

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

Grado en Ingeniería Civil



“Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento. Proyecto de cámara de carga y tubería (TT.MM. de Villamarchante, Ribarroja y Manises, Valencia) para abastecimiento a la ETAP de La Presa”

VALENCIA, JULIO de 2014

TRABAJO FINAL DE GRADO

Autor:

Antonio Valles Murcia

Tutor:

Vicente Javier Macián Cervera



ÍNDICE

- **PARTE 0:** Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento.
 - AUTORES:
 - Luis Manuel Brox Escudero
 - Vicente Ferruses García
 - Álvaro Ortín Teruel
 - Antonio Valles Murcia

- **PARTE 1:** Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento. Proyecto de azud de derivación en el cauce del río Turía. (T.M. de Villamarchante, Valencia) para abastecimiento a la ETAP de La Presa.
 - AUTOR:
 - Vicente Ferruses García

- **PARTE 2:** Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento. Proyecto de obra de toma y canal a cielo abierto (T.M. de Villamarchante, Valencia) para abastecimiento a la ETAP de La Presa.
 - AUTOR:
 - Álvaro Ortín Teruel

- **PARTE 3:** Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento. Proyecto de cámara de carga y tubería (TT.MM. de Villamarchante, Ribarroja y Manises, Valencia) para abastecimiento a la ETAP de La Presa.
 - AUTOR:
 - Antonio Valles Murcia

- **PARTE 4:** Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento. Proyecto de obra de entrega de aguas superficiales procedentes del cauce del río Turia para abastecimiento a la ETAP de La Presa (T.M. de Manises, Valencia).
 - AUTOR:
 - Luis Manuel Brox Escudero



RESUMEN

CASTELLANO

El proyecto consiste en el estudio de soluciones para el diseño de un sistema de captación y transporte de agua en el río Turia que abastezca a la ETAP "La Presa" (T.M. Manises). Los objetivos fundamentales del proyecto son la mejora del funcionamiento de la planta, el cual se ve seriamente afectado en episodios de lluvias por el desbordamiento del barranco Mandor, aguas arriba de la planta, que causa un aumento de los contaminantes en el agua que llega hasta ETAP, provocando la parada en su funcionamiento. Por otro lado, con la definición de la ubicación de la captación se pretende mejorar la calidad del agua que llega a la planta, basándose en la presencia de nitratos en el agua, parámetro que no es objeto de tratamiento por la ETAP. El proyecto consta de dos partes: una parte común realizada en conjunto por los cuatro alumnos que integran el grupo de trabajo de este TFG en el que se ha realizado un estudio de soluciones detallado analizando las alternativas definidas previamente y un predimensionamiento previo de la solución escogida, y una parte individual en la que cada alumno a definido su parte correspondiente del proyecto, dividido en: proyecto de azud de derivación en el cauce del río Turia, proyecto de obra de toma y canal a cielo abierto, proyecto de cámara de carga y tubería y proyecto de obra de entrega de aguas superficiales procedentes del cauce del río Turia.

INGLÉS

The project involves the study of solutions to design a system to capture and transport of water in the River Turia that supplies to the water treatment station "La Presa" (TM Manises). The main objectives of the project are to improve the operation of the plant, which is severely affected by rainfall events by the Mandor overflow channel which is upstream of the plant- This causes an increase of pollutants in the water that reaches the water treatment station and causes the stop operation. Furthermore, the definition of the location of the feedback is to improve the quality of water reaching the plant, based on the presence of nitrates in the water, a parameter that is not processed by the water treatment station. The project consists of two parts: a common part held together by four students who make up the working group in this Final Degree Project which has made a detailed study analyzing alternative solutions defined previously and a previous pre-dimensioning of the solution chosen. Additionally, there is a single part of the project in which each student defined its share in the project. These sections of the project are: deviation dam in the Turia river, Open Channel Pit and headworks, pipe work and delivery of surface water from the Turia river.

VALENCIÀ

El projecte consisteix en l'estudi de solucions per al disseny d'un sistema de captació i transport d'aigua en el riu Túria que abasteix a l'ETAP "La Presa" (T.M. Manises) . Els objectius fonamentals d'aquest projecte són la millora del funcionament de la planta, el qual es veu seriosament afectat en episodis de pluges pel desbordament del barranc Mandor, aigües dalt de la planta, que causa un augment dels contaminants en l'aigua que arriba fins ETAP, provocant la parada en el seu funcionament. D'altra banda, amb la definició de la ubicació de la captació es pretén millorar la qualitat de l'aigua que arriba a la planta, basant-se en la presència de nitrats en l'aigua, paràmetre que no és objecte de tractament per l'ETAP. El projecte consta de dos parts: una part comuna realitzada en conjunt pels quatre alumnes que integren el grup de treball d'aquest TFG en el que s'ha realitzat un estudi de solucions detallat, analitzant les alternatives definides prèviament; i un predimensionament previ de la solució escollida, i una part individual en què cada alumne ha definit la seua part corresponent del projecte, dividit en: projecte d'assut de derivació en el llit del riu Túria, projecte d'obra de presa i canal a cel obert, projecte de cambra de càrrega i canonada i projecte d'obra d'entrega d'aigües superficials procedents del llit del riu Túria.



PARTE 0:

**DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y
TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO**

AUTORES:

LUIS MANUEL BROX ESCUDERO

VICENTE FERRUSES GARCÍA

ÁLVARO ORTÍN TERUEL

ANTONIO VALLES MURCIA



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE "LA PRESA"





ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1	2.4.2. Valoración económica	10
1.1. Objetivo del TFG	1	2.4.2.1. Costes de construcción	10
1.1.1. Mejora del funcionamiento de la ETAP	1	2.4.2.1.1. Captación 1, Entrega 1	10
1.1.2. Mejora de la calidad del agua	1	2.4.2.1.1.1. Desglose Azud 1	11
1.2. Objeto de estudio	2	2.4.2.1.1.2. Desglose Entrega 1	11
1.3. Condicionantes	2	2.4.2.1.2. Captación 1, Entrega 2	12
1.4. Estructura del documento	2	2.4.2.1.2.1. Desglose Entrega 2	12
2. DISEÑO DE UN SISTEMA CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO ...	2	2.4.2.1.3. Captación 2, Entrega 1	12
2.1. Antecedentes	2	2.4.2.1.3.1. Desglose Azud 2	13
2.2. Recopilación de información y visitas de campo	2	2.4.2.1.3.2. Desglose Bombeo	13
2.2.1. Organismos Consultados	2	2.4.2.1.4. Captación 2, Entrega 2	13
2.2.1.1. Ayuntamientos de Vilamarxant, Riba-roja y Manises	2	2.4.2.2. Costes de mantenimiento	14
2.2.1.2. Parque Natural del Turia	3	2.4.2.2.1. Captación 1	14
2.2.2. Visitas de campo	3	2.4.2.2.2. Captación 2	14
2.3. Descripción de la zona de estudio	3	2.4.2.3. Costes de explotación	14
2.3.1. Situación y Emplazamiento	3	2.4.2.3.1. Captación 1, Entrega 1	14
2.3.2. Climatología	4	2.4.2.3.2. Captación 1, Entrega 2	14
2.3.3. Geología	4	2.4.2.3.3. Captación 2, Entrega 1	15
2.3.4. Geomorfología	5	2.4.2.3.3.1. Desglose Bombeo	15
2.3.5. Hidrología	5	2.4.2.3.4. Captación 2, Entrega 2	15
2.3.5.1. Hidrología superficial	5	2.4.3. Análisis Multicriterio	15
2.3.5.2. Hidrología subterránea	5	3. BIBLIOGRAFÍA	17
2.3.6. Riesgo de deslizamiento y desprendimiento	5		
2.3.7. Vegetación	5		
2.4. ESTUDIO DE SOLUCIONES	6		
2.4.1. Descripción de las soluciones	6		
2.4.1.1. Introducción	6		
2.4.1.2. Captación 1	6		
2.4.1.2. Captación 2	8		
2.4.1.3. Entrega 1	10		
2.4.1.4. Entrega 2	10		



ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Situación geográfica del Parque Natural del Turia.....	3
Ilustración 2.Situación geográfica de la zona objeto del proyecto. Municipios involucrados.....	3
Ilustración 3. Diagramas de Gausson de tres estaciones climáticas localizadas en el ámbito de estudio.....	4
Ilustración 4. Datos nubosidad de la zona de estudio	4
Ilustración 5: Localización de la captación de la Alternativa 1.	6
Ilustración 6: Planta Captación 1, Azud y Canal. (<i>Plano 03111. Captación 1. Planta General</i>).....	7
Ilustración 7: Planta Tubería Captación 1 (<i>Plano 03111. Captación 1. Planta General</i>)	8
Ilustración 8: Localización Captación Alternativa 2	8
Ilustración 9: Planta Trazado Captación2 (<i>Plano 03211. Captación 2. Planta General</i>)	9

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Características Azud Captación 1.	7
Tabla 2. Características del Azud Captación 2	8
Tabla 3: Coste de Construcción Solución 1.	10
Tabla 4: Dimensiones de los elementos del azud 1.	11
Tabla 5: Coste de construcción del azud 1.....	11
Tabla 6: Coste de construcción de la entrega 1.	11
Tabla 7: Coste de construcción Solución 2.	12
Tabla 8: Coste de construcción entrega 2.....	12
Tabla 9: Coste de construcción Solución 3.	12
Tabla 10: Dimensiones de los elementos del azud 2.	13
Tabla 11: Coste de construcción de la cámara de aspiración.	13
Tabla 12: Coste de construcción Solución 4.	13
Tabla 13: Coste de mantenimiento captación 1.	14
Tabla 14: Coste de mantenimiento captación 2.	14
Tabla 15: Coste de explotación Solución 1.	14
Tabla 16: Coste de explotación Solución 2.	14
Tabla 17: Coste de explotación Solución 3.	15
Tabla 18: Coste de explotación Solución 4.	15
Tabla 19: Pesos del Análisis Multicriterio.	15
Tabla 20: Resultados. Método en base 10.....	15
Tabla 21. Matriz de Dominación del Método Pres.	15
Tabla 22: Resultados. Método PRES.	16

ÍNDICE DE ANEJOS

1. Anejo 0.1. Análisis de Agua
2. Anejo 0.2. Cálculos Hidrológicos
3. Anejo 0.3. Predimensionamiento de las alternativas
4. Anejo 0.4. Estudio de Soluciones



1. INTRODUCCIÓN

El presente proyecto se realiza a instancias del Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, propuesto por el profesor Vicente Javier Macián, para el desarrollo del Trabajo Final de Grado por parte de cuatro alumnos de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Valencia.

El proyecto está dividido en dos partes: El diseño general de la solución adoptada (elaborado por el grupo) y el diseño en detalle de los 4 tramos en que se divide la obra (a desarrollar por cada alumno). Los trabajos realizados se recogen en los siguientes TFG:

- a) Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento. Proyecto de azud de derivación en el cauce del río Turia (T.M. de Villamarchante, Valencia) para abastecimiento a la ETAP de La Presa.

Alumno: Vicente Ferruses García.

- b) Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento. Proyecto de obra de toma y canal a cielo abierto (T.M. Villamarchante, Valencia) para abastecimiento a la ETAP de La Presa.

Alumno: Álvaro Ortín Teruel.

- c) Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento. Proyecto de cámara de carga y tubería (TT.MM. de Villamarchante, Ribarroja y Manises, Valencia) para abastecimiento a la ETAP de La Presa.

Alumno: Antonio Valles Murcia.

- d) Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento. Proyecto de obra de entrega de aguas superficiales procedentes del cauce del río Turia para abastecimiento a la ETAP de La Presa (T.M. de Manises, Valencia).

Alumno: Luis Manuel Brox Escudero.

1.1. Objetivo del TFG

La ejecución de una nueva captación estaría motivada por los siguientes objetivos específicos:

1.1.1. Mejora del funcionamiento de la ETAP

Uno de los objetivos es solucionar la problemática existente en la ETAP en referencia al barranco de Mandor. En dicho barranco, el crecimiento urbanístico de los últimos años ha provocado la ocupación de la zona de policía, suponiendo un incremento de la escorrentía en época de lluvias llegando incluso a los 75 m³/s (Confederación Hidrográfica del Júcar, 2010) en episodios de lluvias torrenciales. En estos casos se ha demostrado insuficiente la capacidad del colector que transporta este agua hasta aguas abajo de la ETAP La Presa para evitar la entrada de ésta en la estación. Cuando sucede esto, el azud de derivación construido desagua a través del aliviadero directamente al río, provocando un aumento de los contaminantes en el agua que llega a la ETAP, haciendo necesario la interrupción de los trabajos de potabilización de la planta. Con la ejecución de la nueva captación se evitaría dicho problema puesto que la obra de captación se sitúa aguas arriba del desagüe del barranco de Mandor así como de otros afluentes que se encuentran en los tramos previos a la ETAP y que también empeoran la calidad del agua del río Turia.

1.1.2. Mejora de la calidad del agua

La definición de la ubicación idónea de la nueva captación se centrará en obtener una mejora en la calidad de agua que llega a la planta. El parámetro fundamental de estudio será la presencia de nitratos en el agua, ya que éstos no son objeto de tratamiento por parte de la ETAP. Para ello se tomaron una serie de muestras a lo largo de un tramo de 7 kilómetros aguas arriba de la oficina del Parque Natural del Turia, situado en el cauce del río en el T.M. de Vilamarxant. Las muestras fueron posteriormente analizadas por técnicos del laboratorio de la ETAP La Presa y con los resultados obtenidos se determinaron los emplazamientos de los sistemas de captación. Los análisis realizados a tal efecto se incluyen en el *Anejo 0.1. Análisis de Agua*.

La toxicidad potencial que presentan los nitratos proviene de su conversión en nitritos y de la posible formación endógena de nitrocompuestos, considerándose muchos de ellos cancerígenos. Los nitratos por sí solos son relativamente poco tóxicos para los adultos ya que son fácilmente absorbidos y eliminados por su organismo, pero una alta concentración de nitratos en el agua potable puede afectar en mayor medida a la población más vulnerable, niños y ancianos, pudiendo provocar metahemoglobinemia (consistente en un aumento de la metahemoglobina en la sangre por encima de los umbrales establecidos). Cuando la concentración de metahemoglobina en los glóbulos rojos es elevada, puede surgir hipoxia tisular, una reducción de la cantidad de oxígeno necesaria en los tejidos que como consecuencia provoca dolores de cabeza, fatiga y náuseas.

Por otro lado diversos estudios concluyen que es probable que exista relación entre la concentración de nitratos y el cáncer de colon. (ReutersHealth, 2003).



1.2. Objeto de estudio

El presente TFG tiene como objetivo el diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento en la ETAP (Estación de Tratamiento de Aguas Potables) de La Presa (Manises, Valencia).

1.3. Condicionantes

En la zona de estudio (descrita en el capítulo 2) existen una serie de condicionantes a tener en cuenta en el diseño de la obra de captación y transporte:

- La localización del Parque Natural del Turia, con sus posibles afecciones al medio y a la actividad turística que se desarrolla en dicha zona.
- Confluencia en el río de varios barrancos y arroyos que son los causantes del empeoramiento de la calidad de las aguas en periodos de fuertes lluvias.
- La ETAP se encuentra en la margen derecha del río, lo que insta a realizar toda la infraestructura en dicha margen para evitar la construcción de estructuras auxiliares que serían necesarias para el cruce del río, con la afección que puede ocasionar sobre la actividad lúdica que se realiza en el cauce. También se localizan varias edificaciones privadas colindantes con el cauce que pueden dificultar el encaje del trazado de la infraestructura.

1.4. Estructura del documento

El capítulo 2 del presente documento recoge la solución grupal adoptada para el diseño de una captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento en la ETAP La Presa.

En los capítulos posteriores, se explicará en detalle el diseño de cada una de las partes en que se ha dividido el trabajo, correspondiente a la parte individual.

2. DISEÑO DE UN SISTEMA CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO

2.1. Antecedentes

Como se definió anteriormente, el objetivo principal del proyecto de captación y transporte de agua es la mejora en la calidad del agua tomada del río Turia para suministro a la Planta Potabilizadora de La Presa (Manises), así como la mejora de su funcionamiento. Dicha ETAP es una de las dos instalaciones de tratamiento de agua para consumo humano que posee el Ayuntamiento de Valencia, abasteciendo de agua potable a la ciudad de Valencia y a su área metropolitana.

2.2. Recopilación de información y visitas de campo

2.2.1. Organismos Consultados

2.2.1.1. Ayuntamientos de Vilamarxant, Riba-roja y Manises

El trazado de la obra abarca los términos municipales de Vilamarxant, Riba-roja y Manises, por lo que se necesitaban datos que no eran disponibles para el público en general.

Por ello se tuvo que realizar una serie de visitas a los distintos organismos competentes de los tres municipios mencionados.

Estas visitas se centraron en la solicitud y recopilación de la información necesaria (planos topográficos, redes de abastecimiento y saneamiento de aguas, planos de usos del suelo y planes generales de organización urbanística) en los distintos departamentos de los Ayuntamientos (Urbanismo), así como en las oficinas de la empresa subcontratada encargada de las redes de abastecimiento y saneamiento de los municipios de Vilamarxant y Riba-Roja (Aguas de Valencia e Hidraqua, respectivamente).

En el caso de Manises se tuvo que dejar escrita una instancia con la información requerida a expensas de la puesta en contacto con los técnicos competentes (de la cual no se ha recibido respuesta). En Riba-roja se recopiló información sobre las instalaciones de abastecimiento, los usos del suelo y el plano catastral en formato .dwg (AutoCAD). Y por último, en Vilamarxant se pudo obtener información acerca de la topografía y los usos del suelo en formato .dwg (AutoCAD) y un mapa escaneado de los tipos de suelo y de Aguas de Valencia se obtuvo información sobre la red de abastecimiento en puntos potencialmente conflictivos.

La información obtenida se empleó para analizar la viabilidad del trazado propuesto (descrito en el apartado 2.4 Estudio de Soluciones).

2.2.1.2. Parque Natural del Turia

Se realizó una visita a la Oficina del Parque Natural del Turia que se localiza en el término municipal de Vilamarxant situada en la llanura de inundación del río Turia.

En dicha oficina trabaja tanto el director del parque como el técnico encargado de la supervisión del mismo así como de la realización de actividades de divulgación y concienciación de la importancia de dicho parque. Gracias a la predisposición de este último fue posible recoger gran cantidad de información sobre la zona de afección del proyecto así como de una ortofoto correspondiente al Parque. Además de proporcionar la información demandada, el técnico realizó una ruta guiada por los puntos más singulares del Parque.

2.2.2. Visitas de campo

Se han realizado varias visitas de campo en las que se han observado las distintas particularidades de la zona de estudio.

En la primera de ellas se visitó la ETAP La Presa, donde se analizaron las dos alternativas de entrega junto con el tutor del TFG y se visitó la zona por donde discurrirá el último tramo de tubería, que irá enterrada bajo el camino ciclista existente.

En la siguiente, coincidiendo con la toma de muestras de agua del río Turia, se pudieron observar las distintas zonas de emplazamiento de la futura obra de captación y toma, y el principio del tramo en canal, y la localización de la posible balsa de regulación.

Tras recibir los resultados del análisis de agua realizado la semana anterior, se visitó de nuevo la zona de estudio, visitando pues los dos puntos donde los resultados de la toma de muestras resultaron más satisfactorios pudiendo reducir así a dos las zonas de emplazamiento del azud de derivación, una para la alternativa del canal en lámina libre y posterior transporte en conducción y la otra para la alternativa de la balsa de regulación y el posterior transporte de agua en conducción.

2.3. Descripción de la zona de estudio

2.3.1. Situación y Emplazamiento

La ETAP "La Presa" es una estación de tratamiento de agua potable que abastece junto a la estación "El Realón" a toda el área metropolitana de Valencia. La planta, tiene su emplazamiento en la margen derecha del río Turia, en uno de sus meandros situado en el pueblo de La Presa, perteneciente al término municipal de Manises. La ETAP se abastece de agua tanto del río Turia como del río Júcar a través del canal Júcar-Turia, el cual desemboca justo en la planta. Además posee un sistema de conducciones que le proporciona agua procedente de diversos pozos cercanos. La estación La Presa abastece de agua no solo a la ciudad de Valencia, sino también a los municipios de Manises, Paterna y su polígono industrial Fuente del Jarro, Quart de Poblet, Mislata, Benimamet, Burjasot, Godella y Xirivella.



Ilustración 1. Situación geográfica del Parque Natural del Turia

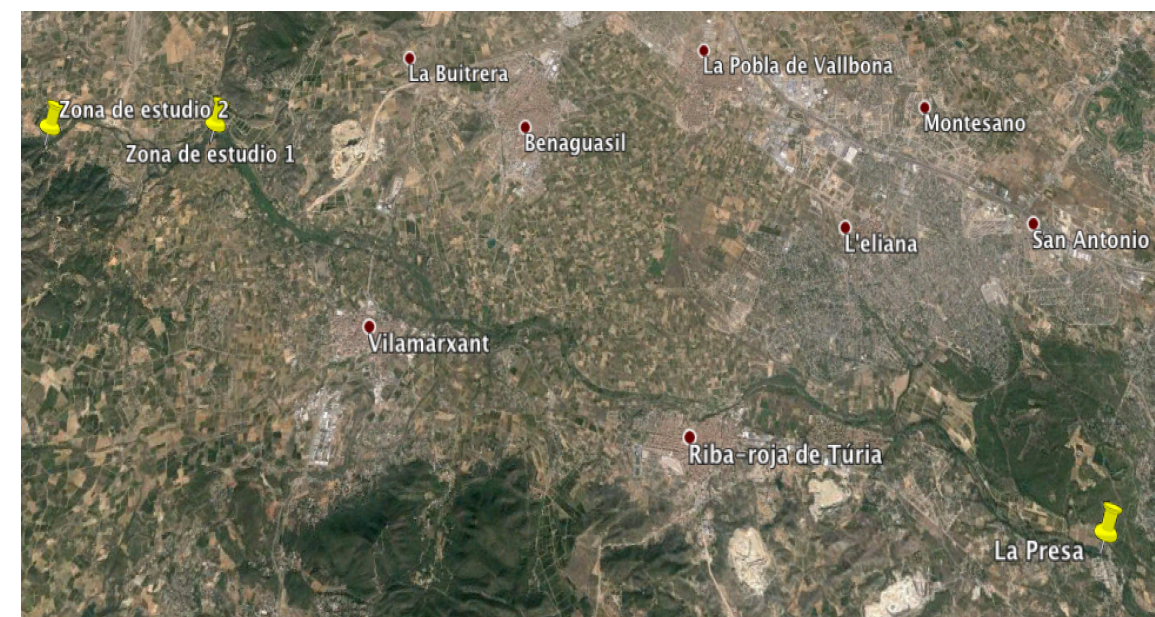


Ilustración 2. Situación geográfica de la zona objeto del proyecto. Municipios involucrados.

2.3.2. Climatología.

En lo que se refiere a la provincia de Valencia la característica climática más importante es su escasa pluviometría, que además se distribuye irregularmente a lo largo del año. Las lluvias de mayor intensidad tienen lugar en el otoño, concretamente durante el mes de octubre con precipitaciones mensuales que representan un porcentaje significativo del total anual. Durante el invierno decrecen las lluvias para presentar otro máximo en primavera, donde las lluvias no son tan marcadas como las de otoño. En verano la escasez de lluvias es la nota predominante, siendo las pocas lluvias que se dan de carácter tormentoso y puntual.

El área de estudio se encuentra afectada por un clima de tipo termomediterráneo seco, con precipitaciones de 400-500 mm anuales y temperatura media anual superior a los 17 °C. (Conselleria D'Infraestructures, Territori i Medi Ambient, 2007)

Tanto las temperaturas como las precipitaciones se encuentran enormemente influenciadas por la orografía. La disposición del relieve, provoca la existencia de valles secos donde se produce una sombra pluviométrica, existiendo un fuerte contraste sombra-valle, lo que provoca que parte de estos valles presenten incluso rasgos semiáridos.

A continuación se muestran los diagramas de Gausson de tres municipios del área de estudio, Manises, Riba-Roja de Turia y Vilamarxant. Estos diagramas, (Conselleria D'Infraestructures, Territori i Medi Ambient, 2007) elaborados con los datos de temperaturas y precipitaciones medias mensuales de cada estación, durante los años comprendidos entre 1961 y 1990, ambos inclusive.

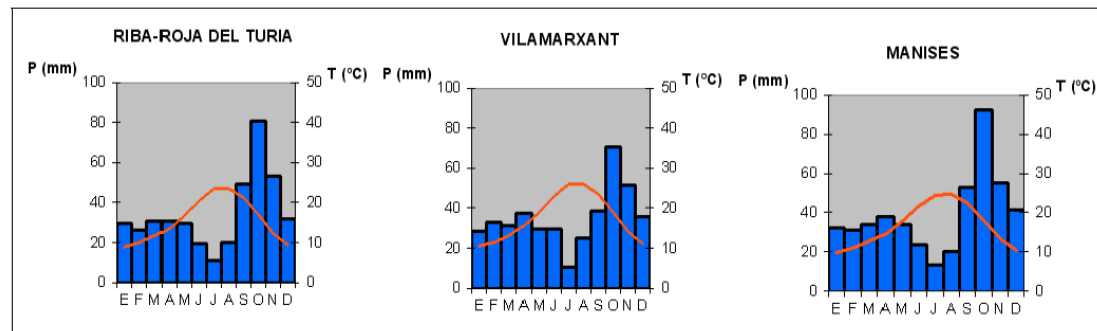


Ilustración 3. Diagramas de Gausson de tres estaciones climáticas localizadas en el ámbito de estudio.

Como se puede observar los tres diagramas son bastante similares, reflejan un clima monoxérico, con la existencia de un periodo seco que abarca desde Mayo hasta Agosto, salvo en Vilamarxant donde se alarga hasta Septiembre.

Seguidamente se exponen los datos de nubosidad, obtenidos del observatorio de Manises y días de lluvia, durante los años comprendidos entre 1961 y 1990, ambos inclusive.

DATOS DE NUBOSIDAD													
	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Media Anual
Días despejados	10	6	8	6	7	10	16	12	10	8	8	10	111
Días de nubes y claros	13	13	14	14	15	14	12	14	15	15	13	13	165
Días nublados	8	9	9	10	9	6	3	5	5	8	8	8	89
Días de lluvia													
Manises	5	5	5	7	7	5	2	3	4	6	6	6	63
Riba-Roja del Turia	4	5	4	5	6	3	1	3	3	5	4	4	47
Vilamarxant	3	4	4	4	4	4	1	3	4	4	4	3	41

Ilustración 4. Datos nubosidad de la zona de estudio

Como se puede observar el número de días con nubes y claros al año es casi la mitad 45%, el porcentaje de días despejados es un 30 % y el de días nublados un 25%. También se puede observar la diferencia de días de lluvia entre Manises y Vilamarxant, 22 días. Esta diferencia es, sin duda, debida a la posición fisiográfica de cada observatorio, ya que como se ha indicado anteriormente la influencia de la orografía sobre la precipitación es muy acusada.

En lo que se refiere a los regímenes de los vientos, direcciones e intensidad, a continuación se exponen los datos de la estación de Valencia según se deduce de los mapas y esquemas del Atlas Climático Nacional.

Primavera:

Dominantes de Este, fuertes o medios.

Secundarios del Noroeste, Oeste y Sureste, medios en intensidad y recorrido.

Verano:

Dominantes de Este, con intensidades y recorridos altos.

Secundarios del Sureste y Noroeste, medios.

Otoño:

Dominantes de Oeste, con intensidades y recorridos altos.

Secundarios del Norte y Este, con intensidades y recorridos medios-altos.

Invierno:

Dominantes de Oeste, fuertes.

Secundarios del Noroeste, medios.

Los recorridos medios anuales del viento, independientemente de la dirección, quedan comprendidos para toda la zona representada entre 10 y 15 Km/hora.

2.3.3. Geología

La zona cuenta con una amplia variedad de materiales que se corresponden con rocas de tipo calizadomolmia de disposición tabular pertenecientes a las estribaciones orientales de la Cordillera Ibérica. Las zonas más bajas, sedimentarias aluviales, están rellenas de materiales detríticos y calizos que son aprovechados agrícolamente.

Como no se conoce el grado de fracturación de la roca en la zona de estudio, a efectos de cálculos de estabilidad y sabiendo que la capacidad portante de la roca caliza varía entre 750 y 1500 Tn/m², se ha escogido la de menor valor y así quedar de lado de la seguridad y como cohesión, 5Tn/m².



El río Turia atraviesa toda la zona de Oeste a Este, y se encuentra flanqueado por numerosos afluentes que funcionan generalmente en régimen torrencial en épocas lluviosas; los más importantes son rambla Primera y rambla Castellana.

2.3.4. Geomorfología

El área de estudio se emplaza en una zona de transición entre las sierras circundantes al norte (Portaceli y Calderona), oeste (Los Bosques y Andilla) y sur (del Ave) del ámbito y la llanura que se extiende hacia el este, en la cuenca y desembocadura del río Turia. En este sentido, se trata de una zona de pendientes suaves que se desarrollan sobre sedimentos detríticos y carbonatados. La morfología general de los relieves responde a un sistema de mesas, cuevas, y cerros testigo disectados por el amplio valle de Turia.

El principal agente morfodinámico es el agua que actúa disolviendo los materiales solubles (carbonatos y yesos) y erosionando los materiales poco consolidados. No obstante, los procesos de meteorización son muy lentos debido a la escasez de precipitaciones y a las temperaturas invernales.

2.3.5. Hidrología

2.3.5.1. Hidrología superficial

La hidrología superficial en la zona de estudio se articula en torno al curso bajo del río Turia que discurre de oeste a este vertebrando la zona. El Turia no cuenta, en la zona de estudio, con ningún embalse que lo regule, no obstante, se prevé la construcción de la presa de Vilamarxant. Aguas arriba sus aguas sí se recogen en los embalses de Loriguilla y de Benagéber. También se debe mencionar el embalse de Buseo que regula las aguas del río Sot, tributario del Turia.

Por ello, para los cálculos hidrológicos realizados se han tomado solo las subcuencas aguas abajo de los embalses del Buseo y de Loriguilla. Dichos cálculos se encuentran explicados en el *Anejo 3. Cálculos hidrológicos*.

La red de drenaje secundaria tiene una gran importancia desde el punto de vista de la interconectividad de los sistemas naturales. Existen una gran cantidad de Ramblas como la Castellana, la Aceña o la Primera y una serie de barrancos como el Murter, el delsa Moros o el Mandor.

2.3.5.2. Hidrología subterránea

Desde el punto de vista hidrogeológico el ámbito de estudio se asienta sobre los Sistemas Acuíferos nº 51 “Plana de Valencia” y nº 53 “Medio Turia. Mesozoico Septentrional Valenciano”, de acuerdo con la clasificación del Instituto Geológico Minero de España (IGME, 1993).

Las características de estos acuíferos según las unidades geomorfológicas identificadas son:

- Los relieves carbonatados moderadamente karstificados corresponden a los acuíferos con fisuración y cavidades formadas por disolución de rocas carbónicas dolomíticas. La facilidad de obtención del

agua es media.

- En las lomas carbonatadas se forman igualmente acuíferos de tipo fisurado cuando la porosidad eficaz se debe a la existencia de multitud de fracturas y discontinuidades en la roca, la disponibilidad del agua es media.
- El tipo de acuífero que se forma en relieves silíceos-carbonatados es también de tipo fisurado con una disponibilidad media.
- En formaciones aluviales, lomas en materiales detríticos y aluviales-coaluviales aparecen acuíferos de tipo detrítico, constituidos por formaciones de partículas sueltas (gravas, arenas o limos). Estas unidades generan acuíferos multicapa.

2.3.6. Riesgo de deslizamiento y desprendimiento

Los diferentes riesgos de deslizamiento existentes en la zona de estudio se definen según el mapa de “Litología, Aprovechamiento de Rocas Industriales y Riesgo de Deslizamiento en la Comunidad Valenciana”, de la Serie Cartografía Temática de la Conselleria de Obras Públicas, Urbanismo i Transportes de la Generalitat Valenciana (1998), volumen nº 5, escala 1:50.000. En esta cartografía se representan, bajo el nombre genérico de “riesgo de deslizamiento”, todas aquellas zonas con masas de terreno potencialmente inestables por movimientos gravitatorios, cuyo origen es debido a procesos de dinámica externa, bien producidos por causas naturales o inducidos por la acción humana. Por tanto, bajo esta denominación se engloban los deslizamientos rotacionales y trasnacionales, flujos, avalanchas, vuelcos y pandeos. Los desprendimientos rocosos, por su tipología peculiar y asociación con relieves montañosos y escarpados se han podido representar con la metodología utilizada y se han cartografiado aparte.

En la zona de estudio donde se pretenden emplazar los azudes, no presenta ninguna zona cercana con riesgo significativo de deslizamiento ni de desprendimiento.

2.3.7. Vegetación

La vegetación de la zona se encuentra adaptada en mayor o menor grado al régimen de humedad xérico que domina en el ámbito, con un importante déficit hídrico sobre todo en la época estival. Así, las especies vegetales dominantes en el área son, básicamente, perennifolias y esclerófilas.

Por otra parte, la composición florística también se encuentra determinada por la especial incidencia del fuego forestal en la zona. De manera que, son frecuentes las especies rebrotadoras, como la coscoja (*Quercus coccifera*) o el lentisco (*Pistacia lentiscus*), o aquellas que, siendo incapaces de rebrotar, cuentan con semillas resistentes al fuego y con una elevada capacidad de germinar tras un incendio como es el caso del pino carrasco (*Pinus halepensis*).

- Vegetación Potencial

Debido a los condicionantes corológicos y bioclimatológicos, la vegetación de la zona responde a la variedad edáfica del territorio, vinculada básicamente a la presencia del río Turia.

- Vegetación actual

Actualmente, la cubierta vegetal presente en el ámbito de estudio, según el PORN del Turia de 2007, se encuentra muy alejada de las series climatófilas descritas anteriormente. La acción reiterada de la mano del hombre ha dado lugar a un amplio mosaico agrícola-forestal. Así, las formaciones forestales existentes corresponden, casi por completo, a pinares secundarios de pino carrasco (*Pinushalepensis*).

Por su parte, los cultivos de regadío, naranjos (*Citrus sinensis*), mandarinos (*C. nobilis*, *C. deliciosa*) y hortalizas, así como los de secano, algarrobos (*Ceratonia siliqua*), olivos (*Olea europaea*) y en menor medida, los almendros (*Prunus dulcis*), ocupan las zonas de topografía llana en la cuenca sedimentaria del río Turia. Más de la mitad de la zona de estudio de dicho TFG son cultivos, por lo que se estima para los cálculos hidrológicos el umbral de escorrentía inicial, P_0 , el característico de los cultivos en hilera. Dichos cálculos hidrológicos se encuentran detalladamente explicados en el *Anejo 3. Cálculos hidrológicos*

- Vegetación de ribera:

Incluye formaciones vegetales cuya presencia depende de la aparición de humedad edáfica, normalmente vinculada a la presencia de un río. En el caso de la zona de estudio la ribera del Turia cuenta con la mejor representación de este tipo de vegetación. Los barrancos y ramblas también presentan una vegetación propia como se describirá más adelante.

La vegetación de ribera mejor conservada está formada por choperas, saucedas y carrizales.

Las zonas sometidas a mayor presión antrópica, presentan menor diversidad y peor estado de conservación, en muchos casos el predominio de las cañas no deja desarrollar la vegetación propia de ribera.

Por otra parte la vegetación asociada a las ramblas y barrancos (cursos de agua no permanentes) que desembocan en el Turia se encuentra constituida casi exclusivamente por cañaverales, aunque algunos presentan pequeñas choperas y matorrales ribereños mediterráneos.

2.4. ESTUDIO DE SOLUCIONES

2.4.1. Descripción de las soluciones

2.4.1.1. Introducción

Definida la problemática y fijados los objetivos a alcanzar se plantearon dos posibles alternativas de captación. La primera captación consta de un azud sumergido en derivación, un canal que capta el agua del embalse creado por el azud a través de una toma lateral, una cámara de carga en la que desemboca el canal y una tubería forzada que transporta el caudal deseado a la ETAP. La segunda captación consiste en un azud de las mismas características que el de la primera captación, con una toma que abastece a una estación de bombeo, que impulsa el agua hasta una balsa de regulación de la que nace una tubería forzada que transporta el agua hasta la ETAP.

A su vez, se han considerado dos formas diferentes de realizar la entrega a la planta. La diferencia entre ambas radica en la existencia o no de un pretratamiento, que condiciona el lugar de la entrega. Esto provoca

que el estudio de soluciones tenga en cuenta todas las combinaciones posibles entre las dos captaciones, y las dos alternativas de entrega, resultando un total de cuatro soluciones a considerar: Captación 1 con Entrega 1 (Solución 1: C1E1), Captación 1 con Entrega 2 (Solución 2: C1E2), Captación 2 con Entrega 1 (Solución 3: C2E1) y Captación 2 con Entrega 2 (Solución 4: C2E2).

A continuación se definirán cada una de estas soluciones:

2.4.1.2. Captación 1

Como se definió anteriormente, una de las justificaciones del proyecto es la mejora de la calidad de agua, para asegurar esto se realizaron una serie de tomas de muestra de agua, posteriormente analizadas, que definirían la ubicación idónea de la nueva captación de agua y con ello el punto en el que situaremos el azud de derivación. Los resultados obtenidos de ese análisis, como se especifica en el *Anejo 0.1 Análisis de Agua*, nos proporcionan un punto del río a partir del cual esta mejora es significativa.

El punto donde se pretende hacer la captación de agua está situado entre el punto 4 y el punto 5 de toma de muestra, especificado en el Anejo 0.1 de análisis de agua. El resultado en este punto es 5.5 mg/l NO_3 , mientras que los resultados obtenidos en el punto inmediatamente aguas arriba de la captación de agua de la ETAP "La Presa", especificado también en el Anejo 0.1 de análisis de agua, tiene como resultado una cantidad de 19.8 mg/l NO_3 , con lo que podemos observar una mejora considerable de la calidad del agua en nuestra captación.

En la presente alternativa de captación, la localización de la misma se realiza en el emplazamiento más aguas abajo posible cumpliendo el rango establecido por este análisis, a fin de acortar en lo posible la longitud de las infraestructuras de transporte, en este caso, el canal y la tubería.



Ilustración 5: Localización de la captación de la Alternativa 1.

La infraestructura que se encarga de represar el agua para su captación será un azud sumergido de derivación, de hormigón en masa como material de construcción.

Para el cálculo del aliviadero se emplea el perfil Creager (United States Department of the Interior, 1987) y, puesto que el agua verterá por coronación en todo momento, se dimensiona para el caudal medio del río Turia, que es $13,53 \text{ m}^3/\text{s}$.

Las características del azud C1 son:

Características	C1
Longitud coronación (m)	55
Altura sobre cimientos (m)	5,5
Cimientos (m)	1,5
Altura total (m)	7
Cota Terreno (msnm)	103
Cota Coronación (msnm)	108,5
Cota Cimientos (msnm)	101,5

Tabla 1. Características Azud Captación 1.

Se obtiene una altura media de agua sobre coronación de 0,23 m (*Anejo 0.3 Predimensionamiento de las soluciones*), lo que implica una llanura de inundación de 90427 m^2 y $163102,6 \text{ m}^3$ de volumen de agua almacenada.

Se han llevado a cabo las comprobaciones de estabilidad a deslizamiento y hundimiento para dos situaciones de cálculo: Normal y Accidental.

Para el cálculo de estabilidad para la situación accidental de este azud se emplea el caudal máximo correspondiente al periodo de retorno $T=100$ años, resultando un caudal de $1397,72 \text{ m}^3/\text{s}$ (*Anejo 0.2 Cálculos Hidrológicos*).

Como sistema de transporte en cabecera, en esta alternativa, se dispone de un canal en lámina libre. Dicho canal posee una toma directa a través de compuerta del agua represada por el azud de captación, asegurando la derivación de los caudales de diseño ($3,5 \text{ m}^3/\text{s}$ y $5,5 \text{ m}^3/\text{s}$) según las necesidades de la ETAP.

A lo largo de sus 4 km de longitud el canal se encarga de dirigir dicho caudal hacia la cámara de carga que impulsará el agua en conducción forzada hasta la Planta.

Para un primer dimensionamiento se han considerado importantes condicionantes como la velocidad, que deberá ser aquella que no produzca erosión sobre las paredes ni sedimentación sobre la solera (entre $0,5-0,8 \text{ m/s}$); la pendiente longitudinal del canal, que deberá asegurar el transporte del agua en régimen subcrítico ($F < 1$); así como la rugosidad (en función del coeficiente de Manning) asociada al revestimiento elegido.

Para la resolución de los anteriores condicionantes se establece una sección transversal semihexagonal con taludes de 60° en toda su traza, así como una pendiente longitudinal constante de 10 cm/km . (*Plano 03122. Sección Transversal. Canal y Tubería*).

Esta pendiente longitudinal, a su vez, condiciona el trazado a seguir por el canal, así como la ubicación exacta de la cámara de carga.



Ilustración 6: Planta Captación 1, Azud y Canal. (*Plano 03111. Captación 1. Planta General*)

La cota a la que se realizará la toma de agua es 108.5 m, luego el trazado diseñado consiste en seguir la curva de nivel de 109 m hasta el lugar establecido para la localización de la cámara de carga, situada finalmente en un llano terraplenado aprovechando así al máximo las características del terreno.

La cota conseguida para el emplazamiento de la cámara de carga proporciona la posibilidad de transportar el caudal necesario hasta la planta sin necesidad de bombeo. La presión mínima necesaria en cabecera se ha estimado en 0.5 mca con la Entrega 1 (descrita posteriormente) y 1 mca con la Entrega 2 (descrita posteriormente), en ambos caudales de diseño, para que la línea de alturas piezométricas a lo largo de la tubería nunca sea inferior a línea geométrica de la misma.

La cámara de carga es una estructura de hormigón armado cuya función consiste en actuar como interfase entre el canal y la tubería, disipando la energía cinética del agua en energía de posición.

Según los cálculos especificados en el *Anejo 0.3 Predimensionamiento de las soluciones* se convienen unas dimensiones totales de $15 \times 30 \times 6,5 \text{ m}$. Esta altura incluye un reguardo de 0.5m sobre la lámina de agua correspondiente al nivel máximo de operación, que se mantendrá constante ante subidas del caudal entrante a la cámara gracias a la disposición de un aliviadero en el lateral paralelo al río. El agua aliviada será reintegrada al río mediante un colector que parte directamente de la cámara.

Desde aquí se dispone una tubería enterrada para transportar el caudal de agua necesario directamente hasta la ETAP. Se trata de una tubería de acero, con soldadura helicoidal, de 1800 mm de Diámetro Nominal (exterior) y 16 mm de espesor. La tubería se instala enterrada en toda su longitud con una altura de tierras sobre clave de 1,5 m. Los cálculos referentes al predimensionamiento de la tubería se describen en el *Anejo 0.3. Predimensionamiento de las soluciones*.

El trazado, condicionado por el Parque Natural del Turia, se mantiene en la margen derecha del río Turia, intentando seguir el recorrido de la ruta ciclista que recorre la zona, continuando en dicho margen cuando esta cruza el río. En estos casos siempre se coloca la entubación lo más paralelamente viable a las líneas de nivel, salvando con pendientes moderadas los desniveles de cota que presenta el terreno.

Así mismo también se tienen en cuenta las expropiaciones consecuentes en cada tramo minimizando en lo posible su superficie.



Ilustración 7: Planta Tubería Captación 1 (Plano 03111. Captación 1. Planta General)

2.4.1.2. Captación 2

El punto donde se pretende hacer la captación de agua de la segunda alternativa de captación está situado aguas arriba del punto 1 y 2 de toma de muestra, especificado en el *Anejo 0.1 Análisis de agua*. El resultado es 5,3 mg/l NO₃, mientras que los resultados obtenidos en el punto inmediatamente aguas arriba de la captación de agua de la ETAP "La Presa", especificado también en el *Anejo 0.1 Análisis de agua* dieron como resultado una cantidad de 19.8 mg/l NO₃, con lo que podemos observar una mejora considerable de la calidad del agua en nuestra captación.

La segunda captación tiene como objetivo evitar la construcción del anterior canal sustituyéndolo por una balsa de regulación desde la que conectar directamente con la ETAP mediante una tubería enterrada como la definida en la primera captación.

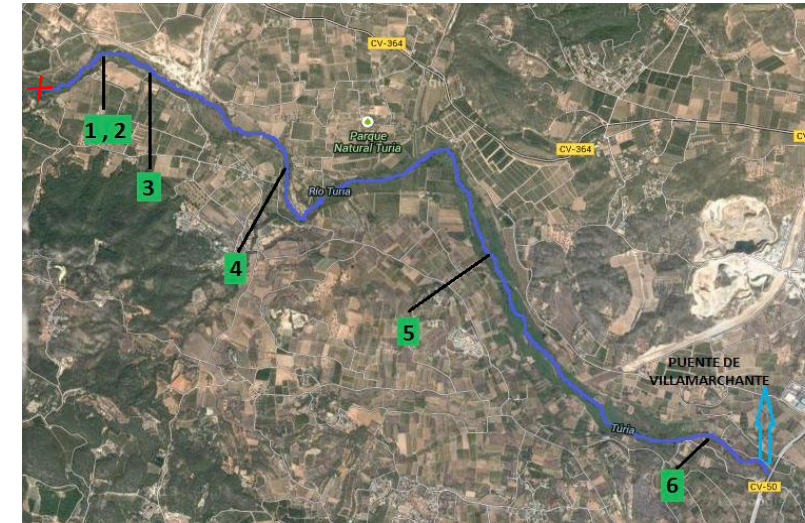


Ilustración 8: Localización Captación Alternativa 2

Para ello se necesita una superficie suficientemente elevada como para que la altura piezométrica de la tubería a lo largo de esta se mantenga siempre por encima de su línea geométrica, evitando así puntos vulnerables a cavitación en las zonas de elevada cota topográfica.

Para esta alternativa, el emplazamiento del azud se sitúa aproximadamente unos 3,5 km aguas arriba del caso anterior (coordenadas UTM: 698929.881;4386645.22). La construcción del azud en dicha zona plantea varias dificultades ya que se encuentran dos azudes y un pequeño aprovechamiento hidroeléctrico en un corto espacio.

Al igual que para la Captación 1, se trata de un azud sumergido de derivación de hormigón en masa como material de construcción. El aliviadero que presenta es del mismo estilo que el anterior, con la necesidad de una menor altura de embalse ya que ahora disponemos de una estación de bombeo que nos proporcionará la energía necesaria para el transporte.

Las características del azud A2 son:

Características	A2
Longitud coronación (m)	102
Altura sobre cimientos (m)	2
Cimientos (m)	1
Altura total (m)	3
Cota Terreno (msnm)	113
Cota Coronación (msnm)	115
Cota Cimientos (msnm)	112

Tabla 2. Características del Azud Captación 2

En el *Anejo 0.3- Predimensionamiento de las soluciones* se obtiene, mediante los cálculos oportunos, una altura media de agua sobre coronación de 0,15 m, esto implica una llanura de inundación de 42385 m² y 78562 m³ de volumen de agua represada.

Para el cálculo de estabilidad para la situación accidental de este azud se emplea el caudal máximo correspondiente al periodo de retorno $T=100$ años, resultando un caudal de **568,28 m³/s** (*Anejo 0.2- Cálculos Hidrológicos*).

Se realizará una toma desde el azud que conducirá el agua hasta una cámara de aspiración desde la que se bombeará el agua hasta la balsa. Para la elevación del agua hasta la balsa se dispone de una estación de bombeo. Para definir los parámetros de dicha estación de bombeo antes se deben definir tanto la tubería de aspiración como la propia balsa de regulación.

La balsa se diseña con el objetivo de conseguir el máximo volumen de regulación posible. Este volumen servirá para abastecer a la ETAP en caso de avería en toma, bombas o tubería de aspiración, proporcionándole cierta independencia temporal de abastecimiento frente a las anteriores infraestructuras.

Los principales condicionantes para el diseño de la obra son la cota del terreno a la que se encuentre el emplazamiento de la misma y la cota de agua mínima sobre tubería para proporcionar suficiente altura piezométrica en cabecera como para salvar todo el trayecto hasta la Planta sin necesidad de bombeo. Ambos condicionantes están estrechamente relacionados, y por ello se ha escogido el emplazamiento y la profundidad idóneas, iterativamente, para conseguir el máximo volumen de regulación viable.

Los resultados obtenidos, tal y como podemos observar más detalladamente en el *Anejo 0.3- Predimensionamiento de las soluciones*, son los siguientes:

- Cota Terreno: 125 msnm
- Cota Excavación: 120 msnm
- Cota Coronación: 127 msnm
- Dimensiones de fondo: 85x145 m
- Dimensiones en coronación: 120x180 m
- Talud Interior: 2.5H:1V
- Talud Exterior: 2H:1V
- Ancho Coronación: 4.5 m
- Altura total: 7 m
- Resguardo: 0.75 m
- Altura de agua máxima: 6.25 m
- Altura de agua mínima (Entrega 1): 2.5 m
- Altura de agua mínima (Entrega 2): 3 m
- Volumen de regulación (Entrega 1): 67942 m³
- Volumen de regulación (Entrega 2): 60056 m³

Las parcelas catastrales afectadas por el emplazamiento de la balsa son la 1161, 1162, 210, 211, 212 y 185 del polígono 1 del municipio de Vilamarxant (Valencia). Seis parcelas que suman una superficie total de 30135 m².

La obra hidráulica encargada del transporte de agua desde la estación de bombeo hasta la balsa consiste en dos tuberías de acero, con un Diámetro Nominal de 1500 mm y un espesor de 15 mm. La longitud total de las tuberías es de 1000 m y su disposición transversal es tal y como se muestra en el *Plano 03222 Tubería de Aspiración/Tubería forzada*.

Como se comprueba en los resultados de la balsa, se ha de bombear el caudal de diseño a la cota 126. Partiendo de la cota 119, a la que se encuentra el nivel del agua en la toma, y teniendo en cuenta las pérdidas por fricción y localizadas a lo largo de las tuberías, obtenemos que debemos proporcionar una altura manométrica de 11 m en cabecera.

Con estos datos, y dimensionando la impulsión para el caudal de diseño máximo 5,5 m³/s se requiere de una potencia útil de 827 kW, que para el rendimiento medio considerado (55%) significa una potencia bruta de 1365 kW.

En la estación de bombeo se dispone de 7 bombas verticales sumergidas, 6 bombas en activo y una más para solventar averías.

La tubería, al igual que para la captación anterior, se dimensiona para un caudal de diseño de 5,5 m³/s, obteniendo los mismos resultados.

La profundidad de la tubería respecto al terreno varía en los primeros 450 m de conducción, pasando de los 3 m sobre clave en cabecera a los 1,5 m sobre clave que se mantiene durante el resto del trazado hasta la ETAP.

Este trazado ahora es el siguiente:



Ilustración 9: Planta Trazado Captación2 (Plano 03211. Captación 2. Planta General)



2.4.1.3. Entrega 1

La primera propuesta consiste en entregar el agua directamente en la obra de toma de la ETAP, la toma actualmente en servicio. La ETAP entonces es la encargada de bombear hasta las cámaras de mezcla y reparto. La cota necesaria para dicha entrega es de 56 msnm.

La Entrega 1 consiste en una tubería de 1800mm de Diámetro Nominal y un espesor de 16mm, calculada mediante las fórmulas anteriormente descritas para calcular la tubería. Con objeto de tener un menor impacto visual en la zona y puesto que se trata de un parque Natural de la Comunidad Valenciana en dicho tramo con tubería vista se hará una tubería con pintura exterior de color verde para así lograr un menor impacto visual. Para realizar el entramado en la ETAP y lograr evitar los posibles servicios que puedan verse afectados se ha decidido el trazado que se puede observar en el plano 0331. Entrega 1: Planta General y 0332. Entrega1: Detalle. Para ello se utilizarán, a parte de los 209,4 m de tubería de DN 1800mm piezas especiales normalizadas. Concretamente, 6 codos de 90º de acero con el mismo espesor que la tubería y una té de 1800mm para realizar la entrega. En el punto de entrega se colocarán Válvula de Mariposa y Caudalímetro electromagnético.

2.4.1.4. Entrega 2

En la segunda propuesta se plantea entregar el agua directamente en las cámaras de mezcla y reparto realizando un pretratamiento previo. Dicha entrega se encuentra a una cota de 62msnm. Ahorrando el coste de bombeo realizado por la ETAP para subir el agua procedente del río Turia hasta las cámaras de mezcla y reparto, estimado aproximadamente en 20.000 Euros anuales.

La segunda entrega cuenta con dos tipos de tuberías, la primera, de las mismas características que la tubería procedente del abastecimiento, y la tubería de entrega, que divide en 3 el caudal de diseño de 5m³/s . La segunda tubería es de acero con un DN de 1100mm y un espesor r de 16 mm. Ambas tuberías se unen mediante una pieza especial de calderería. En cada obra de toma se dispondrá una válvula de mariposa de 1100mm de diámetro y un caudalímetro electromagnético. Con esta entrega, y dispuesta de dicha forma, se consigue una flexibilidad de trabajo en la ETAP que no podríamos disponer en la Entrega 1.

Con esta entrega, y dispuesta de dicha forma, se consigue una flexibilidad de trabajo en la ETAP no disponible con la Entrega 1. Con esta opción, la dirección de la ETAP tiene poder de decisión para tratar una cantidad de agua determinada y cuando sea necesario.

2.4.2. Valoración económica

Se ha llevado a cabo una estimación económica de las dos captaciones propuestas con su combinación con las dos posibles situaciones de entrega.

Los gastos se han dividido en tres partes correspondientes a los costes de construcción, costes de explotación y costes de mantenimiento.

2.4.2.1. Costes de construcción

2.4.2.1.1. Captación 1, Entrega 1

Captación 1 Entrega 1			
	Precio/ud obra	ud	Precio Total
Expropiación			
Canal	0,30 €/m2	131,1375 m2	39,34 €
Estación de Bombeo	0,30 €/m2	m2	
Tubería	0,30 €/m2	80.760,00 m2	24.228,00 €
Tubería	3.000.000,00 €/km	13,46 km	40.380.000,00 €
Canal	6.000.000,00 €/km	4,04 km	24.210.000,00 €
Azud	575.913,40 €	1,00 ud	575.913,40 €
Bombeo	0,00 €	0	- €
Entrega	254.565,01 €	1 ud	254.565,01 €
		TOTAL	65.444.745,75 €

Tabla 3: Coste de Construcción Solución 1.

2.4.2.1.1.1. Desglose Azud 1

- Dimensiones:

Dimensiones	
H Azud	5,5 m
H Cimientos	1,5 m
Ancho Coronación	0,1 m
Talud AA	0,05
Angulo Talud	0,049958396 rad
Talud Aa	1,75
Angulo Talud	1,051650213 rad
Ancho Cimentación	10,0002294 m
Talud de Cimentación	0,02
Angulo Talud	0,019997334 rad
Longitud de Cimentación	10,00 m
Área Del Azud	27,77563084 m ²
Área de Cimientos	8,500 m ²
Longitud de Coronación	55 m
Hcimientos Cuenco	2 m
Volumen de horm Cuenco	407 m ³
Volumen de Horm Cuerpo Azud	1995,2 m ³
Volumen Total	2402,17 m ³
Detalle de Cimentación:	
Pared Aguas Arriba	5,507 m
Pared Aguas Abajo	11,086 m
Pared AA ciminetos	1,5 m
Pared Aa cimiento	0,200 m
Coronación	0,1 m
Longitud de cimiento	10,00 m
Total Encofrado/m	18,392
Total Encofrado	1011,59
Detalle de Excavación:	
Ancho de coronación	10,0002294 m
Longitud Cuenco	3,7 m
Excavación total	13,7002294 m
Superficie de Excavación/m	245,4 m
Superficie Total de Excavación	3362,036294 m ²

Tabla 4: Dimensiones de los elementos del azud 1.

Captación 1			
Presupuesto			
	precio/ud obra	ud	Precio Total
Hormigón en el cuerpo de Azud	83,46 €/m ³	2402,2 m ³	200.485,25 €
Encofrado Plano	13,07 €/m ²	1011,59 m ²	13.221,43 €
Superficie de excavación	9,62 €/m ²	3362,04 m ²	32.342,79 €
Otras Unidades del Cuerpo de Presa	12%		29.525,94 €
Compuertas y Valvulas	30%		73.814,84 €
Desvío del río	1%		2.460,49 €
Reposición de servicios afectados	10%		24.604,95 €
Instalación Eléctrica	1%		2.460,49 €
Auscultación	1%		2.460,49 €
Medidas Correctoras Imp Ambiental	2%		4.920,99 €
		TOTAL	386.297,67 €

Tabla 5: Coste de construcción del azud 1.

2.4.2.1.1.2. Desglose Entrega 1

Entrega 1			
Cota necesaria	56 m		
	precio/ud obra	ud	Precio Total
Válvula de mariposa	21240,71 €	2	42.481,42 €
Caudalímetro Electromagnético	37571,74 €	2	75.143,48 €
Tubería 1800mm			
Tubería	1,35 €/kg	74033 kg	99.944,29 €
Colocación y montaje	131,79 €/m	209,4 m	27.596,83 €
T	513 €	1	513,00 €
Codo 90º	1481 €	6	8.886,00 €
		TOTAL	254.565,01 €

Tabla 6: Coste de construcción de la entrega 1.

2.4.2.1.2. Captación 1, Entrega 2

Captación 1 Entrega 2			
	Precio/ud obra	ud	Precio Total
Expropiación			
Canal	0,30 €/m2	131,1375 m2	39,34 €
Estación de Bombeo	0,30 €/m2	m2	
Tubería	0,30 €/m2	80.760,00 m2	24.228,00 €
Tubería	3.000.000,00 €/km	13,46 km	40.380.000,00 €
Canal	6.000.000,00 €/m	4,04 m	24.210.000,00 €
Azud	575.913,40 €	1,00 ud	575.913,40 €
Bombeo	0,00 €	1	0 €
Entrega2	526.156,47 €	1 ud	526.156,47 €
		TOTAL	65.716.337,21 €

Tabla 7: Coste de construcción Solución 2.

2.4.2.1.2.1. Desglose Entrega 2

Entrega 2			
Cota necesaria	62 m		
	precio/ud obra	ud	Precio Total
Pretratamiento			
Macrotamiz	100.000,00 €	1	100.000,00 €
Reja 20mm	70.000,00 €	1	70.000,00 €
Valvula de mariposa	17.886,34 €	3	53.659,02 €
Caudalímetro Electromagnético	37571,74 €	3	112.715,22 €
Tubería 1800mm			
Tubería	1,35 €/kg	57310 kg	77.368,52 €
Colocación y montaje	131,79 €/m	162,1 m	21.363,16 €
Codo 150º	1481 €	1	1.481,00 €
Codo 90º	1481 €	3	4.443,00 €
Tubería 1100mm			
Tubería	1,35 €/kg	43843 kg	59.187,55 €
Colocación y montaje	94,00 €/m	203,5	19.129,00 €
Codo 90º	1.135,00 €	6	6.810,00 €
		TOTAL	526.156,47 €

Tabla 8: Coste de construcción entrega 2.

2.4.2.1.3. Captación 2, Entrega 1

Captación 2 Entrega 1			
Expropiación	Precio/ud obra	ud	Precio Total
Balsa	0,30 €/m2	26.989,00 m2	8.096,70 €
Tubería	0,30 €/m2	116.124,00 m2	34.837,20 €
Bombeo			
Bombeo a la balsa	1.177.700,50 €	1,00	1.177.700,50 €
Tubería Azud-Balsa	3.000.000,00 €/km	1,00 km	3.000.000,00 €
Balsa	0,06 €/dm3	97.350.000,00 dm3	5.841.000,00 €
Azud	327.168,54 €	1,00 ud	327.168,54 €
Tubería	3.000.000 €/km	19,354 km	58.062.000,00 €
Entrega	254.565,01 €	1 ud	254.565,01 €
		TOTAL	68.705.367,94 €

Tabla 9: Coste de construcción Solución 3.

2.4.2.1.3.1. Desglose Azud 2

- Dimensiones:

Dimensiones	
H Azud	2 m
H Cimientos	1 m
Ancho Coronación	0,1 m
Talud AA	0,05
Angulo Talud	0,0499584 rad
Talud Aa	1,75
Angulo Talud	1,05165021 rad
Ancho Cimentación	3,70 m
Talud de Cimentación	0,02
Angulo Talud	0,01999733 rad
Longitud de Cimentación	3,70 m
Área Del Azud	3,80008342 m2
Área de Cimientos	1,987 m2
Longitud de Coronación	102 m
Hcimientos Cuenco	1,5
Volumen de horm Cuenco	359,55 m3
Volumen de Horm Cuerpo Azud	590,3 m3
Volumen Total	949,83 m3
Elementos de Construcción	
Pared AA ciminetto	1 m
Pared Aa cimiento	0,074 m
Coronación	0,1 m
Longitud de cimiento	3,70 m
Pared Aguas Arriba	2,002 m
Pared Aguas Abajo	4,031 m
Total Encofrado/m	7,208
Total Encofrado	735,18
Superficies de Excavación	
Ancho de coronación	3,70008342 m
Longitud Cuenco	2,35 m
Excavación total	6,05008342 m
Superficie de Excavación/m	235 m
Superficie Total de Excavación	1421,7696 m2

Tabla 10: Dimensiones de los elementos del azud 2.

2.4.2.1.3.2. Desglose Bombeo

Cámara de Aspiración	
Precio Bombeo A2	
Q m3/s	3,500 m3/s
Hm	9,553 m
Número de Bombas	7
I (M€)	1,177700497 Coste de la estación
Potencia Necesaria	327667,9 W
	327,6679 Kw
Coste udKwh	0,12 €/kwh nocturno
Coste/h Bombeo	39,320148 €/h
Tiempo de bombeo	24 h/dia
Coste de la Construcción	TOTAL 1.177.700,50 €

Tabla 11: Coste de construcción de la cámara de aspiración.

2.4.2.1.4. Captación 2, Entrega 2

Captación 2 Entrega 2			
Expropiación	Precio/ud obra	ud	Precio Total
Balsa	0,30 €/m2	26.989,00 m2	8.096,70 €
Tubería	0,30 €/m2	115.200,00 m2	34.560,00 €
Bombeo			
Bombeo a la balsa	1.177.700,50 €	1,00	1.177.700,50 €
Tubería Azud-Balsa	3.000.000,00 €/km	1,00 km	3.000.000,00 €
Balsa	0,06 €/dm3	97.350.000,00 dm3	5.841.000,00 €
Azud	327.168,54 €	1,00 ud	327.168,54 €
Tubería	3.000.000,00 €/km	19,200 km	57.600.000,00 €
Entrega	526.156,47 €	1 ud	526.156,47 €
TOTAL			68.514.682,20 €

Tabla 12: Coste de construcción Solución 4.

Tabla 14: Coste de mantenimiento captación 2.

2.4.2.2. Costes de mantenimiento

El coste económico por mantenimiento se ha obtenido evaluando de forma aproximada los recursos de personal y equipos necesarios para cada alternativa.

2.4.2.2.1. Captación 1

Captación 1				
	Precio/año	ud	Precio Total	
1 Brigada: Canal y Azud				
Operario	16897,41	2	33.794,82 €	
Vehículo	5450,84	1	5.450,84 €	
Vestuario	1342,5	2	2.685,00 €	
Seguros	4350,84	2	8.701,68 €	
Herramienta	6075	1	6.075,00 €	
Tubería y bombeo(2 brigadas + 2 oficiales + 1 Ingeniero)		13,46 km		
Operario	16897,41	4	67.589,64 €	
Oficial	21568,63	2	43.137,26 €	
Ingeniero	28350	1	28.350,00 €	
Vestuario Personal Técnico	32,03	1	32,03 €	
Vestuario	1342,5	4	5.370,00 €	
Vehículo	5450,84	2	10.901,68 €	
Seguros	4350,84	5	21.754,20 €	
Herramienta	6075	1	6.075,00 €	
		TOTAL	239.917,15 €	

Tabla 13: Coste de mantenimiento captación 1.

2.4.2.2.2. Captación 2

Captación 2				
	Precio	ud	Precio Total	
Tubería y bombeo (2 brigadas + 2 oficiales + 1 Ingeniero)		19,35 km		
Operario	16897,41	6	101.384,46 €	
Oficial	21568,63	3	64.705,89 €	
Ingeniero	28350	1	28.350,00 €	
Vestuario Pers Técnico	32,03	1	32,03 €	
Vestuario	1342,5	9	12.082,50 €	
Vehículo	5450,84	3	16.352,52 €	
Seguros	4350,84	10	43.508,40 €	
Herramienta	6075	2	12.150,00 €	
		TOTAL	278.565,80 €	

2.4.2.3. Costes de explotación

2.4.2.3.1. Captación 1, Entrega 1

El gasto derivado de la explotación de esta situación se considera nulo al no requerir bombeo.

Captación 1 Entrega 1				
	Ud	Precio	ud	Precio Total
Azud	explotación de la toma			0
Bombeo	0,00		0	0
Entrega				
Ahorro en la ETAP	0,00	- 20.000,00 €	0,00	- €
			TOTAL	- €

Tabla 15: Coste de explotación Solución 1.

2.4.2.3.2. Captación 1, Entrega 2

En esta situación se valora el coste de forma negativa, es decir, representa un ahorro con la otra forma de entrega al suministrar el agua directamente sobre la fase de tratamiento en la planta.

Captación 1 Entrega 2				
	Ud	Precio	ud	Precio Total
Azud	explotación de la toma			0
Bombeo	0,00		0	0
Entrega				
Ahorro en la ETAP	1,00	- 20.000,00 €	1,00	- 20.000,00 €
			TOTAL	- 20.000,00 €

Tabla 16: Coste de explotación Solución 2.

2.4.2.3.3. Captación 2, Entrega 1

2.4.2.3.3.1 Desglose Bombeo

Coste de Explotación	Coste Anual	344.444,50 €
----------------------	-------------	--------------

Tabla 17: Coste de explotación Solución 3.

El coste total de explotación es el resultado del producto del coste horario del bombeo, por las horas de bombeo y por la totalidad de los días del año ya que su funcionamiento es continuo.

2.4.2.3.4. Captación 2, Entrega 2

Captación 2 Entrega 2				
	Ud	Precio	ud	Precio Total
Azud explotación de la toma				0
Bombeo				344.444,50 €
Balsa				
Entrega				
Ahorro en la ETAP	1,00	- 20.000,00 €	1,00	- 20.000,00 €
TOTAL				324.444,50 €

Tabla 18: Coste de explotación Solución 4.

En esta situación de entrega obtenemos una reducción en el coste debido al ahorro que supone no bombear el agua desde la zona de pretratado y entregarla directamente sobre los depósitos de tratamiento.

2.4.3. Análisis Multicriterio

Una vez propuestas las distintas captaciones y entregas, predimensionadas, y realizada la estimación económica, se ejecuta el correspondiente estudio de soluciones para así comprobar cuál de ellas es la solución óptima a la casuística planteada.

La necesidad de la realización de este estudio proviene de la dificultad de elección a primera vista de la mejor solución, ya que hay diferentes factores que intervienen en la elección y todas las soluciones cumplen con los objetivos previstos.

Para el estudio se consideran 3 factores a tener en cuenta:

- **PRESUPUESTO:** desglosado en el apartado anterior.
- **AMBIENTAL:** considerando el impacto ambiental producido por cada solución en diferentes medios tanto en fase de explotación como de abandono.
- **FUNCIONALIDAD:** analizada en dos subcriterios, la cantidad de agua bruta que cada alternativa puede garantizar a la ETAP, y la flexibilidad que son capaces de proporcionar a la misma.

Los detalles y cálculos para la estimación de los valores correspondientes a estos dos últimos criterios se encuentran en el *Anejo 0.4- Estudio de Soluciones*.

Tras definir y cuantificar los distintos factores o criterios a tener en cuenta se realiza un análisis multicriterio que evalúe qué alternativa es más ventajosa frente al resto.

Para esta evaluación se han escogido dos métodos diferentes:

- Método en base 10.
- Método PRES.

Para ambos métodos, el primer paso es la asignación de los pesos que cuantifiquen la importancia de cada criterio a la hora de evaluar el proyecto:

Pesos del Análisis multicriterio					
Presupuesto			Ambiental	Funcionalidad	
Construcción	Mantenim.	explot		Garantía agua bruta	Flexibilidad operación ETAP
3	1	2	2	1.5	0.5

Tabla 19: Pesos del Análisis Multicriterio.

Definidos los pesos, se realizan los cálculos oportunos correspondientes a cada método tal y como se explica y detalla en el *Anejo 0.4- Estudio de Soluciones*. Obteniendo los siguientes resultados:

	PRES. CONST	PRES. MANT	PRES. EXP	AMB	VOL AG BRUTA	FLEX OPER	TOTAL
C1E1	3,00	1,00	1,89	0,00	0,01	0,00	5,90
C1E2	2,76	1,00	2,00	0,00	0,00	0,50	6,26
C2E1	0,00	0,00	0,00	2,00	1,50	0,00	3,50
C2E2	0,17	0,00	0,11	2,00	1,13	0,50	3,91

Tabla 20: Resultados. Método en base 10.

	MATRIZ DE DOMINACIÓN				Di
	C1E1	C1E2	C2E1	C2E2	
Captación 1 Ent 1	0,000	0,253	5,890	5,611	11,753
Captación 1 Ent 2	0,610	0,000	6,258	5,478	12,346
Captación 2 Ent 1	3,489	3,500	0,000	0,369	7,358
Captación 2 Ent 2	3,621	3,131	0,780	0,000	7,532
di	7,720	6,884	12,928	11,457	

Tabla 21. Matriz de Dominación del Método Pres.



RESULTADOS	
	D _i /d _i
C1E1	1,522
C1E2	1,793
C2E1	0,569
C2E2	0,657

Tabla 22: Resultados. Método PRES.

Siendo

D_i: Suma de las filas de la matriz dominación. Determina la prelación de la Solución i respecto del resto.

d_i: Suma de las columnas correspondientes de la matriz de dominación. Determina las ventajas del resto de soluciones respecto a la Solución estudiada.

El método Pres se encuentra explicado detalladamente en el *Anejo 0.4- Estudio de soluciones*.

Como podemos observar ambos método coinciden, indicando como la mejor solución la formada por la Captación 1 y la Entrega 2.



3. BIBLIOGRAFÍA

CEDEX. (2003). *Guía Técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión*. Madrid: Ministerio de Fomento.

Confederación Hidrográfica del Júcar. *Cuencas Hidrográficas*. Ministerio Medio Ambiente, y Medio Rural y marino.

Confederación Hidrográfica del Júcar. (2010). *Obras del Proyecto de acondicionamiento del barranco Mandor. TT.MM. de L'Eliana y Riba-Roja del Turia (Valencia)*. Madrid.

Conselleria D'Infraestructures, Territori i Medi Ambient. (2007). *Plan de Ordenación de Recursos Naturales del Parque Natural del Turia*. Valencia.

Emimet. (2013). *Nueva aducción desde la estación de tratamiento de agua potable ETAP de La Presa (Manises) a la red metropolitana de agua en alta*. Valencia.

Emivasa. (2014). *Informe de ensayo*. Valencia.

Gómez-Senet Martínez, E. (1992). *Fases del proyecto y su metodología*. Valencia.

IGME. (s.f.). *Instituto Geográfico y Minero Español*. Recuperado el Mayo de 2014, de www.igme.es

IGN. (s.f.). *Instituto Geográfico Nacional*. Recuperado el Mayo de 2014, de www.ign.es

Instituto Cartográfico Valenciano. (s.f.). *Instituto Cartográfico Valenciano*. Recuperado el Mayo de 2014, de www.icv.gva.es

QUINTERO BETIN, K. B. (2009). *METODOLOGÍAS DE DISEÑO DE OBRAS HIDRÁULICAS EN ESTUDIOS*. MEDELLÍN: UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

ReutersHealth. (3 de Diciembre de 2003). Los nitratos en el agua aumentan el riesgo de cáncer de colon. *El Mundo, versión digital*.

United States Department of the Interior. (1987). *Design of Small Dams*. Washington D.C.: United States Department of the Interior.

Vallarino, E. (2001). *Tratado Básico de Presas (Vol. 2)*. Madrid: Coopegraf/Visagrafic S.L.



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE “LA PRESA”





ÍNDICE

1. Planta General, Situación de la toma de muestras.....	1
2. Muestra " PUNTO 1"	1
3. Muestra " PUNTO 2"	2
4. Muestra " PUNTO 3"	3
5. Muestra "PUNTO 4"	3
6. Muestra "PUNTO 5"	3
7. Muestra "PUNTO 6"	3
8. Muestra "PUNTO 7"	3
9. Muestra "PUNTO 8"	3
10. Descripción de resultados.....	4
11. resultados:	5

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Coordenadas de las tomas de agua	1
Tabla 2: Tabla de resultado.....	5

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: planta general, del tramo de río y situación de la toma de muestras. (Google Earth)	1
Ilustración 2: Planta y detalle de los puntos de muestreo (Google Earth)	1
Ilustración 3: Cantera abandonada en la margen derecha a los puntos 1,2 y 3	2
Ilustración 4: Azud de Benaguacil, toma de muestras punto 1.	2
Ilustración 5: embalse toma de muestra punto 2.....	2
Ilustración 6: Luis Manuel Brox Escudero, toma muestra punto 2.....	2
Ilustración 7 azud sumergido, toma de muestra punto 3.....	3
Ilustración 8: <i>toma de muestra punto 4.</i>	3
Ilustración 9: Gráfico de resultados	4

1. PLANTA GENERAL, SITUACIÓN DE LA TOMA DE MUESTRAS.

Para la definición de la ubicación de los sistemas de captación se decide acotar la zona de toma de muestras al TT.MM de Vilamarxant ya que la mayoría de acequias y barrancos que desembocan en el río Turia se encuentran aguas abajo del puente de dicho municipio, por lo que se determina realizar la recogida de muestras aguas arriba de este punto.

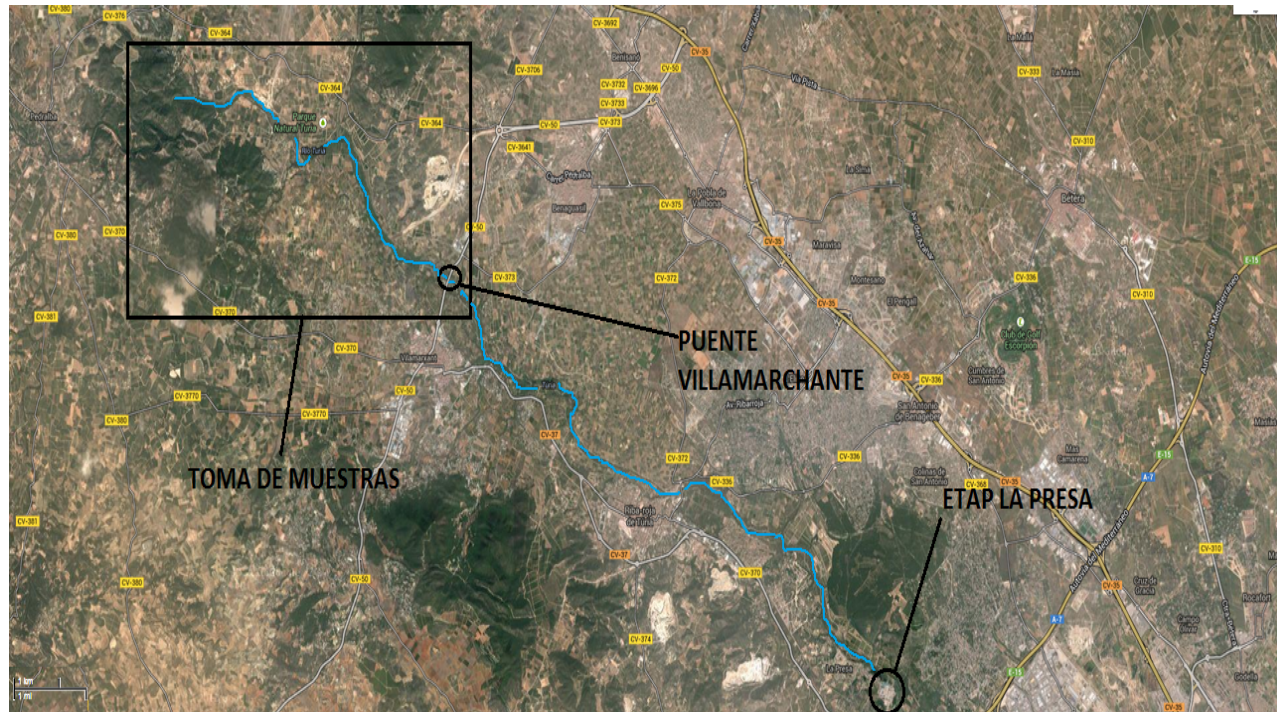


Ilustración 1: planta general, del tramo de río y situación de la toma de muestras. (Google Earth)

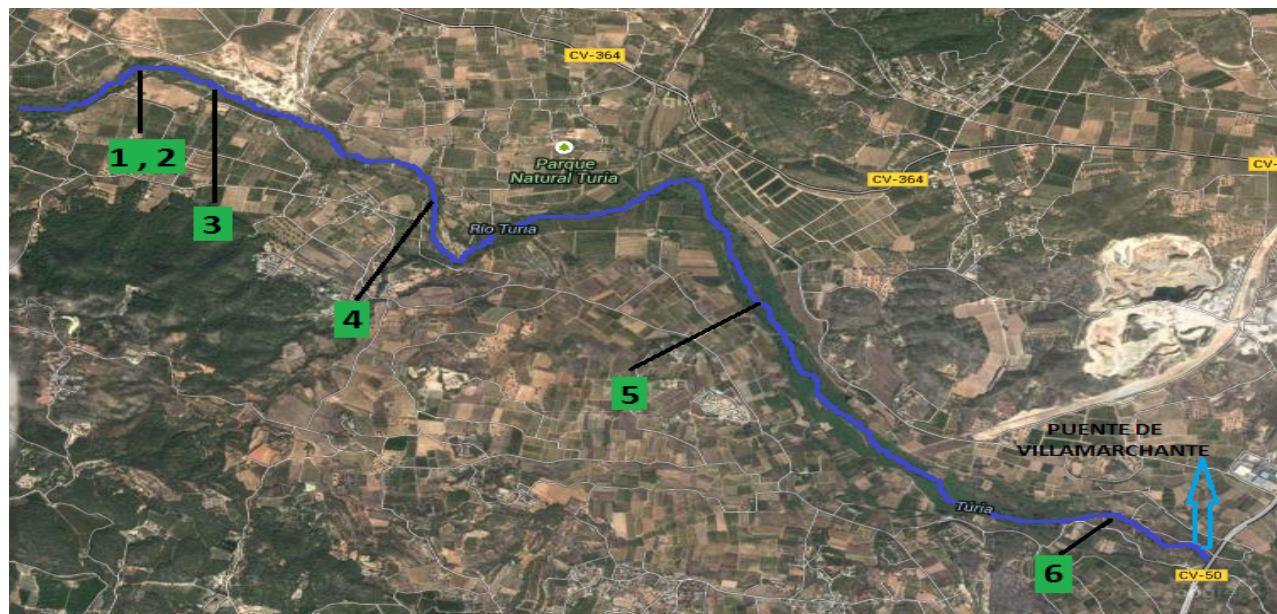


Ilustración 2: Planta y detalle de los puntos de muestreo (Google Earth)

En base al razonamiento anterior e intentando buscar los puntos más accesibles y recomendables para la realización de esta obra, se realizó el muestreo en los siguientes puntos:

Punto de Muestras	Coordenada X	Coordenada Y
Sistema de Referencia	GCS_ETRS_1989	
Punto 1	699665,531	4386841,981
Punto 2	699684,277	4386826,359
Punto 3	699920,1644	4386694,356
Punto 4	700893,1415	4386080,719
Punto 5	702291,0749	4385407,332
Punto 6	703995,9587	4384102,197
Punto 7, Ag Arriba de la ETAP	714222,2545	4377638,24
Punto 8, Ag debajo de la ETAP	714469,7185	4377556,149

Tabla 1: Coordenadas de las tomas de agua

En los planos 021 y 022: "PlantaGeneral_AnálisisdeAgua" y "PuntosDetalle_AnálisisdeAgua" respectivamente, adjuntos en el anejo de planos se representan los puntos anteriormente nombrados sobre el plano catastral.

2. MUESTRA " PUNTO 1"

En los puntos 1,2 y 3 muy cerca de la margen derecha del río se localiza una cantera abandonada, por la posible utilización posterior como balsa de regulación, se decidió realizar allí el primer muestreo.

En primer lugar el primer muestreo se realizó en el azud de Benaguasil con un nivel de cota de 123 msnm.



Ilustración 3: Cantera abandonada en la margen derecha a los puntos 1,2 y 3



Ilustración 4: Azud de Benaguacil, toma de muestras punto 1.

Los resultados obtenidos se reflejan en la hoja con registro: LAB00//14/01926 al final del documento.

3. MUESTRA " PUNTO 2"

Respecto al punto 2, se cogió la muestra en el agua embalsada aguas abajo del azud de Benaguasil, cuya cota se encontraba también a 123 msnm.



Ilustración 5: embalse toma de muestra punto 2



Ilustración 6: Luis Manuel Brox Escudero, toma muestra punto 2.

Los resultados obtenidos se reflejan en la hoja con registro: LAB00//14/01927 al final del documento.

4. MUESTRA " PUNTO 3"

El punto 3 se escogió un poco más aguas abajo en el azud sumergido que se muestra en la Figura 7.



Ilustración 7 azud sumergido, toma de muestra punto 3.

Los resultados obtenidos se reflejan en la hoja con registro: LAB00//14/01928 al final del documento.

5. MUESTRA "PUNTO 4"

Para coger las muestras del punto 4 se eligió un sitio accesible en el cuál se reflejara la posible contaminación que como se puede observar en el plano 022 "Análisis de Agua_Puntos Detalle" podría verter el barranco aguas abajo de los puntos 1,2 y 3 y la posible contaminación de una cantera en explotación que se encuentra aguas abajo de los puntos 1,2 y 3.

El punto 4 se encuentra a una cota topográfica de 111 msnm.



Ilustración 8: toma de muestra punto 4.

Los resultados obtenidos se reflejan en la hoja con registro: LAB00//14/01923 al final del documento.

6. MUESTRA "PUNTO 5"

El punto 5 se decidió que fuera ahí para comprobar la contaminación por nitratos y pesticidas que podría dejar el barranco situado aguas abajo del punto 4 como se puede observar en el plano 022 "Análisis de Agua_Puntos Detalle"

El punto 5 se encuentra a una cota topográfica de 105 msnm.

Los resultados obtenidos se reflejan en la hoja con registro: LAB00//14/01924 al final del documento.

7. MUESTRA "PUNTO 6"

El punto 6 se encuentra aguas arriba del puente de Villamarxant, este muestreo se realizó para comprobar la subida en los niveles de contaminantes que se tiene conforme se aproxima a la ETAP.

El punto 6 se encuentra a una cota topográfica de 94 msnm.

Los resultados obtenidos se reflejan en la hoja con registro: LAB00//14/01922 al final del documento.

8 .MUESTRA "PUNTO 7"

Esta muestra se realizó justo aguas arriba de la ETAP para comprobar los contaminantes que llegan a la toma del río Turia.

Los resultados obtenidos se reflejan en la hoja con registro: LAB00/002_37/14/01440 al final del documento.

9. MUESTRA "PUNTO 8"

Esta muestra se realizó justo aguas abajo de la ETAP para comprobar la cantidad de contaminantes que vierte al cauce natural.

Los resultados obtenidos se reflejan en la hoja con registro: LAB00/002_15/14/01439 al final del documento.

10. DESCRIPCIÓN DE RESULTADOS.

En el siguiente gráfico se muestran el análisis de los resultados obtenidos en los diferentes puntos de muestreo, representando los valores más significativos que son los nitratos y el pH.

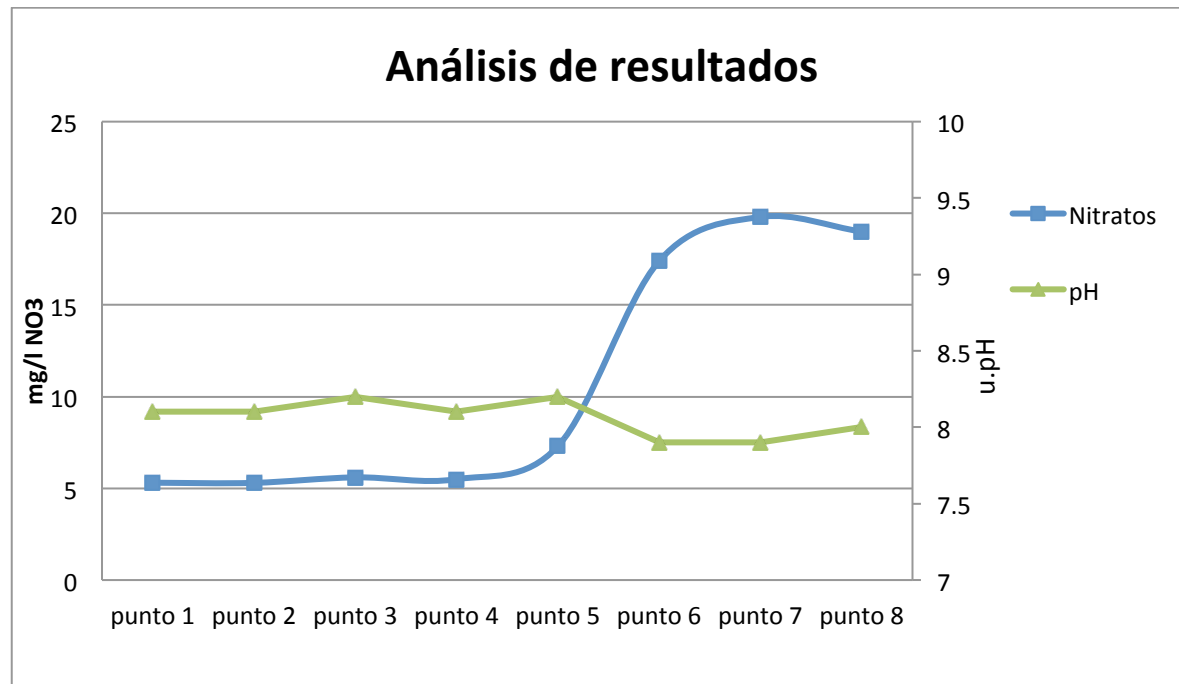


Ilustración 9: Gráfico de resultados

Como se puede observar en el gráfico de resultados, el parámetro más significativo que aumenta a medida que avanzamos aguas abajo en el río Turia es el de nitratos. Un aumento significativo de éstos en el agua, conlleva un posible aumento de nitritos, perjudiciales para la salud.

Como se puede observar, el punto óptimo para realizar la captación va a ser el punto 4, ya que tiene la misma calidad que en el punto 1,2 y 3 pero tiene una mejora considerable con respecto al punto 5. Por ello, se ha elegido como lugar de emplazamiento de la captación el punto 4, para ahorrar kilómetros de conducción que supondría el punto 1,2 ó 3 y además tendríamos una calidad muy similar.

La tabla 2 del presente anejo recoge un resumen de los resultados obtenidos en laboratorio.



11. RESULTADOS:

En la siguiente tabla se muestran los resultados de laboratorio.

TABLA Nº2: ANÁLISIS DE RESULTADOS									
	punto 1	punto 2	punto 3	punto 4	punto 5	punto 6	punto 7	punto 8	
Parámetro	Resultados								Unidades
Color	<5.0	<5.0	<5.0	<5.0	<5.0	<5.0	<5.0	<5.0	mg/l PtCo
Turbidez	0,93	0,84	0,75	2,4	1,2	0,73	1,6	3,6	UNF
pH	8,1	8,1	8,2	8,1	8,2	7,9	7,9	8	u. pH
Conductividad	1019	1019	1021	1018	1024	1109	1151	1163	a 20°C µS/cm
Nitritos	<0.02	<0.02	<0.02	<0.02	<0.02	<0.02	<0.02	0.07	mg/l NO2
Amoníaco	<0.20	<0.20	<0.20	<0.20	<0.20	<0.20	<0.20	0.20	mg/l NH4
Nitratos	5,3	5,3	5,6	5,5	7,3	17,4	19,8	19	mg/l NO3
Cromo VI	<5	<5	<5	<5	<5	<5	<5	<5	µgCr/l

siguiente tabla los valores de de los análisis

Tabla 2: Tabla de resultados.



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE "LA PRESA"



INFORME DE ENSAYO

Página 1 de 1

emivasa
AJUNTAMENT DE VALENCIA

LABORATORIO AUTORIZADO Y REGISTRADO POR CONSELLERIