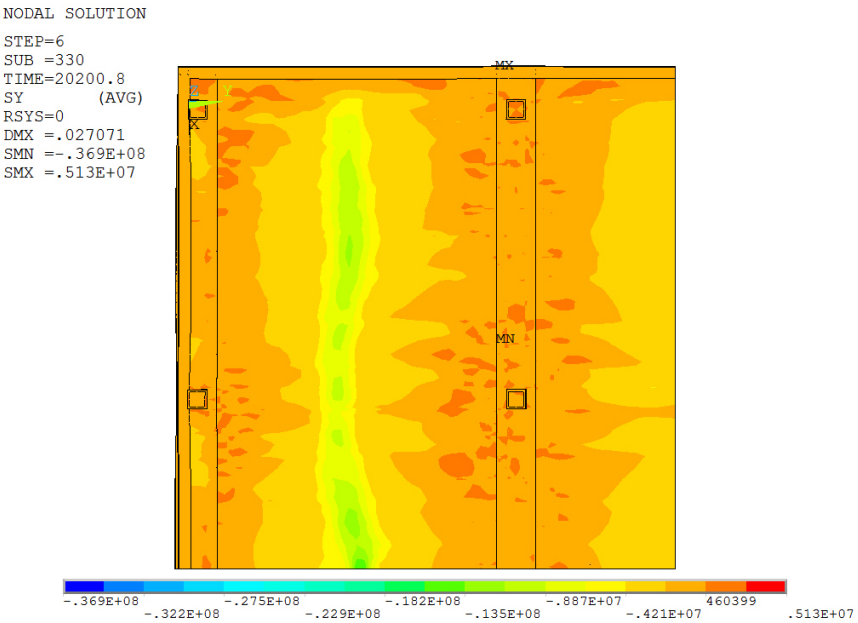


Figura IV.10. Tensiones en Y del forjado 2 del caso A

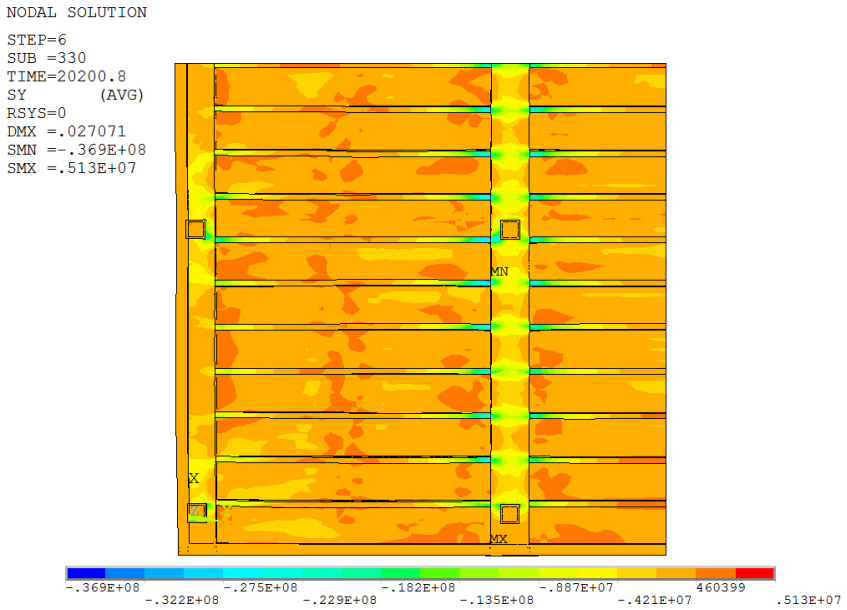


Figura IV.11. Tensiones en Y del forjado 2 del caso A. Vista inferior

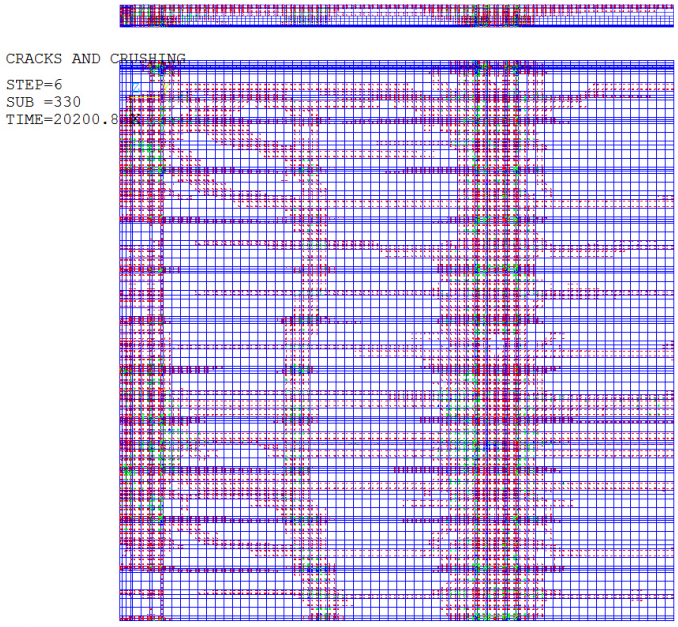


Figura IV.12. Fisuración del forjado 2 del caso A. Alzado y planta

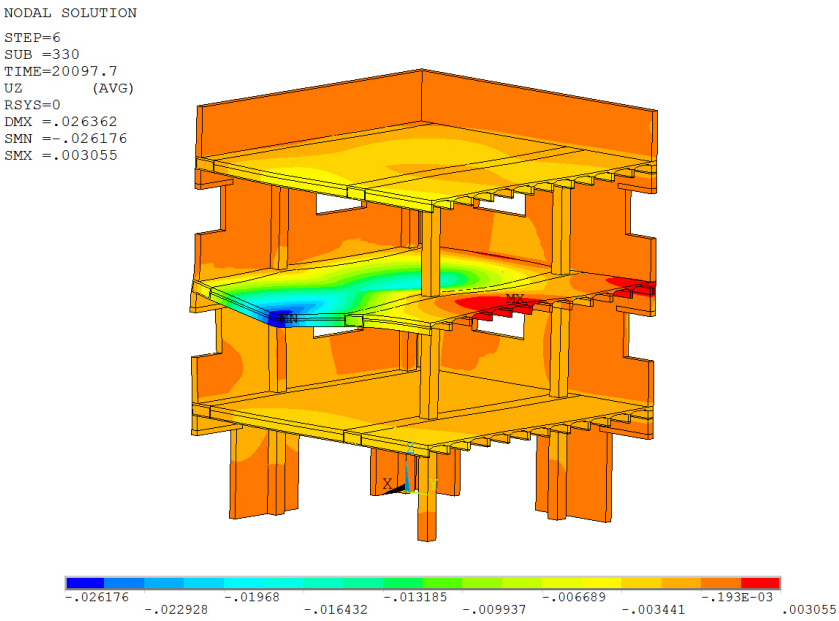


Figura IV.13. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso B.1

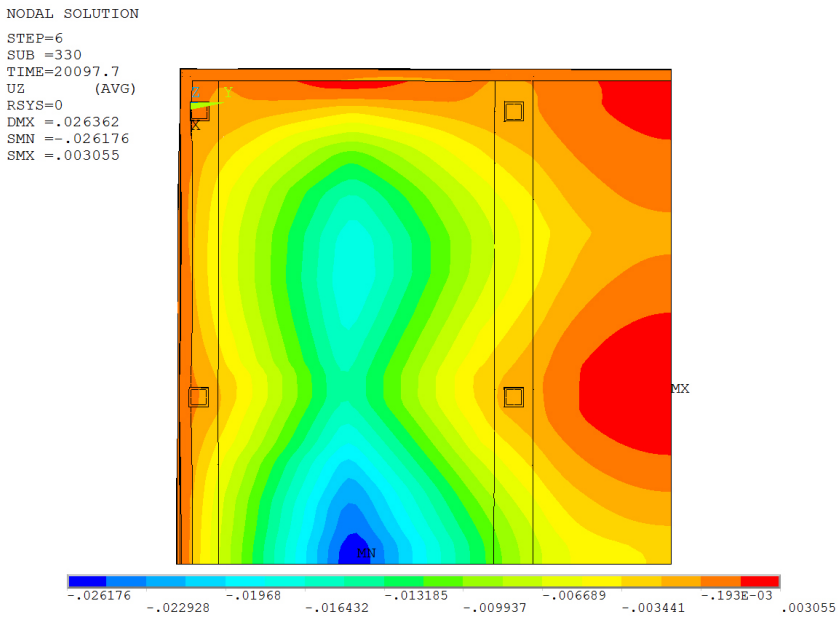


Figura IV.14. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso B.1

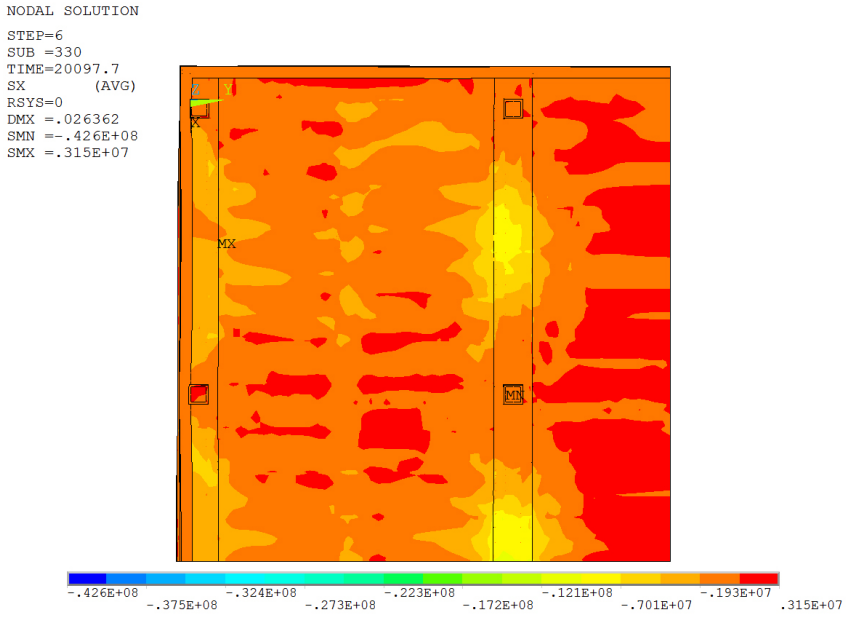


Figura IV.15. Tensiones en X del forjado 2 del caso B.1

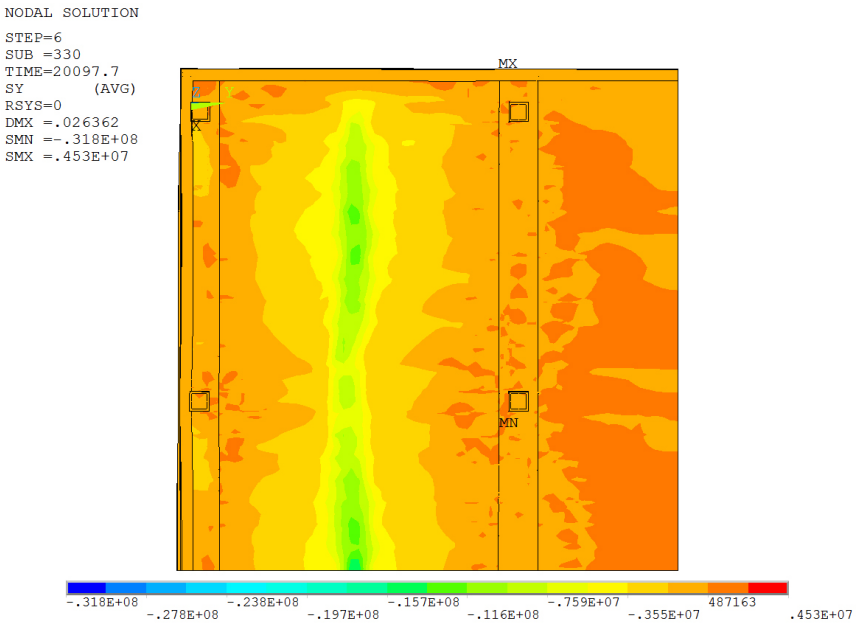


Figura IV.16. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.1

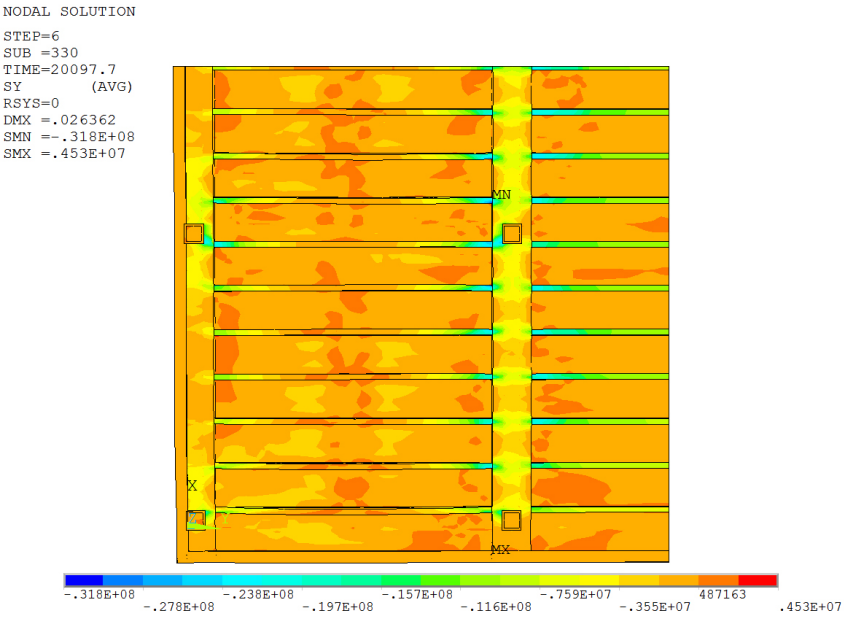


Figura IV.17. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.1. Vista inferior

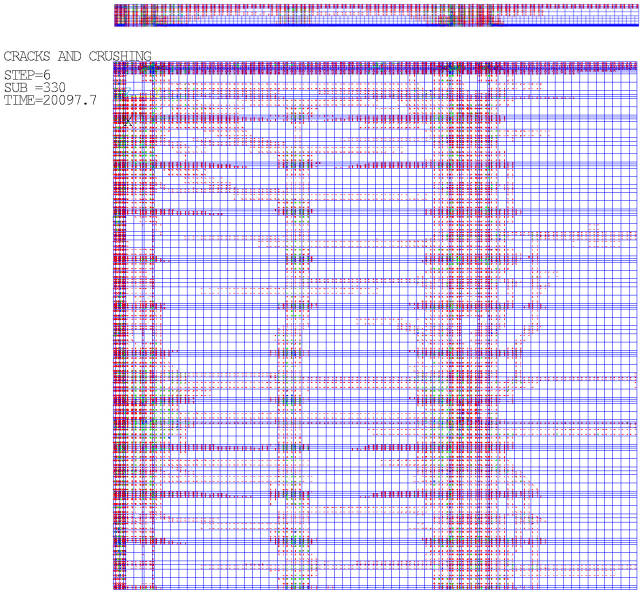


Figura IV.18. Fisuración del forjado 2 del caso B.1. Alzado y planta

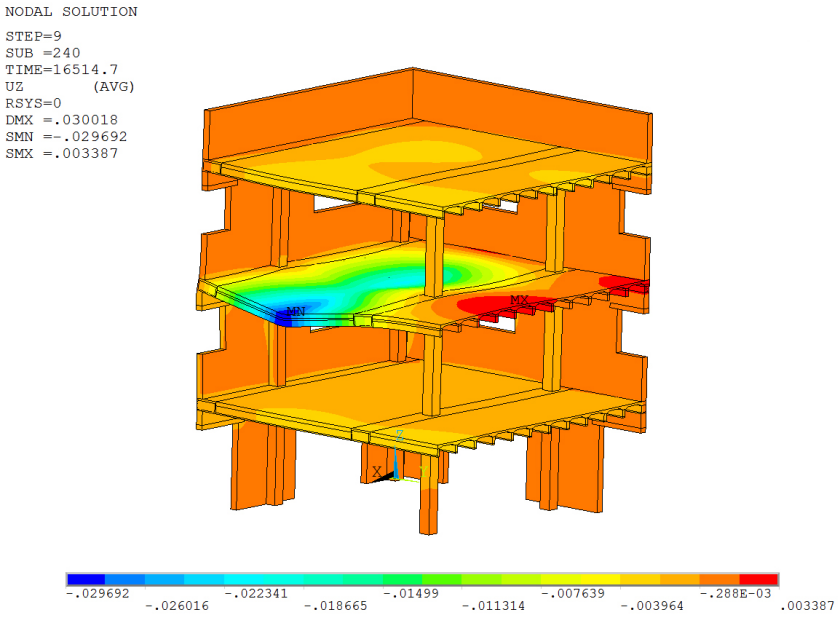


Figura IV.19. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso B.2

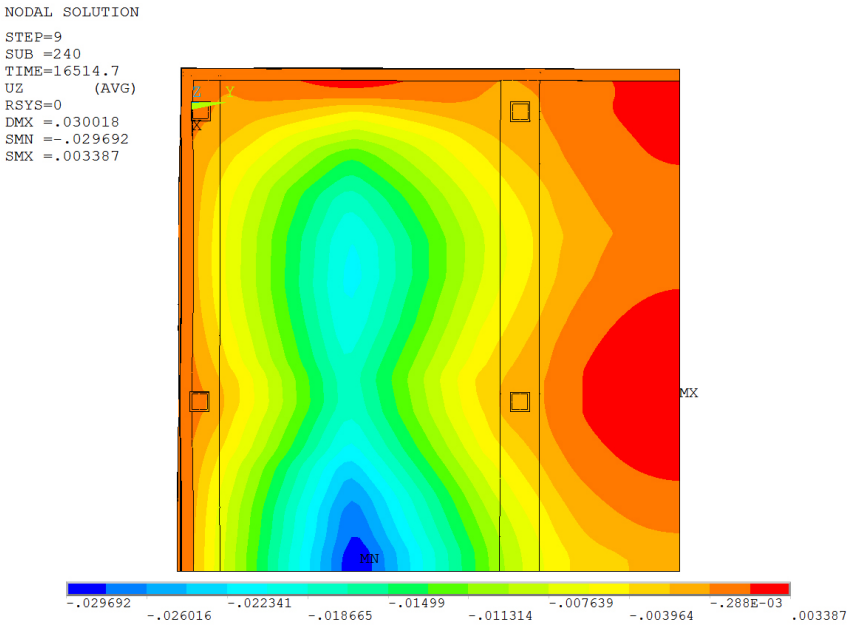


Figura IV.20. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso B.2

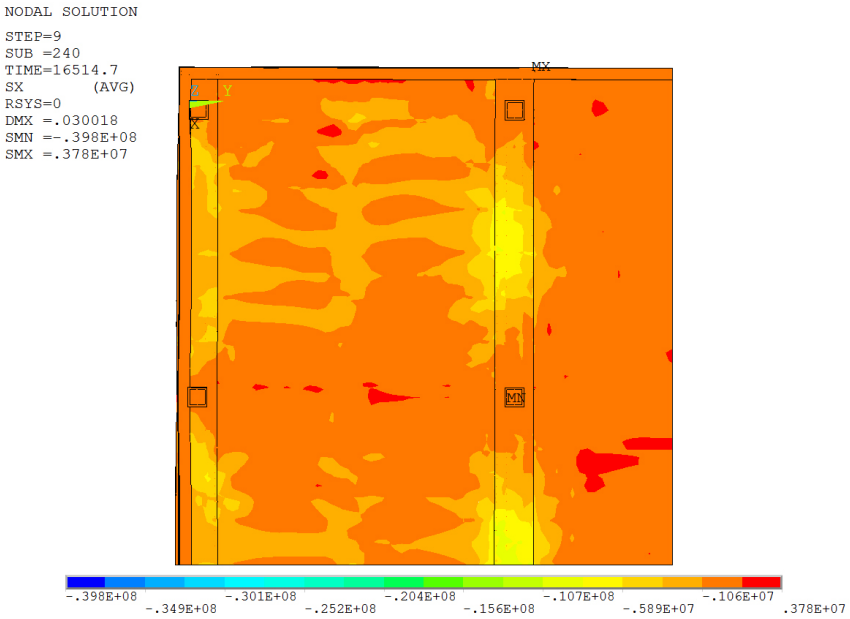


Figura IV.21. Tensiones en X del forjado 2 del caso B.2

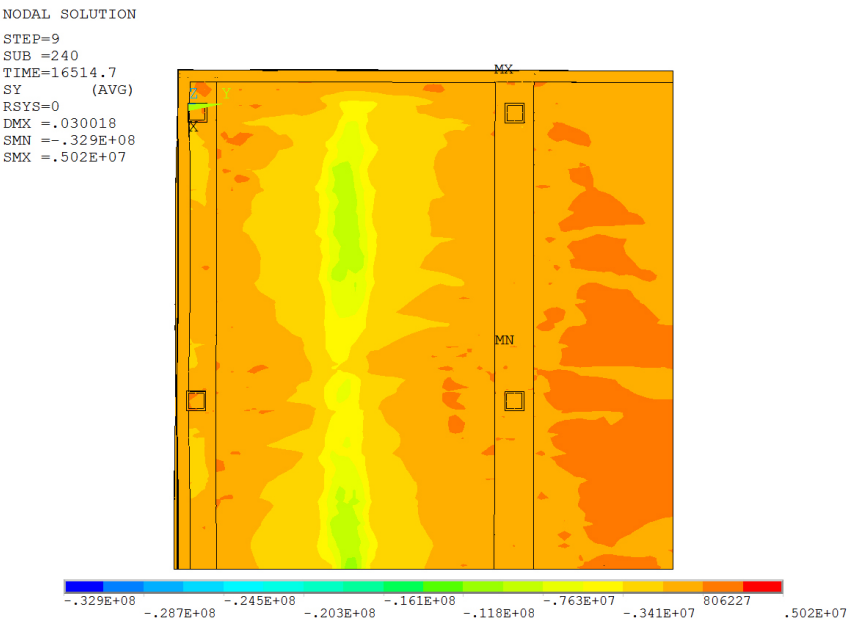


Figura IV.22. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.2

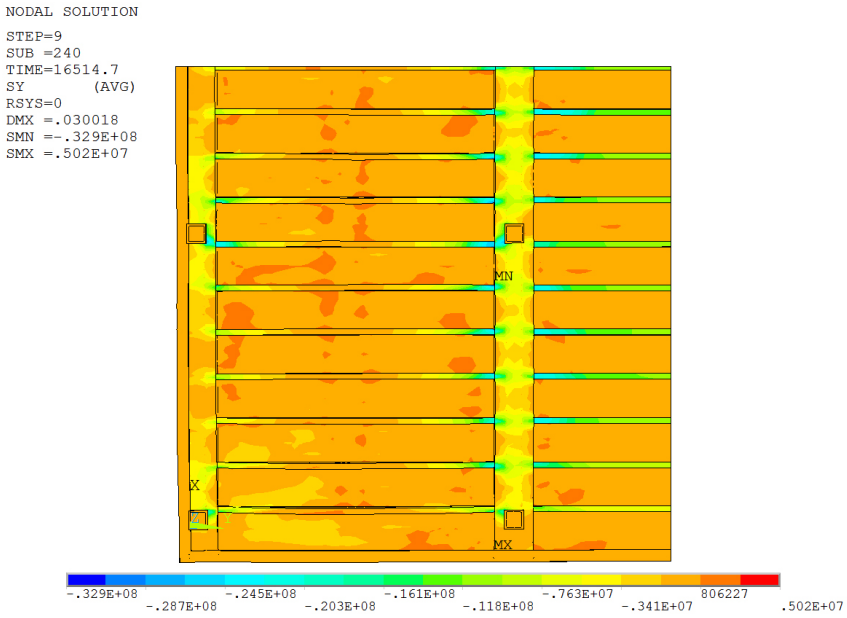


Figura IV.23. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.2. Vista inferior

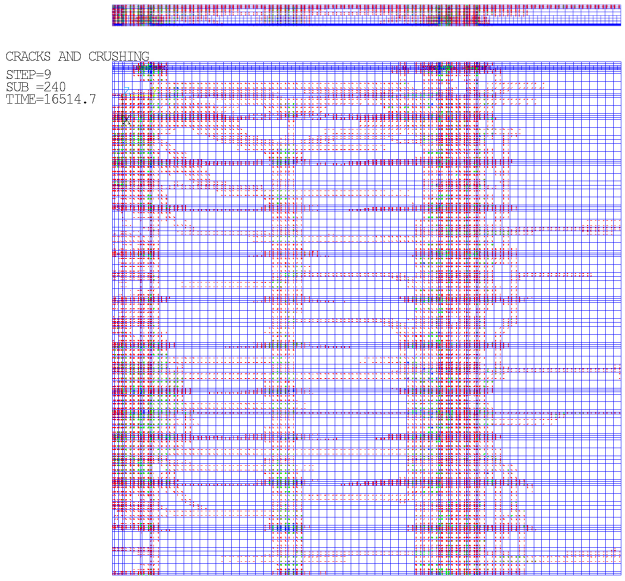


Figura IV.24. Fisuración del forjado 2 del caso B.2. Alzado y planta

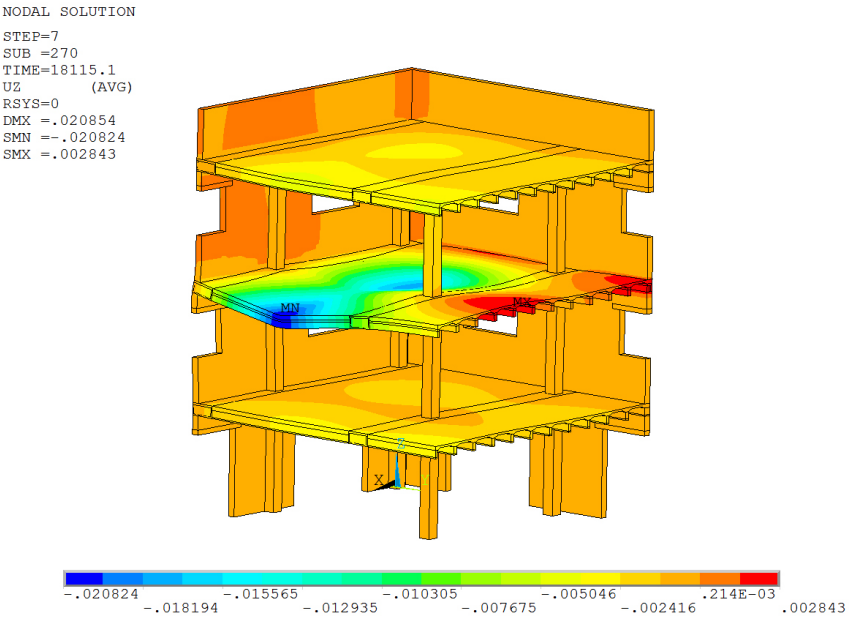


Figura IV.25. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso B.3

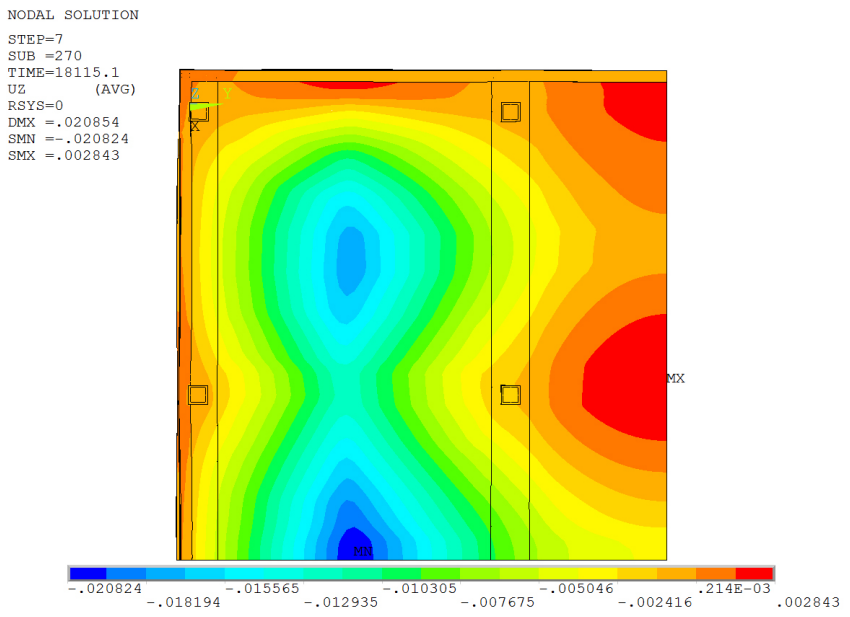


Figura IV.26. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso B.3

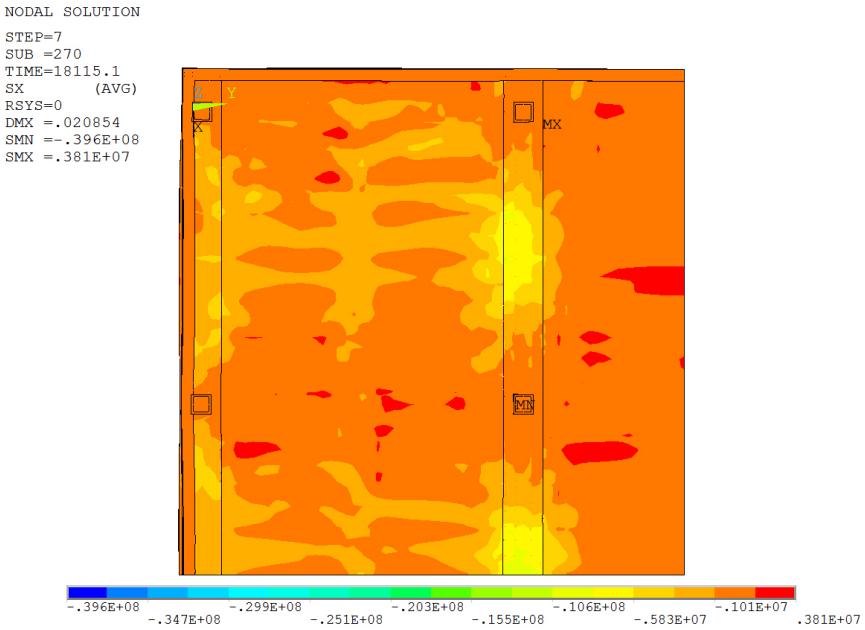


Figura IV.27. Tensiones en X del forjado 2 del caso B.3

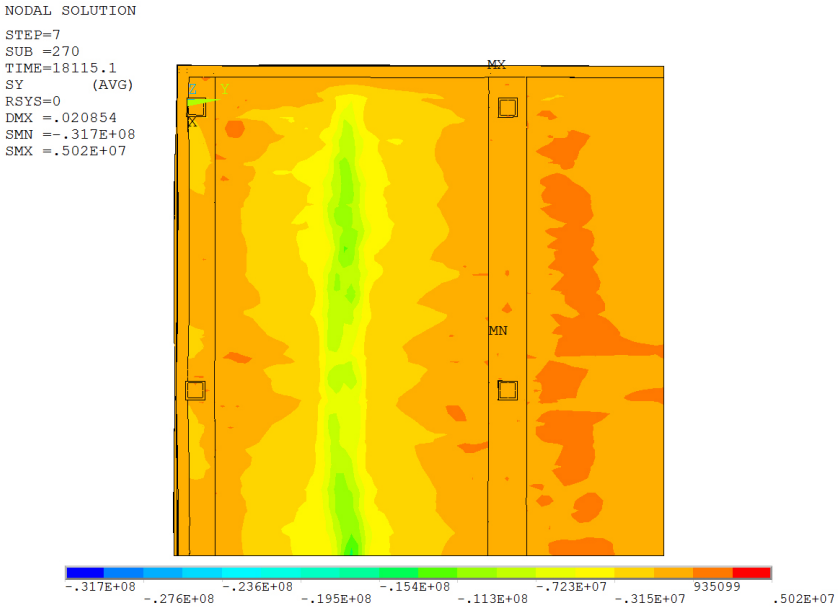


Figura IV.28. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.3

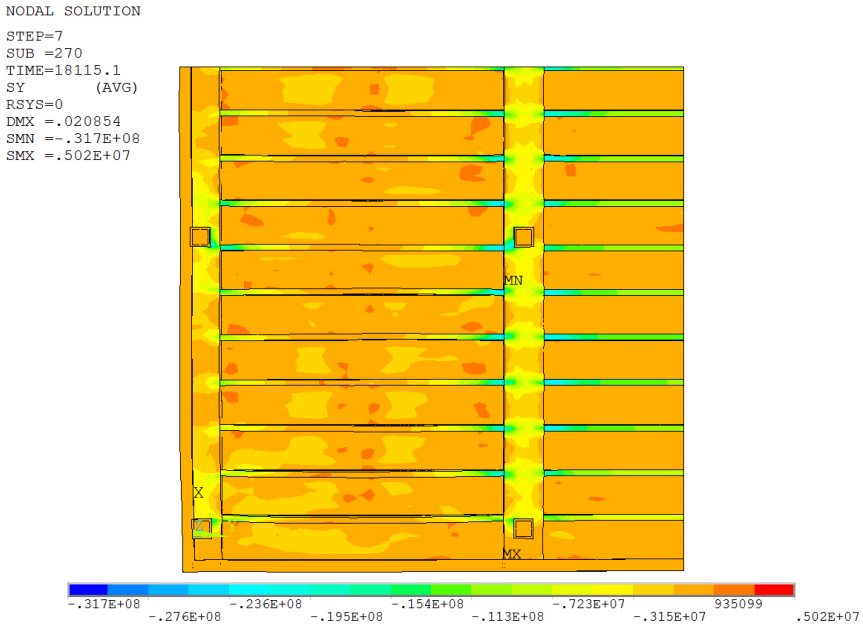


Figura IV.29. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.3. Vista inferior

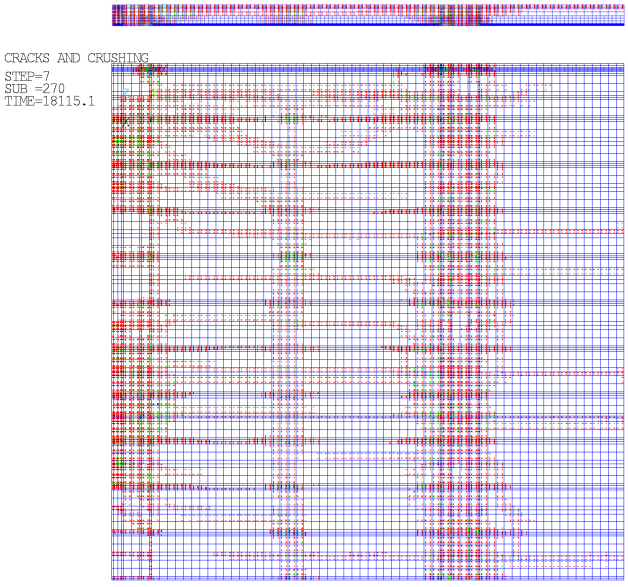


Figura IV.30. Fisuración del forjado 2 del caso B.3. Alzado y planta

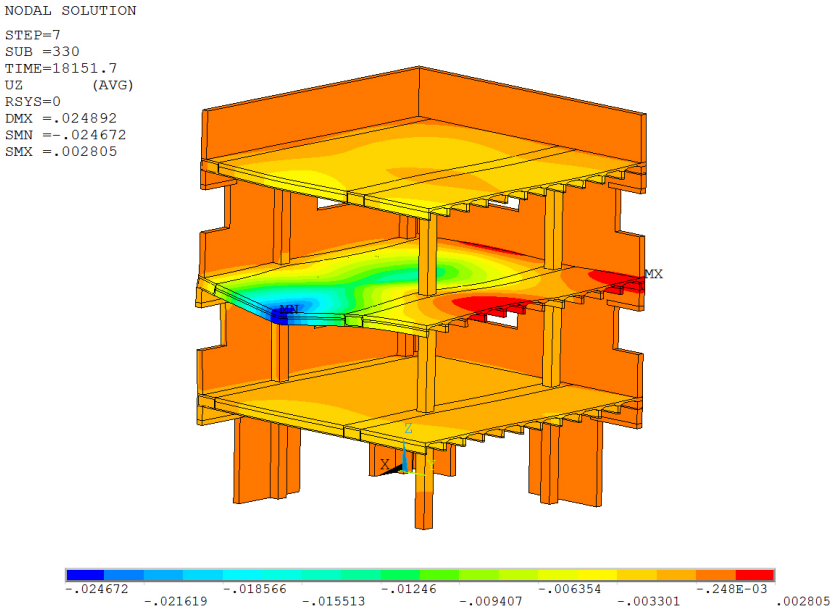


Figura IV.31. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso B.4

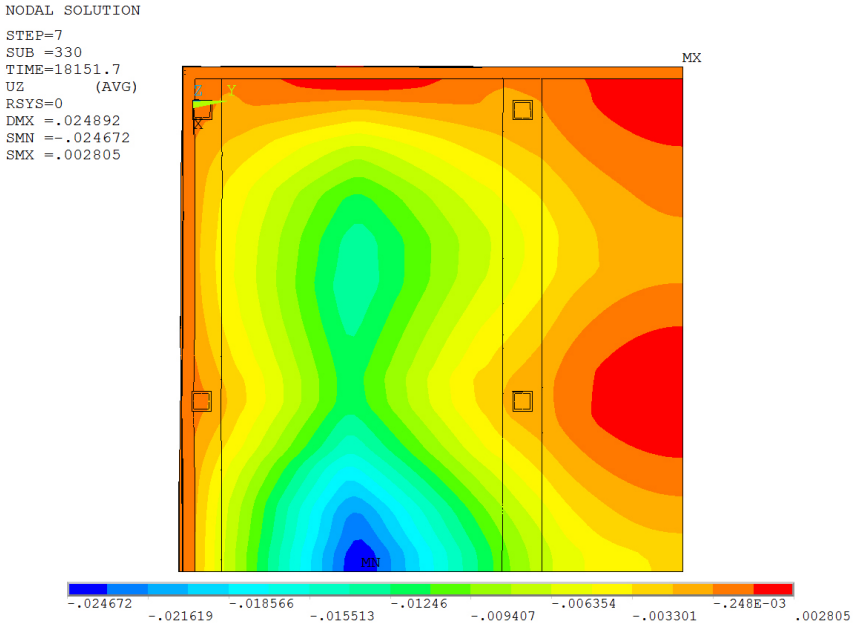


Figura IV.32. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso B.4

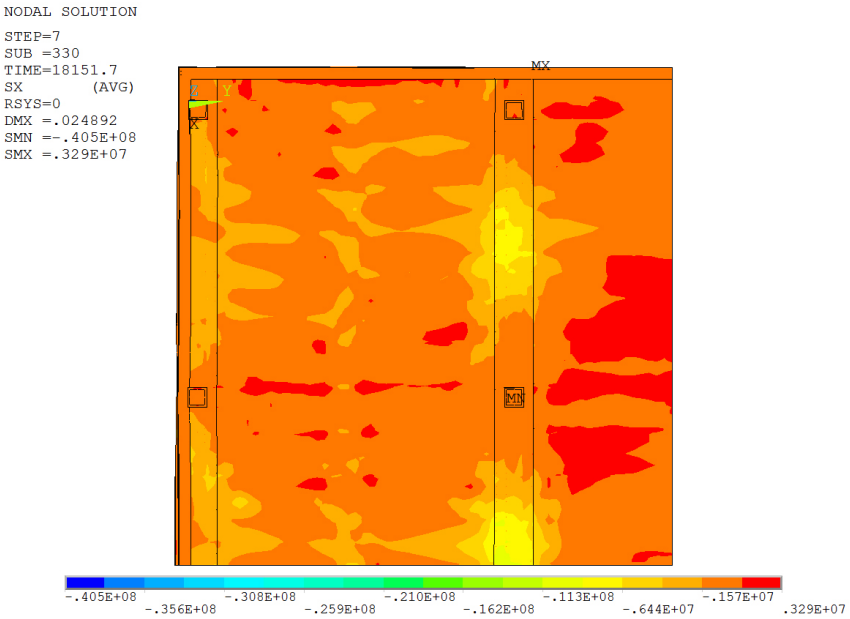


Figura IV.33. Tensiones en X del forjado 2 del caso B.4

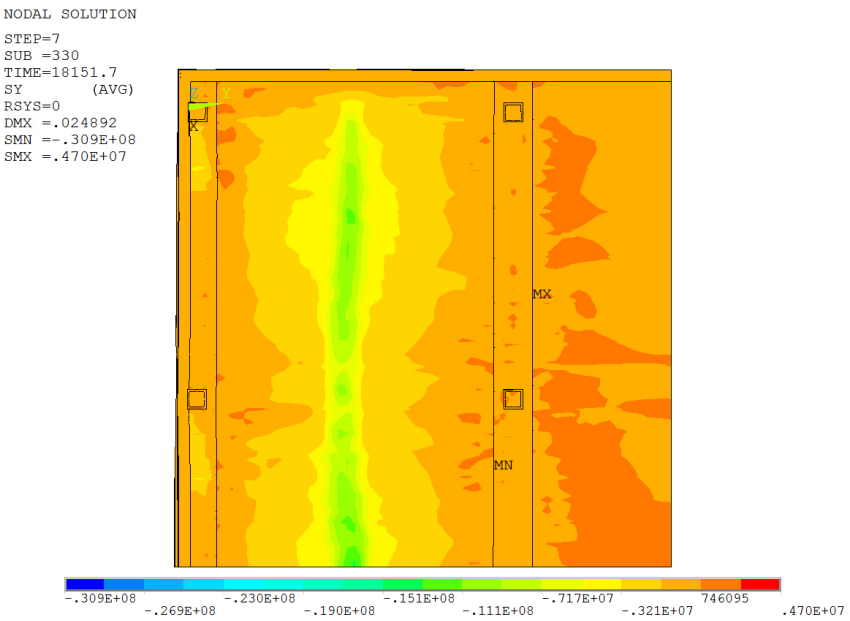


Figura IV.34. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.4

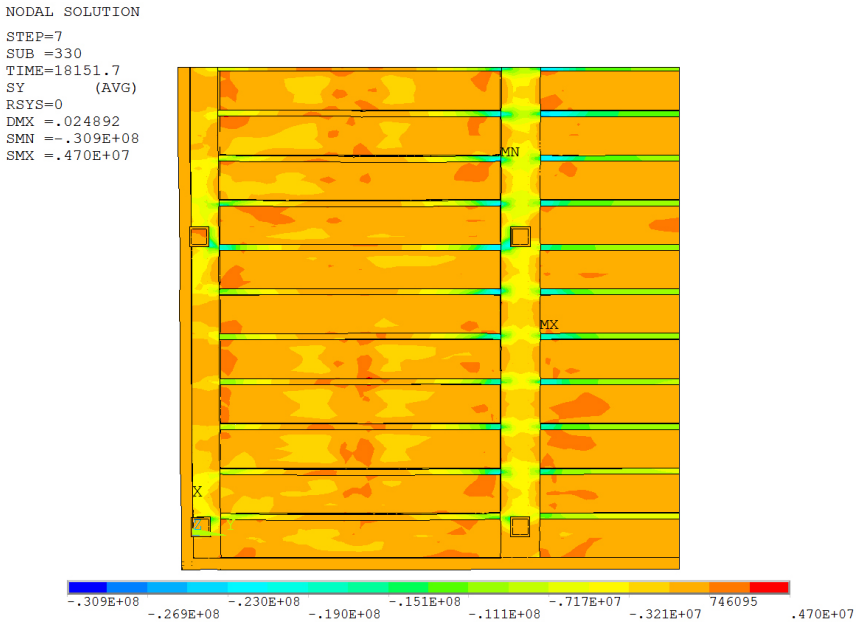


Figura IV.35. Tensiones en Y del forjado 2 del caso B.4. Vista inferior

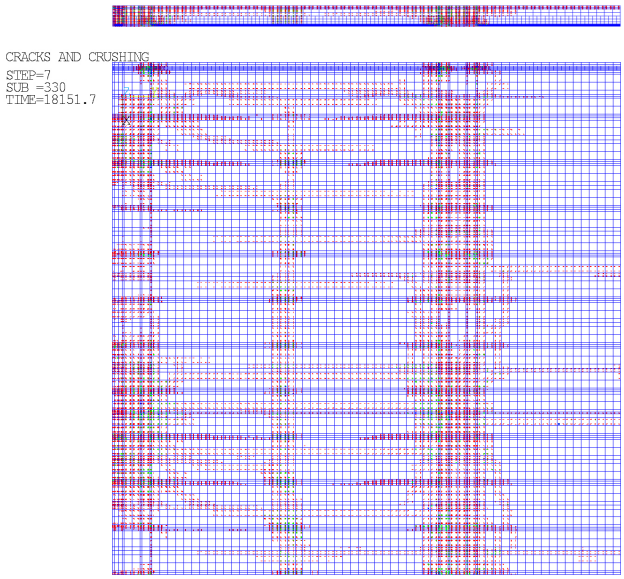


Figura IV.36. Fisuración del forjado 2 del caso B.4. Alzado y planta

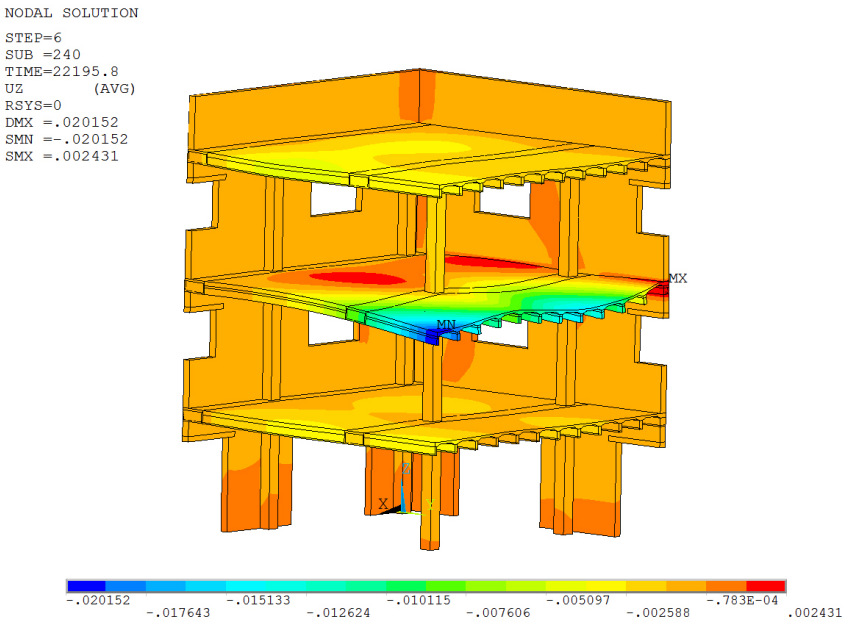


Figura IV.37. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso C.1

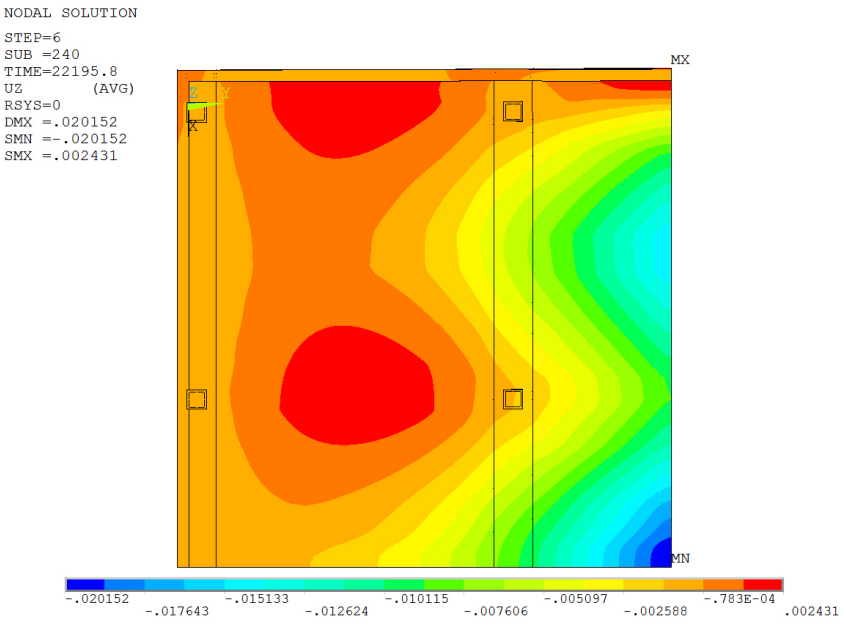


Figura IV.38. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso C.1

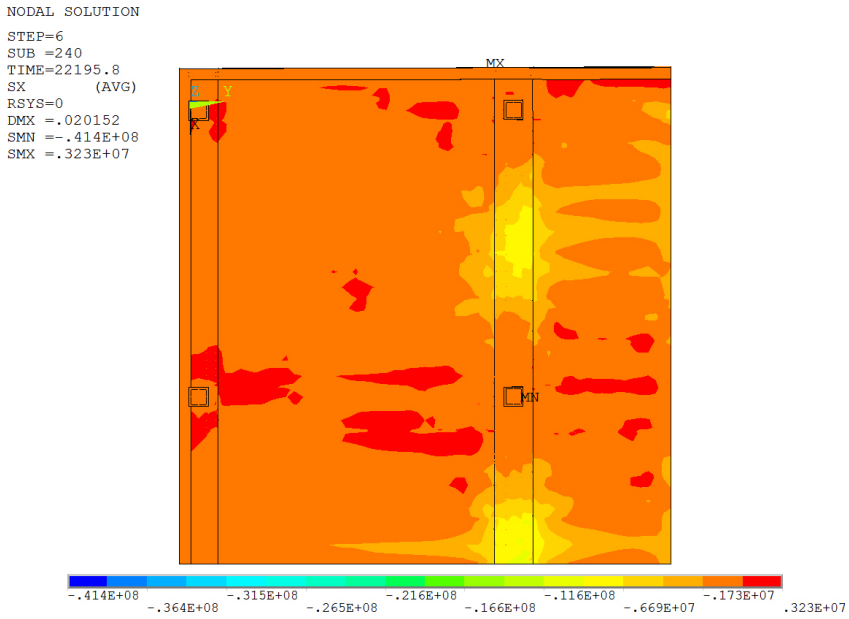


Figura IV.39. Tensiones en X del forjado 2 del caso C.1

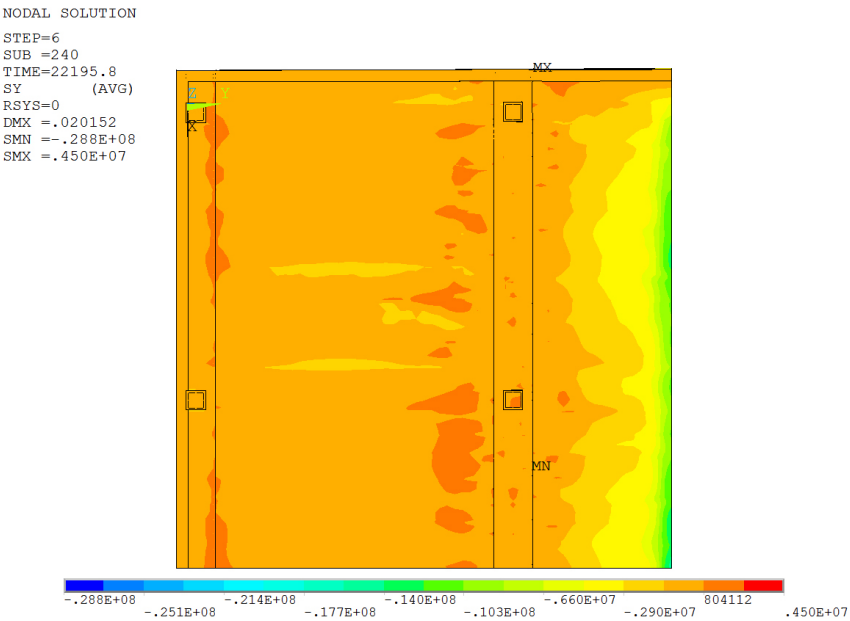


Figura IV.40. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.1

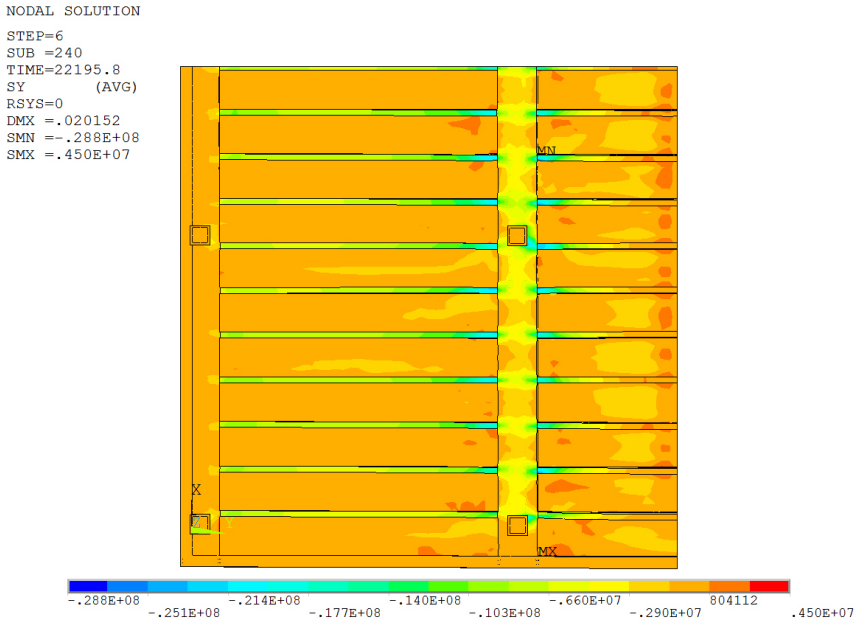


Figura IV.41. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.1. Vista inferior

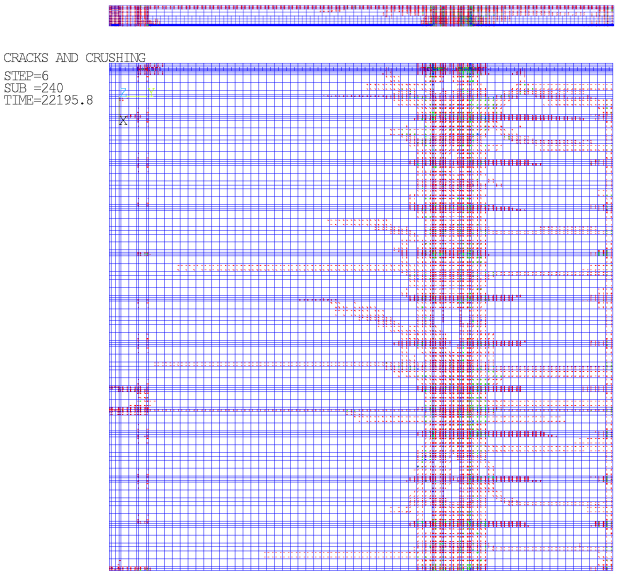


Figura IV.42. Fisuración del forjado 2 del caso C.1. Alzado y planta

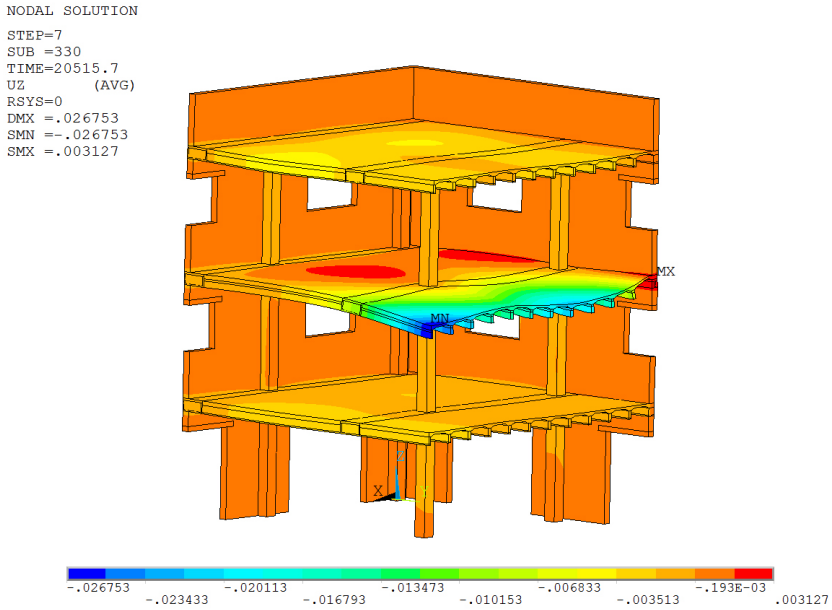


Figura IV.43. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso C.2

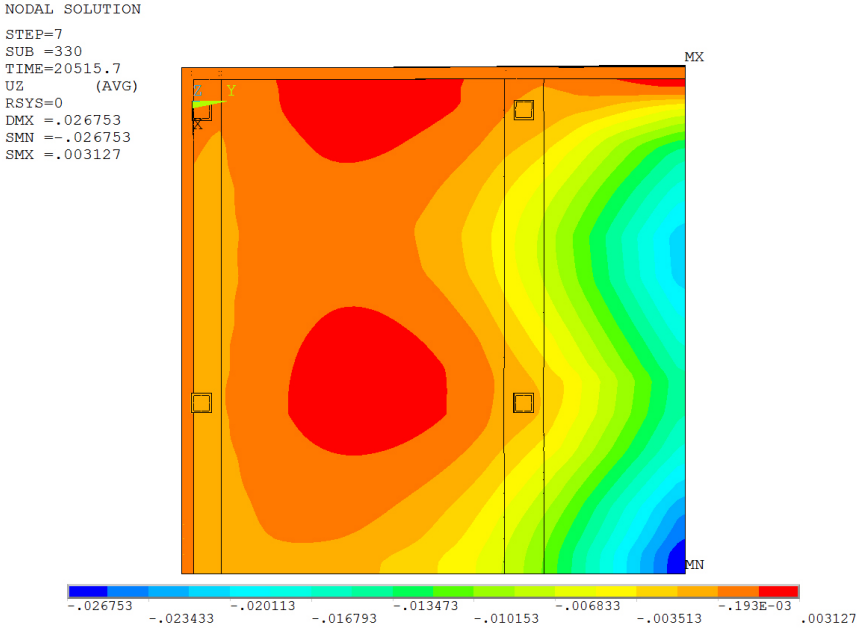


Figura IV.44. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso C.2

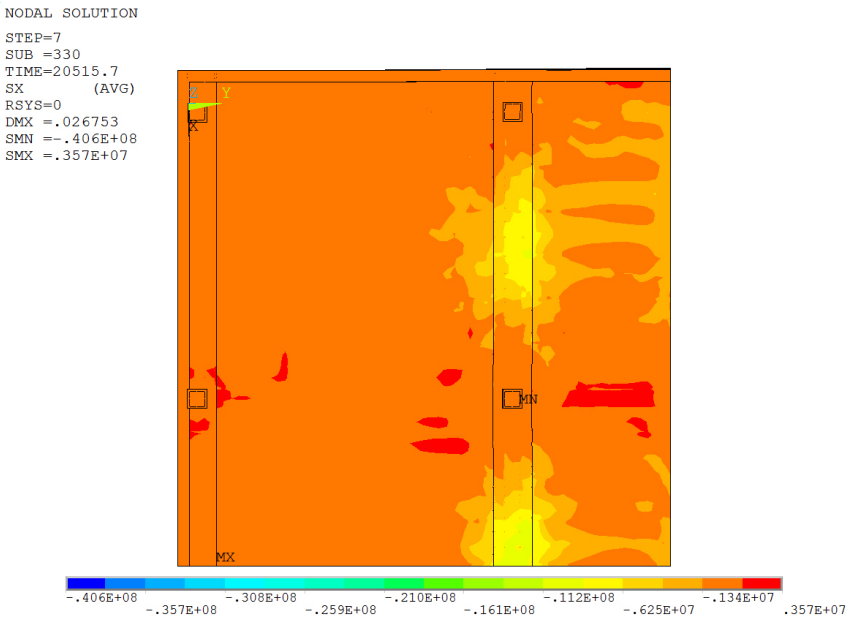


Figura IV.45. Tensiones en X del forjado 2 del caso C.2

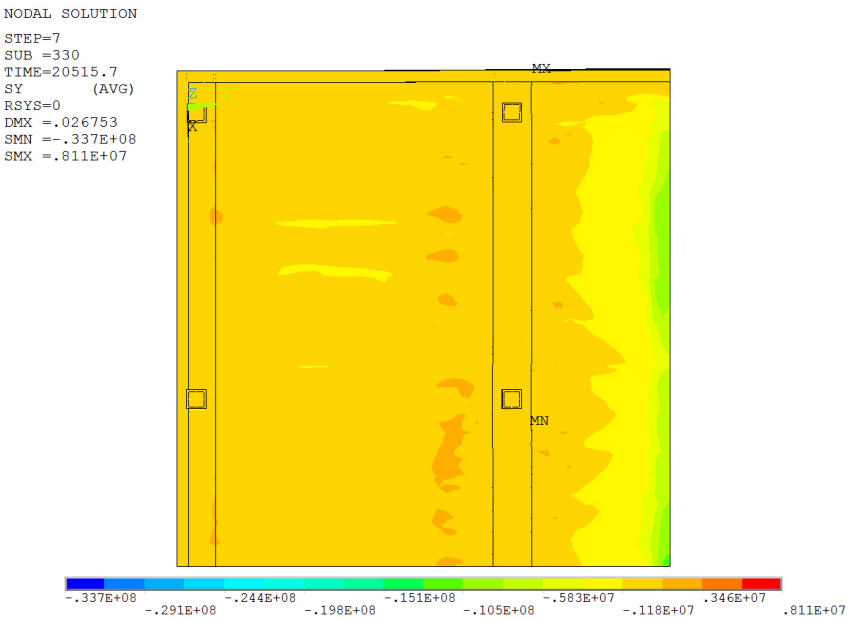


Figura IV.46. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.2

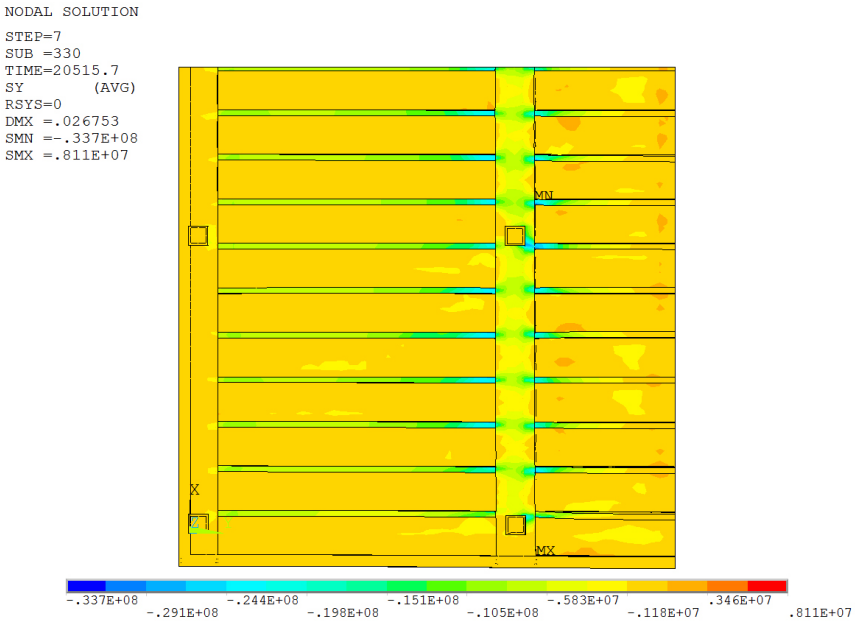


Figura IV.47. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.2. Vista inferior

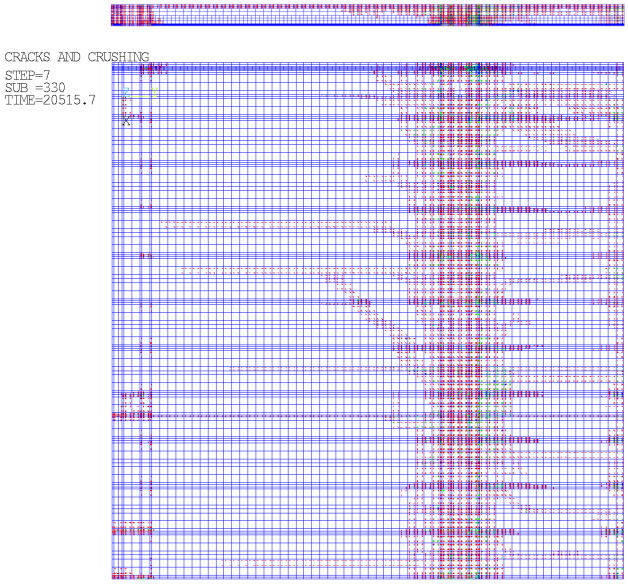


Figura IV.48. Fisuración del forjado 2 del caso C.2. Alzado y planta

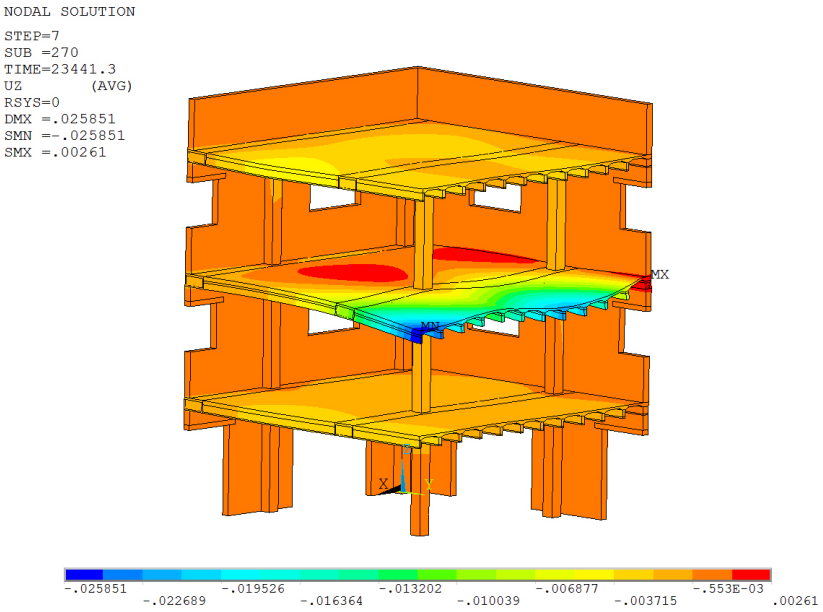


Figura IV.49. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso C.3

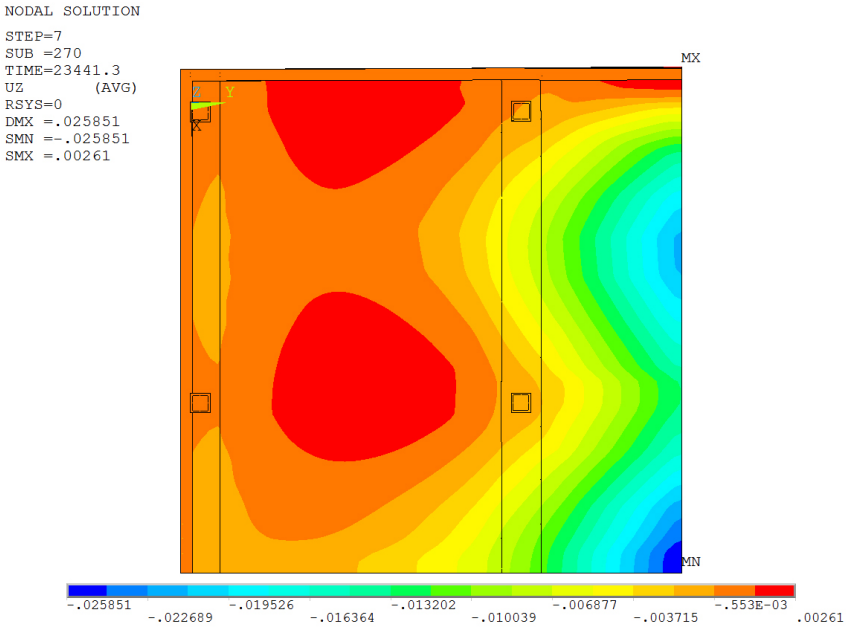


Figura IV.50. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso C.3

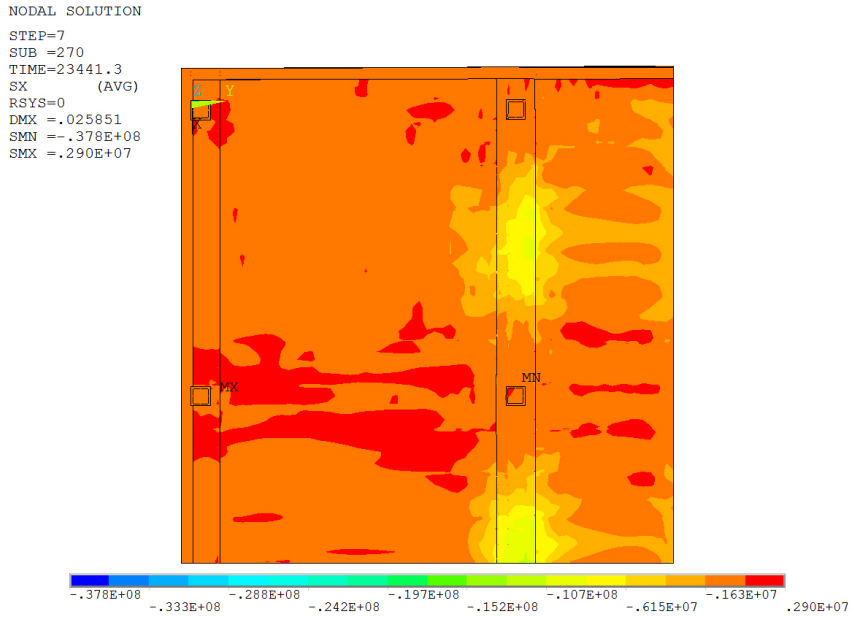


Figura IV.51. Tensiones en X del forjado 2 del caso C.3

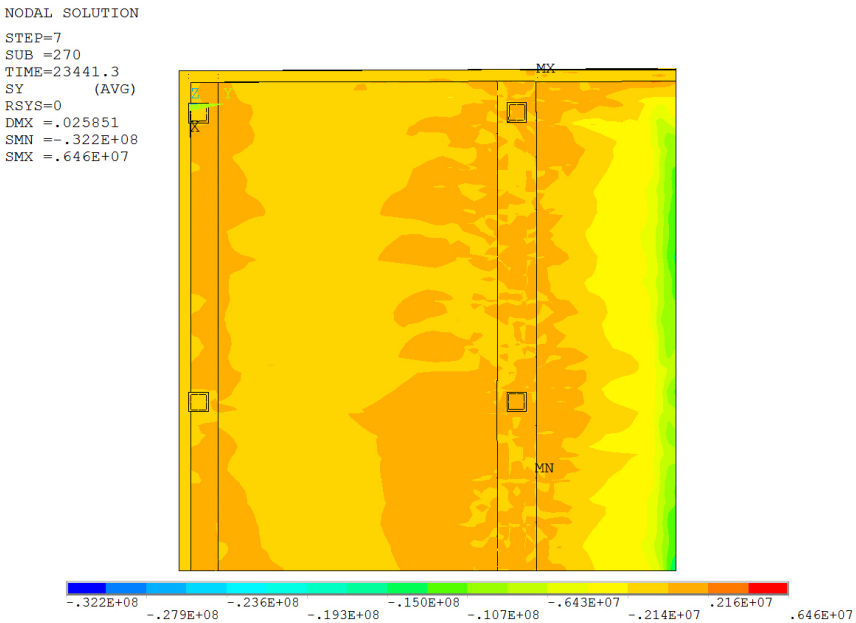


Figura IV.52. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.3

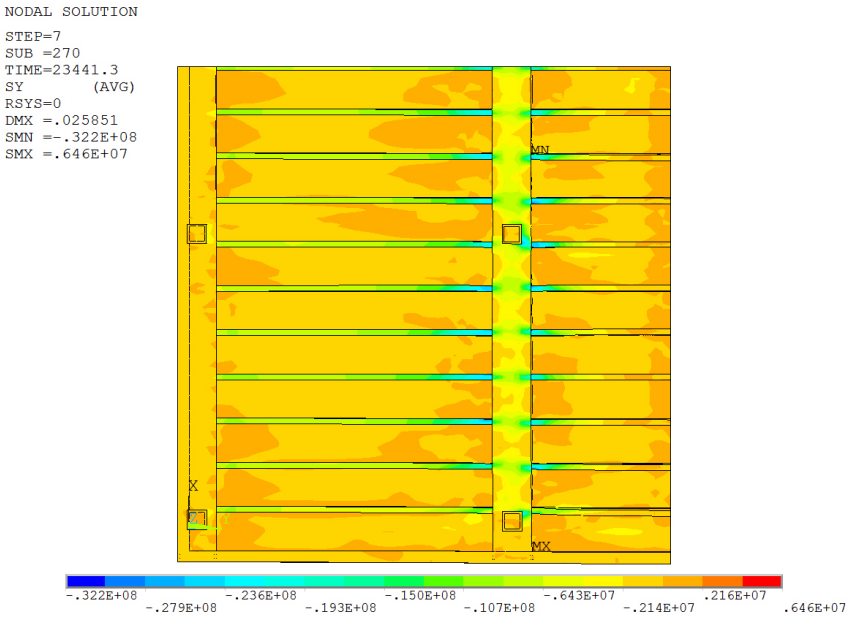


Figura IV.53. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.3. Vista inferior

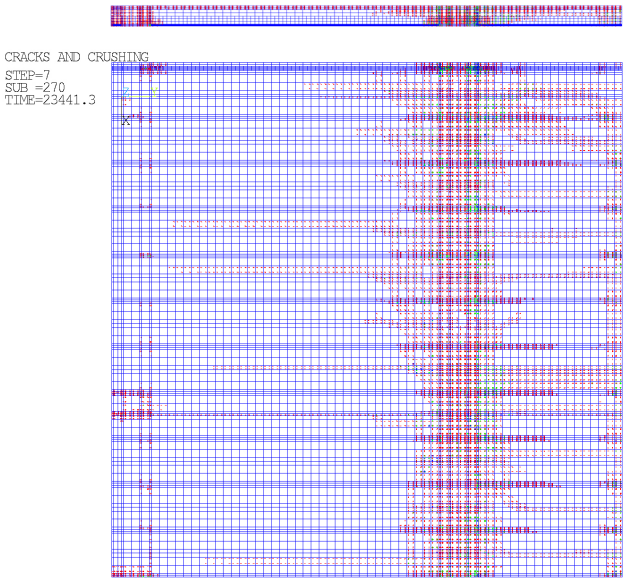


Figura IV.54. Fisuración del forjado 2 del caso C.3. Alzado y planta

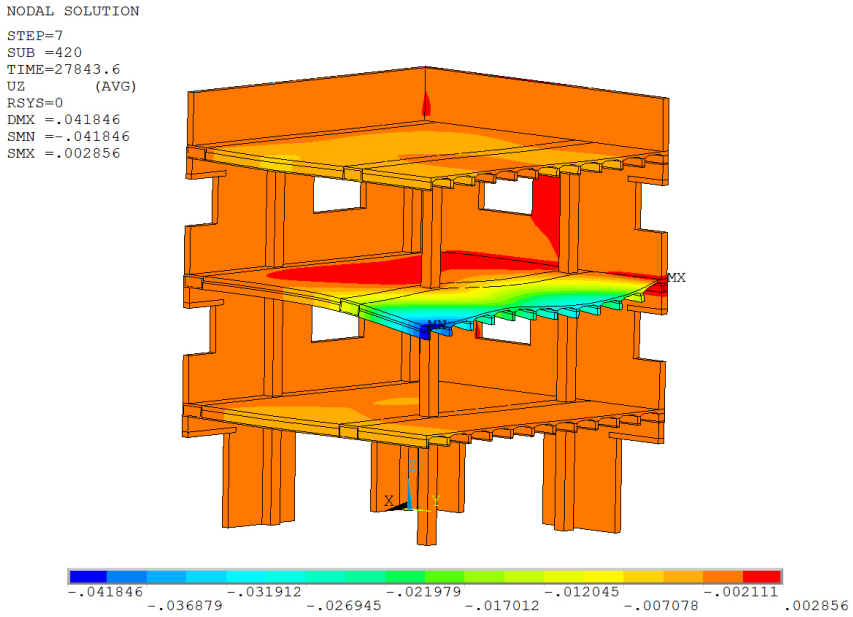


Figura IV.55. Vista en axonometría del desplazamiento en Z del caso C.4

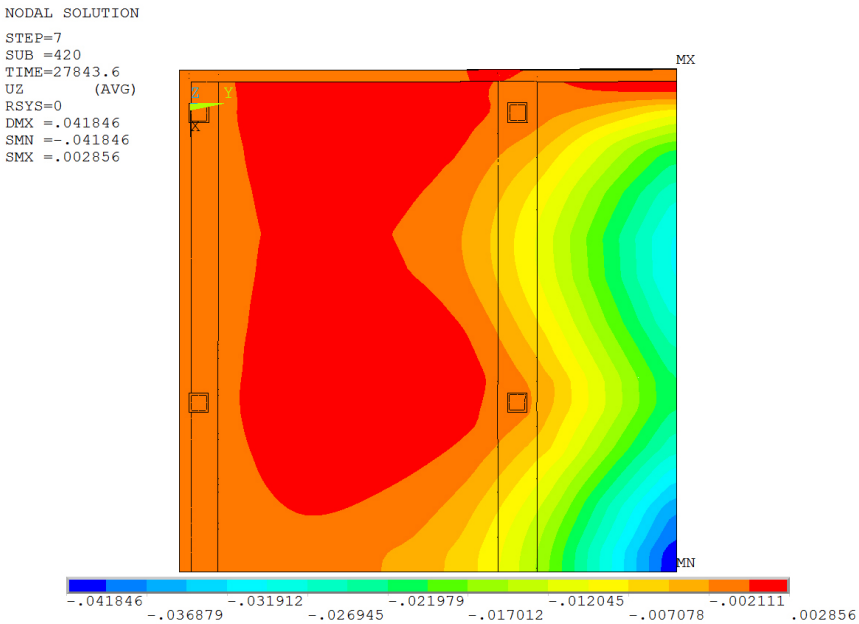


Figura IV.56. Desplazamiento en Z del forjado 2 del caso C.4

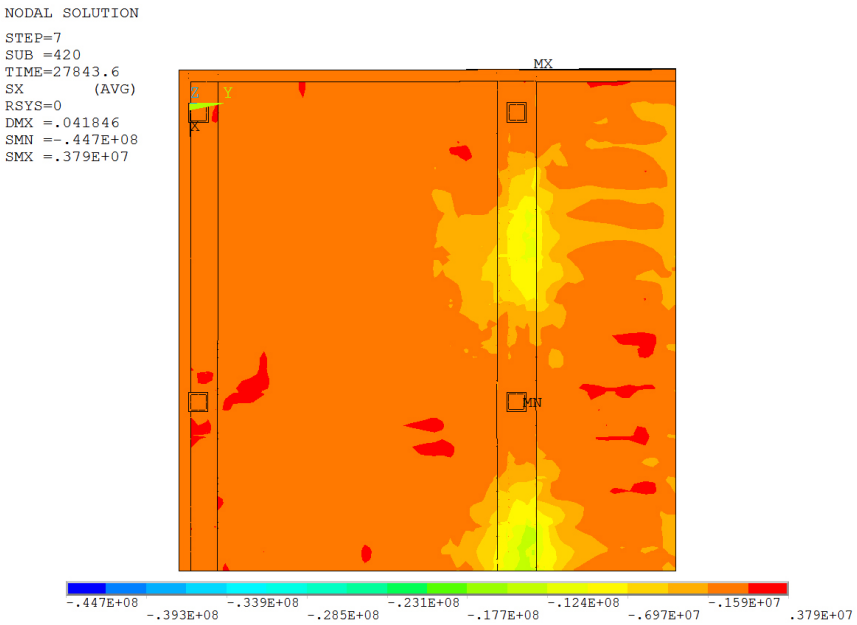


Figura IV.57. Tensiones en X del forjado 2 del caso C.4

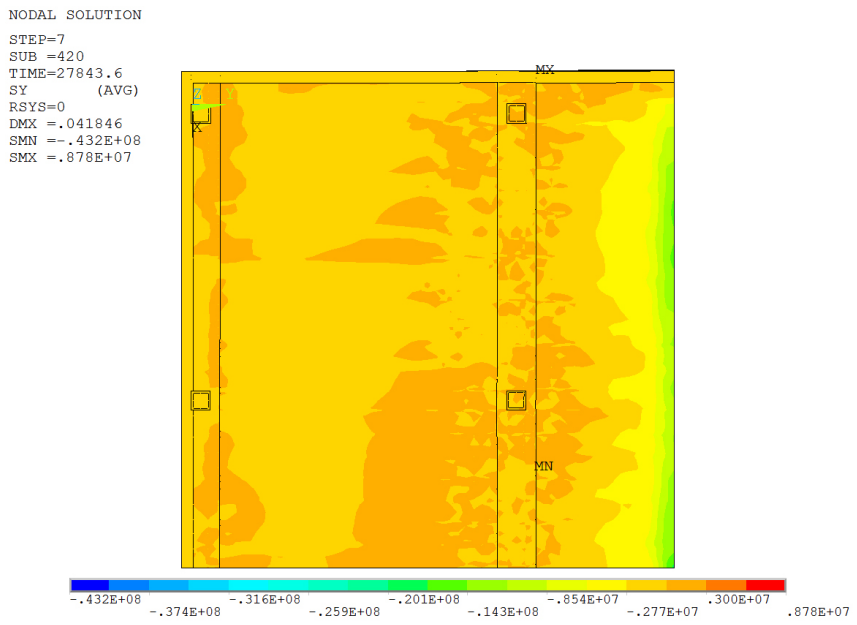


Figura IV.58. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.4

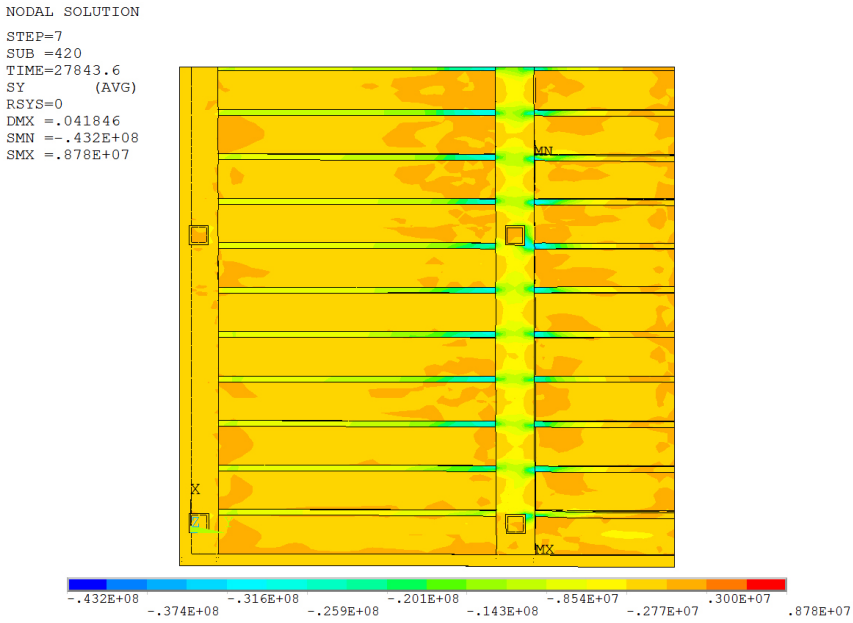


Figura IV.59. Tensiones en Y del forjado 2 del caso C.4. Vista inferior

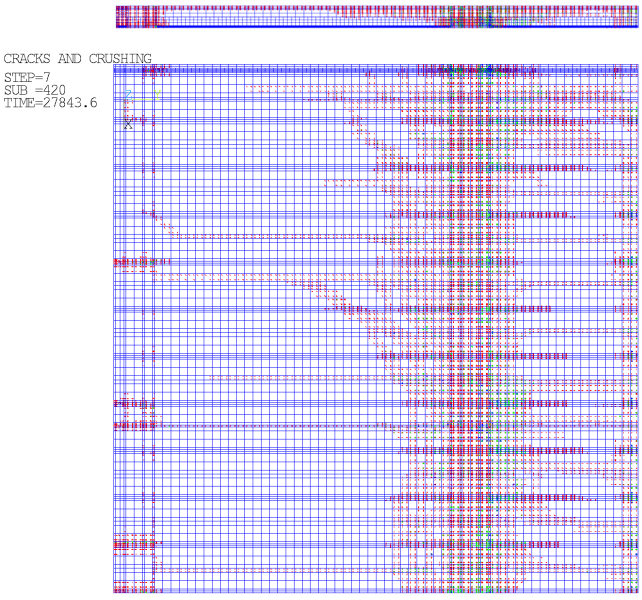


Figura IV.60. Fisuración del forjado 2 del caso C.4. Alzado y planta

Las primeras figuras (Figuras IV.1.-IV.6.) corresponden al estado previo al a fisuración, cuando están todos los forjados cargados hasta 6.100 N/m^2 y sin corrosión.

El resto de figuras (Figuras IV.7.-IV.60.) muestran los resultados previos al colapso de los diferentes modelos estudiados.

Se repite de nuevo la figura IV.61. debido a que es muy aclaratoria de cara a entender las conclusiones.

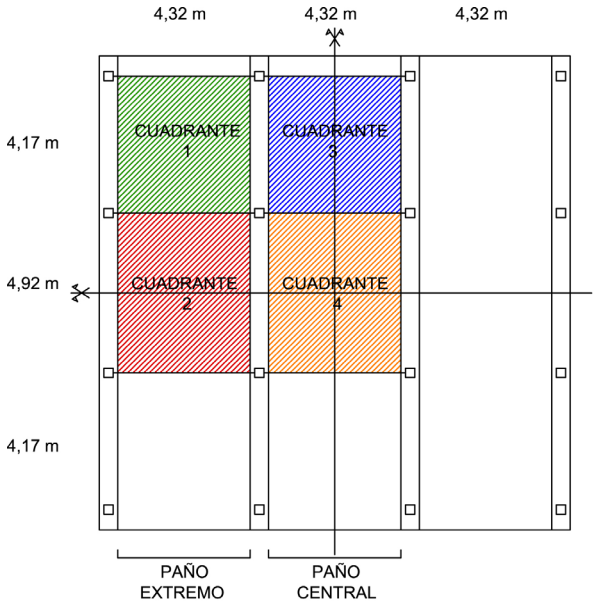


Figura IV.61. Planta del modelo

III.1. Desplazamiento vertical

A la carga de 6.100 N/m^2 todavía existe cierta contraflecha en las viguetas que van de pilar a pilar (figura IV.2.). En las viguetas que ocupan el centro de cada cuadrante ya aparece deformada vertical negativa, es decir, se ha recuperado prácticamente toda la contraflecha y se le suma la flecha de las vigas.

Llevando el modelo hasta la rotura, cargando el forjado completo, se aprecia en la figura IV.8. cómo el paño central se encuentra compensado por los paños extremos. El tramo central desciende del orden de la mitad que el extremo.

El efecto de poseer continuidad el paño central por ambos lados se pone de manifiesto comparando los valores de carga a los que llegan modelos cargados y corroídos solo en un paño. Por ejemplo, cuando se carga solo el paño extremo

sin corrosión de ningún nervio (caso B.1) aguanta hasta los 20.511 N/m^2, frente a los 23.291 N/m^2 del mismo caso en el paño central (caso C.1). Otra muestra aparece cuando se corroen todos los tendones inferiores de todos los nervios de un paño. Cuando ocurre esto en el paño extremo (caso B.2) la simulación alcanza valores de carga en torno a los 16.593 N/m^2, frente a los 21.600 N/m^2 que soporta la simulación con corrosión en el paño central (caso C.2).

En el Apéndice III se justifica el por qué unos cuadrantes deforman más o menos, bien sea por cuestiones de geometría, de carga o de corrosión. Estas mismas conclusiones sirven para este apartado, ya que los modelos simulados son los mismos cambiando los nervios armados por pretensados, por lo que no se considera necesario repetirlas.

III.2. Tensiones en X

Las tensiones en X son las tensiones en la dirección perpendicular a los nervios.

En la figura IV.3. se aprecia la distribución de tensiones en X a la carga de 6.100 N/m^2. Es bastante homogénea, ya que todavía no ha aparecido fisuración en los nervios, pero es menos homogénea que la correspondiente al modelo armado (figura III.3.). Se marcan los nervios centrales de cada cuadrante debido a su pretensado, a su contraflecha.

En los casos en que se llevan los modelos hasta la rotura se aprecia cierta transmisión de esfuerzos en la dirección X, de unos nervios a otros, en el centro de vano de las zonas que rompen, que son las más cargadas o las corroídas. Se observa esta colaboración transversal entre nervios en las figuras IV.15., IV.21., IV.27., IV.33., IV.39., IV.45., IV.51. y IV.57.

Además, las distribuciones de tensiones en X de los modelos cargados hasta el colapso son mucho más irregulares, debido a la fisuración.

III.3. Tensiones en Y

Las tensiones en la dirección Y son las tensiones en la dirección de los nervios.

En las figuras IV.4. y IV.5. se ve la distribución de tensiones en Y para el estado sin corrosión a la carga de 6.100 N/m^2. En la figura IV.5. se observa que las mayores compresiones aparecen en la parte de abajo de los nervios en la zona que llega a las vigas, y que toda la parte inferior de los nervios está comprimida. Esto es debido al pretensado, sobre todo de los dos torzales inferiores. Aún no se ha recuperado toda la contraflecha, es decir, aún no empieza a estar traccionada la parte inferior, ya que la fuerza de pretensado todavía es mayor que la tracción generada por la carga del forjado.

Comparando con la misma figura en el caso de forjado armado (figura III.5.) se ve cómo en este caso toda la parte inferior de los nervios, excepto la zona de llegada a las vigas, está traccionada debido a la flexión de éstos. En la zona

inferior de los nervios, a su llegada a las vigas, aparece compresión debido al efecto arco que se genera en el canto de los nervios. Parte de la carga se transmite por compresión pura a lo largo de un arco. Esto se aprecia muy bien en las vigas, ya que los esfuerzos de compresión van de los nervios de un paño al otro o de los nervios al pilar, por lo que se acodalan entre ellos.

Las únicas tracciones aparecen en la zona superior del forjado a su llegada a las vigas. En el forjado pretensado aparece un mayor rango tensional a la carga de 6.100 N/m^2, potenciado por la aparición de compresiones del orden de cuatro veces superior a las que aparecen en el forjado armado. En el forjado armado las tensiones en Y van desde -4,61 MPa hasta 2,55 MPa, y en el forjado pretensado van desde -19,3 MPa hasta 3,39 MPa. Debido a esto ase aprecian menos colores en la figura IV.4. que en la III.4.

Al igual que ocurre en los casos de forjados armados, al llevar a la rotura los restantes modelos, aparece mucha fisuración, con lo que ya no se transmiten prácticamente tracciones. La mayor parte del diagrama son compresiones. Los diagramas se vuelven muy irregulares, llegando los valores máximos de tracciones y compresiones a los valores de resistencia a la tracción y compresión del hormigón.

Se adivinan las zonas corroídas por la mayor irregularidad de los diagramas debido a la mayor fisuración.

Se aprecian las zonas más cargadas, que es por donde fisuran y rompen los dos paños completos, el paño extremo o el paño central, en las figuras IV.11., IV.17. y IV.41. respectivamente.

La corrosión estrecha los diagramas, como se aprecia en las figuras IV.22., IV.28., IV.34., IV.46., IV.52. y IV.58. La causa es la mayor fisuración en la parte inferior central de los nervios, con lo que se concentran las compresiones en la cara superior.

Una gran diferencia en los diagramas de tensiones en Y entre los casos de corrosión en forjados armados y pretensados son los diagramas de los casos en que se corroen solo los tres nervios centrales de un cuadrante. En los casos sanos o en los casos con corrosión en paño completo son bastante similares los diagramas. Ya se ha mencionado que en los casos de corrosión el diagrama de tensiones en Y, en la cara superior del forjado, se estrecha, se acentúa el valle en la deformada, y por tanto la zona de mayores compresiones en la cara superior del forjado.

Pero si se comparan los diagramas de los modelos con corrosión en un cuadrante, se ve que en los modelos pretensados se estrecha en todo el paño, mientras que en los armados se estrecha solo en el cuadrante corroído. Esto se observa comparando entre sí las figuras III.28. y IV.28. (caso B.3, cuadrante 1), las III.34. y IV.34. (caso B.4, cuadrante 2), las III.52. y IV.52. (caso C.3,

cuadrante 3), y las III.58. y IV.58. (caso C.4, cuadrante 4).

El causante de esta diferencia son los torzales pretensados que quedan en los nervios prefabricados en el caso de que se corroan totalmente los inferiores. En este estudio se emplea como nervio la vigueta T 12.3 de la empresa Prevalesa S.L. Al desaparecer por corrosión los dos torzales pretensados inferiores todavía quedan dos más, que colaboran en la sustentación de las tracciones, en la sección del nervio.

En el caso de los nervios armados in situ, al desaparecer los dos redondos inferiores por la corrosión, ya no hay armadura longitudinal en los nervios, el hormigón se encuentra solo.

Debido a esto, en los forjados armados los nervios afectados por la corrosión resisten mucho menos, y las tensiones en Y se concentran mucho más en las zonas corroídas. En cambio en los forjados pretensados, entre que quedan redondos pretensados en la sección y las resistencias de los hormigones son mayores, les queda cierta capacidad resistente a los nervios con los torzales inferiores corroídos, por esto no se hace el diagrama más estrecho de una forma tan evidente en los cuadrantes con corrosión. Aparece un estrechamiento generalizado en el paño al estar más cargado, como si se tratara de un paño sano o de un paño con corrosión en todos los nervios.

III.4. Fisuración

Al igual que en el Apéndice III, para los modelos con forjados armados in situ, con las figuras del estado de fisuración previo al colapso de los distintos modelos simulados, se intuyen las zonas del forjado que han sido corroídas o las zonas más cargadas en los modelos sanos.

En los casos sanos se concentra más la fisuración en el centro del vano en los modelos pretensados (figuras III.18.-IV.18.).

En las figuras correspondientes a los modelos con corrosión en un cuadrante no se aprecian prácticamente las líneas de rotura ni la mayor concentración de fisuración en el centro de vano en un cuadrante (figuras IV.30., IV.36., IV.54. y IV.60.).

Apéndice V. Comparación del descenso vertical entre los forjados de 30 cm de canto armados y pretensados

En la elaboración de los apartados 7.1.3. y 7.2.3., correspondientes a los resultados obtenidos respecto a las curvas carga-desplazamiento de los modelos de forjados armados y pretensados de 30 cm de canto, se obtiene mucha más información de la plasmada en estos apartados para extraer conclusiones. En este apéndice se aprovecha toda la información elaborada de cara a obtener el mayor número de conclusiones posibles.

En el siguiente apéndice se comparan las curvas carga-desplazamiento de todos los modelos de forjados armados y pretensados de 30 cm de canto que se han simulado, de cara a obtener las conclusiones respecto a las diferencias de comportamiento entre ambos.

De forma resumida, los distintos casos estudiados son:

Caso A	Caso sano con carga en el forjado 2 completo
Caso B.1	Caso sano con carga en el paño extremo del forjado 2
Caso B.2	Caso con corrosión completa de todos los redondos inferiores de del paño extremo, con carga hasta el colapso en este paño
Casos B.3 y B.4	Casos con corrosión de los redondos inferiores de los tres nervios centrales de los cuadrantes 1 y 2
Caso C.1	Caso sano con carga en el paño central del forjado 2
Caso C.2	Caso con corrosión completa de todos los redondos inferiores de del paño central, con carga hasta el colapso en este paño
Casos C.3 y C.4	Casos con corrosión de los redondos inferiores de los tres nervios centrales de los cuadrantes 3 y 4

Ya se conoce que en los modelos aparecen dos tipos de paños, el extremo y el central. Dentro del paño extremo existen el cuadrante 1 o cuadrante en esquina y el cuadrante 2 o cuadrante en la simetría paralela a los nervios. El modelo simulado es el correspondiente a un cuarto del total, aprovechando que es doblemente simétrico.

Dentro del paño central se sitúa el cuadrante 3 o cuadrante en la simetría perpendicular a los nervios y el cuadrante 4 o cuadrante en la doble simetría.

Los puntos en los que se han representado las curvas carga-desplazamiento son los centrales de cada cuadrante.

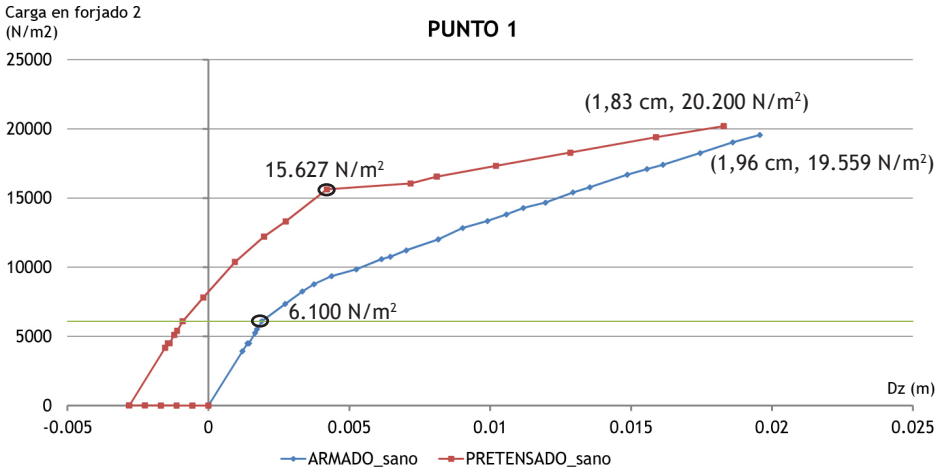


Figura V.1. Curvas carga-deplazamiento del punto 1 de los modelos sanos

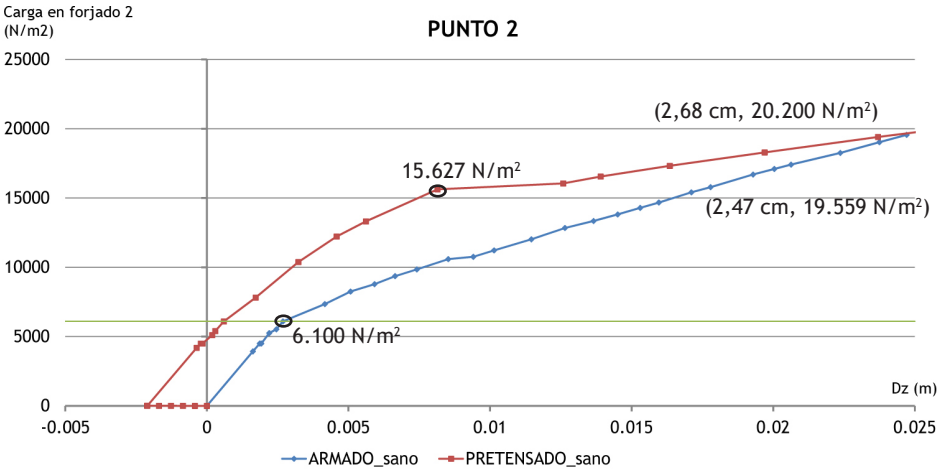


Figura V.2. Curvas carga-deplazamiento del punto 2 de los modelos sanos

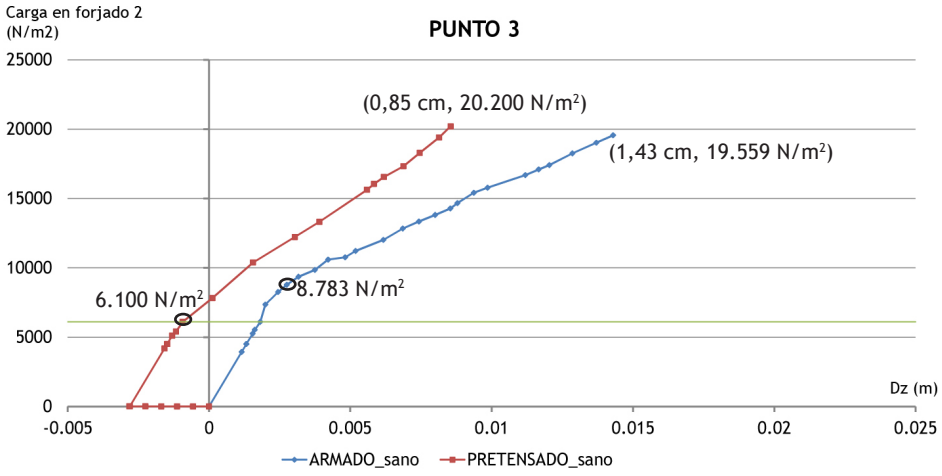


Figura V.3. Curvas carga-deplazamiento del punto 3 de los modelos sanos

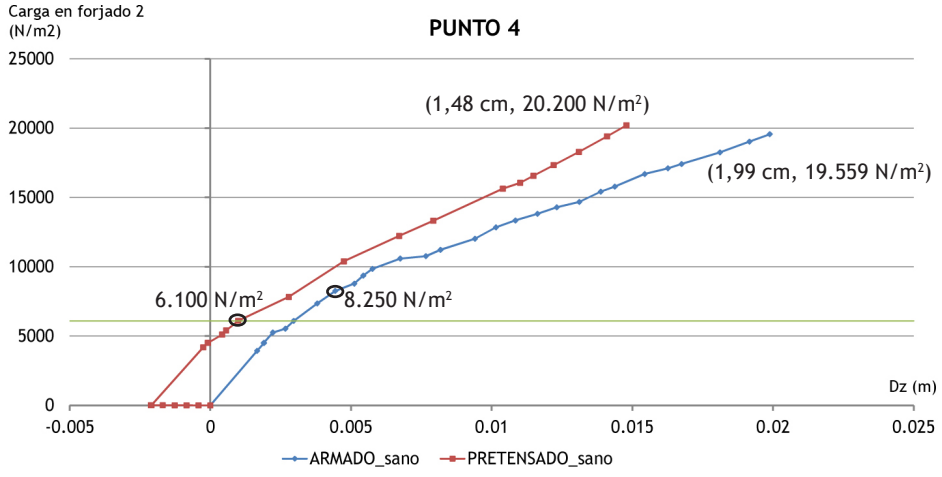


Figura V.4. Curvas carga-deplazamiento del punto 4 de los modelos sanos

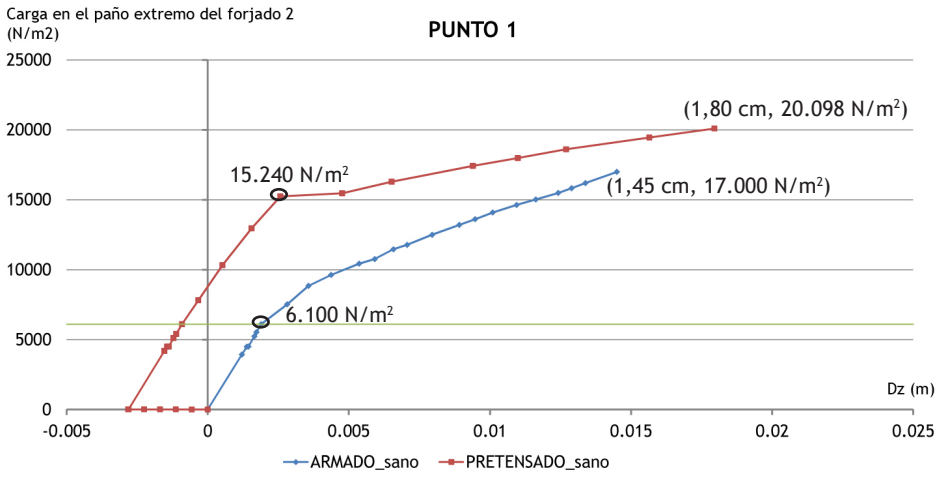


Figura V.5. Curvas carga-deplazamiento del punto 1 de los modelos sanos con carga hasta el colapso en el paño extremo

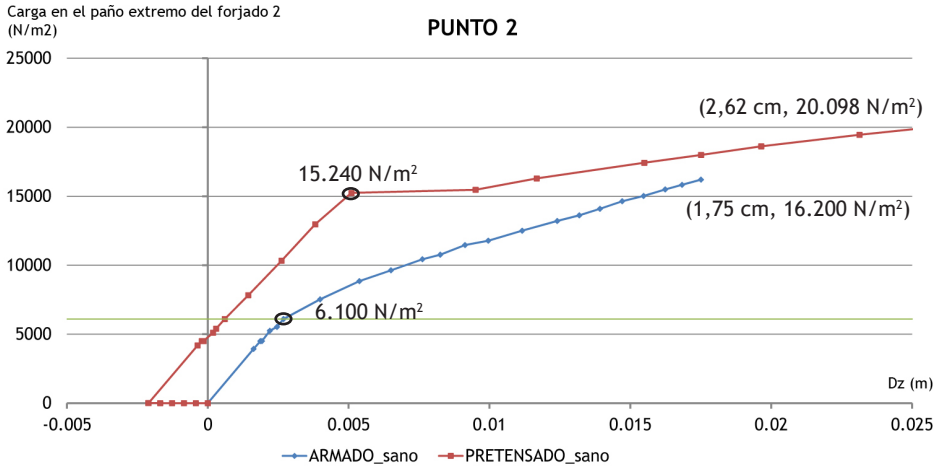


Figura V.6. Curvas carga-deplazamiento del punto 2 de los modelos sanos con carga hasta el colapso en el paño extremo

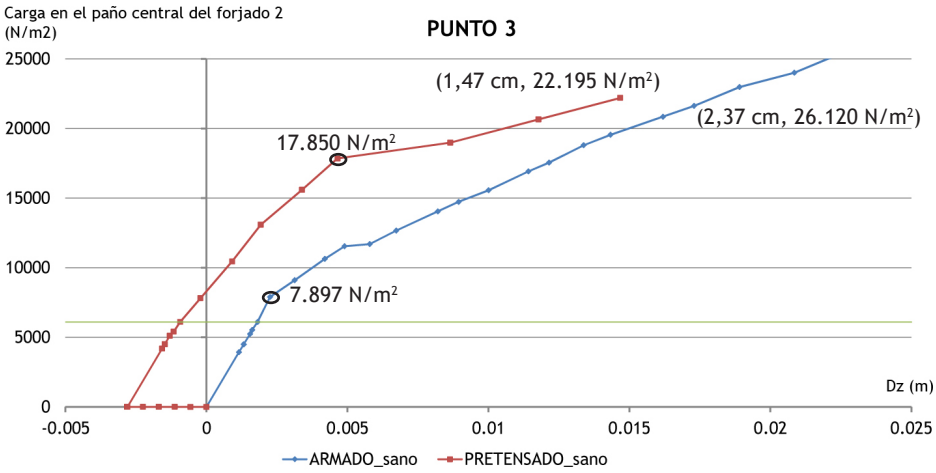


Figura V.7. Curvas carga-deplazamiento del punto 3 de los modelos sanos con carga hasta el colapso en el paño central

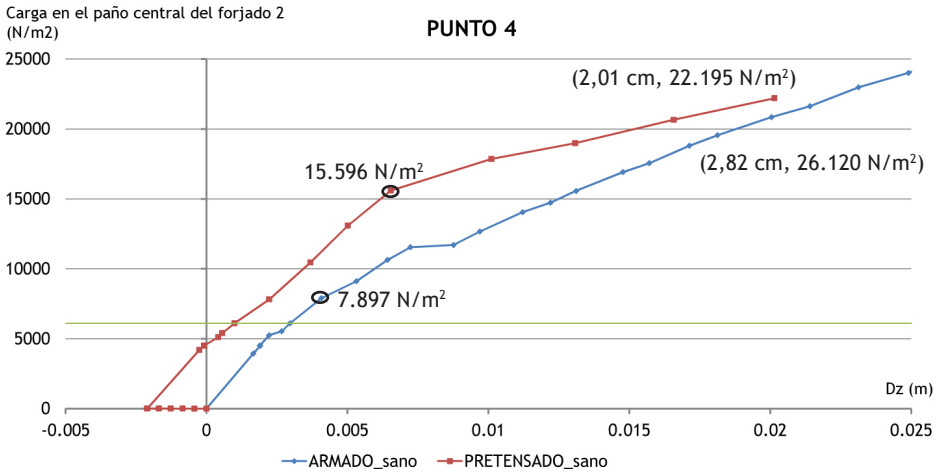


Figura V.8. Curvas carga-deplazamiento del punto 4 de los modelos sanos con carga hasta el colapso en el paño central

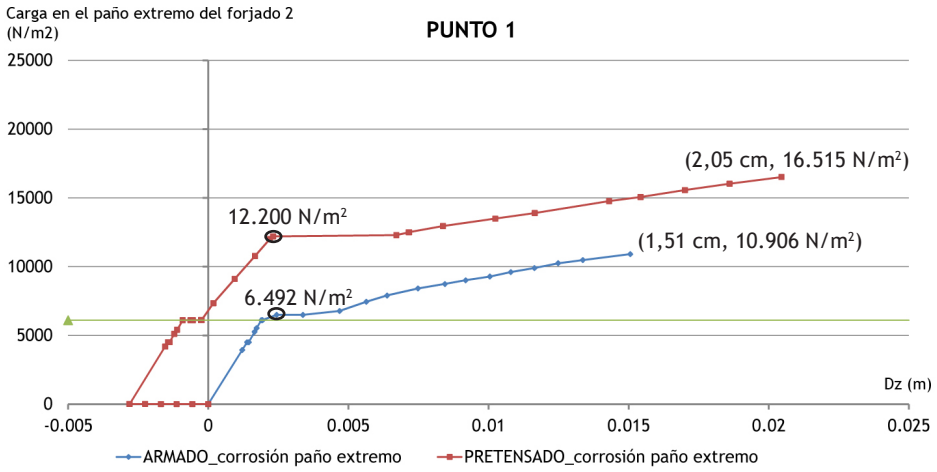


Figura V.9. Curvas carga-deplazamiento del punto 1 de los modelos con corrosión en el paño extremo

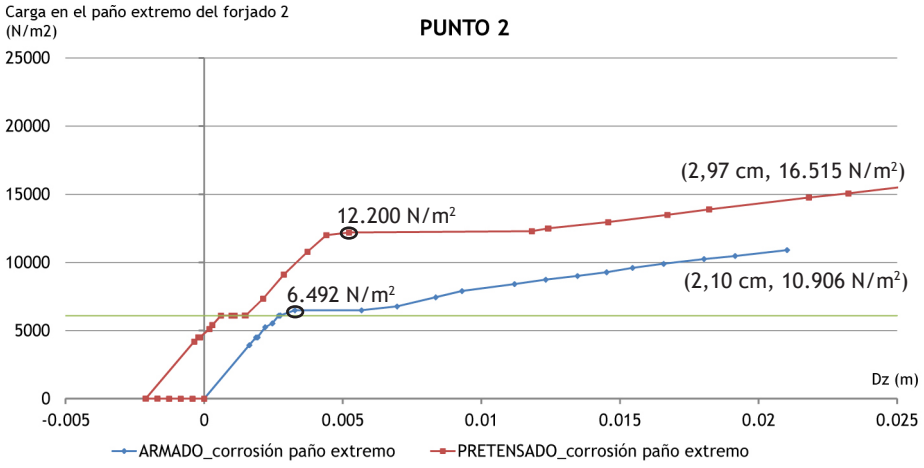


Figura V.10. Curvas carga-deplazamiento del punto 2 de los modelos con corrosión en el paño extremo

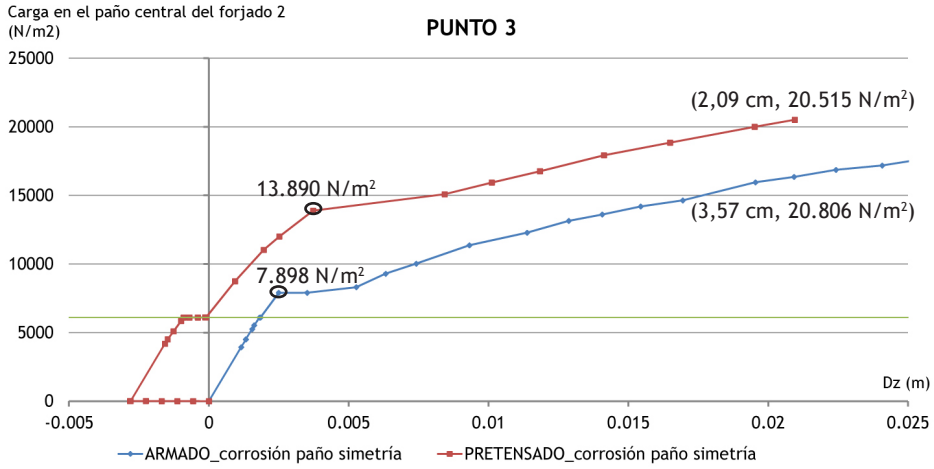


Figura V.11. Curvas carga-deplazamiento del punto 3 de los modelos con corrosión en el paño central

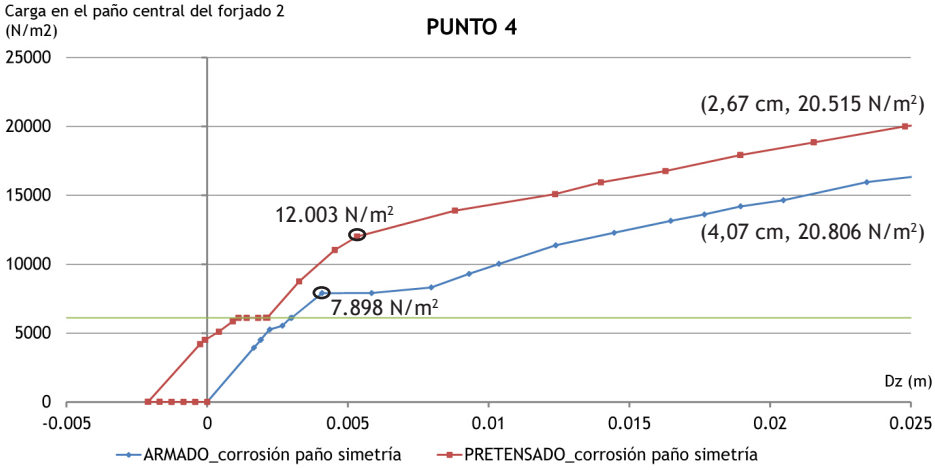


Figura V.12. Curvas carga-deplazamiento del punto 4 de los modelos con corrosión en el paño central

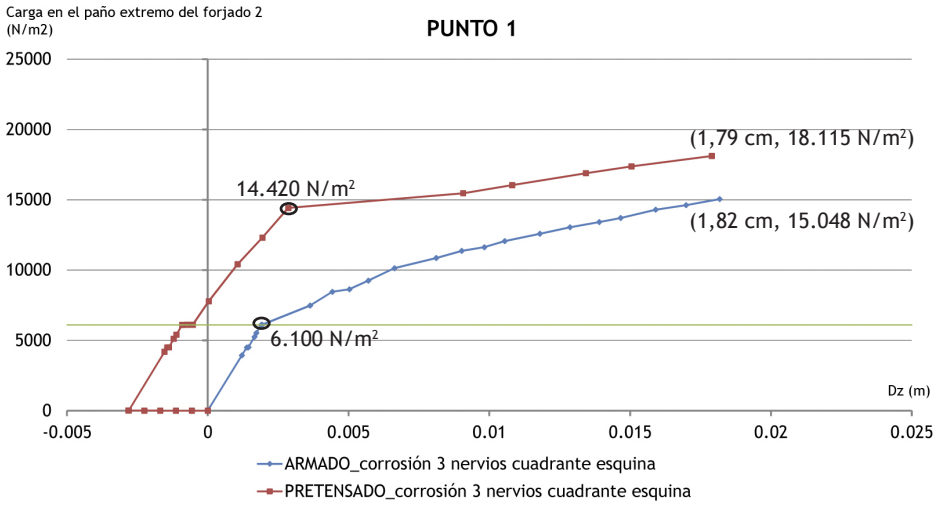


Figura V.13. Curvas carga-deplazamiento del punto 1 de los modelos con corrosión en el cuadrante en esquina

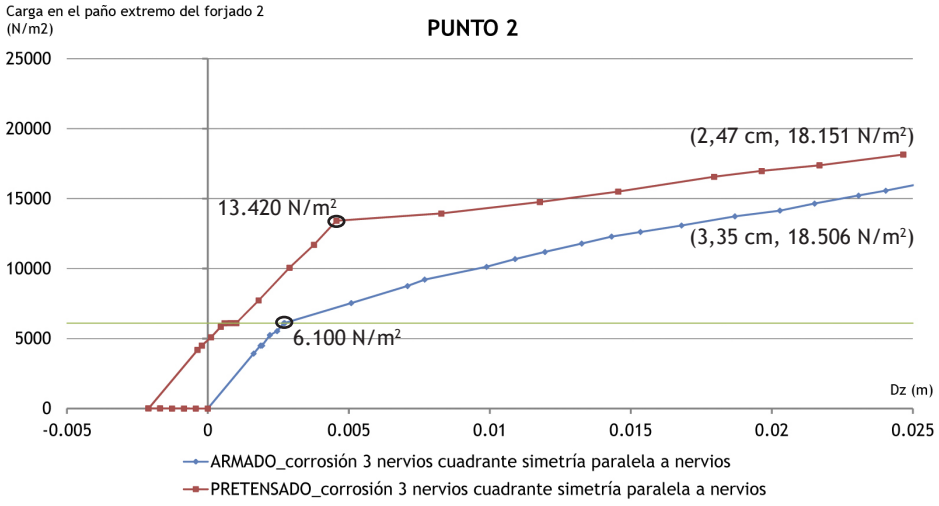


Figura V.14. Curvas carga-deplazamiento del punto 2 de los modelos con corrosión en el cuadrante en la simetría paralela a los nervios

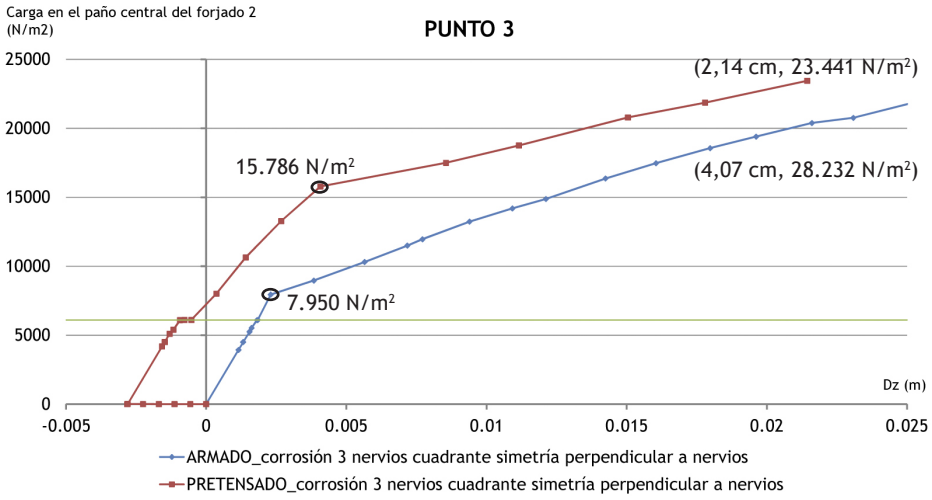


Figura V.15. Curvas carga-deplazamiento del punto 3 de los modelos con corrosión en el cuadrante en la simetría perpendicular a los nervios

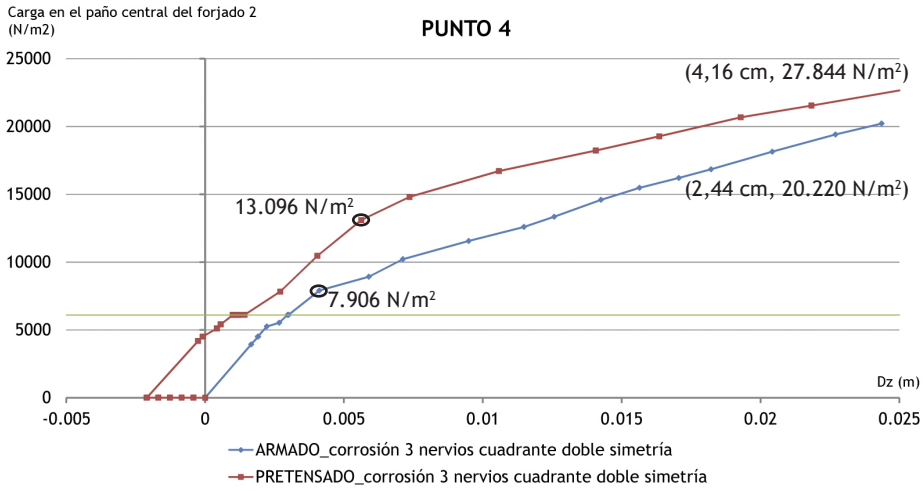


Figura V.16. Curvas carga-deplazamiento del punto 4 de los modelos con corrosión en el cuadrante en la doble simetría

En todos los casos sanos y con corrosión los modelos de forjados pretensados aguantan más carga con menor deformación. Esto es debido en parte al pretensado, que produce una cierta contraflecha de algunos milímetros, y en parte a que al simular la corrosión de los redondos inferiores, en los casos de nervios pretensados quedan todavía 2 redondos del 5 pretensados; y en los casos de nervios armados los nervios quedan sin armadura longitudinal.

En las figuras V.1., V.2., V.3. y V.4. se representan las curvas carga-desplazamiento de los modelos sanos cuando se carga todo el forjado 2 hasta el colapso. Se aprecia como el punto 2 es el dominante en el paño extremo y el punto 4 en el paño central, porque poseen mayores deformaciones con los mismos valores de carga. Y al analizar las cuatro figuras vemos que el punto dominante del conjunto del forjado es el punto 2. Debido a esto los puntos 2 y 4 son los determinantes a la hora de comprobar limitaciones de flecha.

En las figuras V.5., V.6., V.7. y V.8. se observan las curvas carga-desplazamiento de los modelos sanos cuando carga hasta el colapso el paño analizado. En los puntos 1 y 2 el paño que se analiza es el extremo, y en los puntos 3 y 4 el central. Cabe recordar que el resto del forjado 2 y los forjados 1 y 3 se cargan hasta 6.100 N/m^2 y se mantiene esta carga hasta el colapso de la zona más cargada.

Se aprecia que el paño determinante en los modelos es el extremo, que no tiene continuidad por un lateral. Ya que en los puntos 1 y 2 (figuras V.5. y V.6.) se alcanza siempre menor deformada y carga, en los modelos que cargamos hasta el colapso solo el paño extremo. Por contra, en los puntos 3 y 4 del paño central (figuras V.7. y V.8.) se alcanzan deformadas y cargas considerablemente mayores en los modelos cargados en el paño central, respecto de los modelos con más carga en todo el forjado 2. Con esto se verifica que el paño dominante es el extremo y que el punto dominante es el 2 (cuadrante simetría paralela a los nervios).

En las figuras V.3. y V.4. no se aprecia bien el cambio de pendiente, debido a que no falla este paño. En cambio, en las figuras V.7. y V.8. se aprecia claramente el cambio de pendiente de la curva, sobre todo para los modelos pretensados. Esto ocurre porque al cargar más solo el paño central, es este paño el que falla, el que colapsa.

Se muestran las curvas carga-desplazamiento de los modelos con corrosión completa de un paño, en las figuras V.9., V.10., V.11. y V.12. Se ve claramente la pérdida de rigidez ocasionada por la corrosión. Así como esta pérdida es casi inmediata en los modelos de forjados armados, los modelos con forjados pretensados sufren una flecha instantánea de algún milímetro al corroer los tendones inferiores, pero en este caso la curva vuelve a coger la pendiente inicial de nuevo durante un cierto tramo antes de cambiar a pendientes mucho menores, menos seguras. Esto es debido a que entran en carga los tendones

pretensados restantes. De nuevo el paño extremo y el punto 2 adquieren mayor protagonismo al poseer en las curvas la zona de fluencia y de cambio de pendiente a menores cargas y deformadas en los puntos 1 y 2. Además el punto 2 posee las zonas de cedencia o fluencia mayores y más claramente visibles, alcanzando mayores deformaciones verticales.

El escalón de cedencia aparece alrededor de los 12.200 N/m^2 de carga para los modelos pretensados en los puntos 1 y 2, y alrededor de 6.492 N/m^2 para los modelos armados. Es decir, los forjados pretensados tienen del orden del doble de seguridad en el caso de corroerse todo los nervios del paño extremo. En el paño central esta diferencia de magnitud no es tan grande, comparando los 13.000 N/m^2 con 8.000 N/m^2. La relación es de 1,625 veces mayor seguridad los forjados pretensados que los armados.

Finalmente, en las figuras V.13., V.14., V.15. y V.16., se muestran las curvas de los modelos en los que existe corrosión en un cuadrante. Una diferencia sustancial con los modelos de corrosión de paño completo es que los escalones de cedencia o fluencia con incremento repentino de deformada se disimulan sin aumentar la carga, ya no tienen pendientes tan próximas a cero. Esto es debido a la colaboración de los nervios contiguos, siendo más evidente la diferencia en los casos de nervios armados. Todos los escalones suben en el valor de carga en el que aparecen.

El cambio de pendiente comienza en valores desde los 13.000 hasta los 16.000 N/m^2 dependiendo del cuadrante analizado en los casos de forjados pretensados, frente al valor de 6.000-8.000 N/m^2 de los forjados armados. Se habla de nuevo de factores de 2 al tratar el tema de seguridad de los forjados pretensados frente a los armados en caso de corrosión completa de los redondos inferiores.

Es necesario recordar que no se puede considerar que los valores finales a los que llega con convergencia cada modelo tienen una perfecta precisión. Es conocida la gran variedad de factores que intervienen en el cálculo iterativo. Pero lo que sí que es información adecuada para sacar conclusiones son los valores de carga y desplazamiento para el escalón de cedencia y el cambio de pendiente.

DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES ARQUITECTÓNICAS

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA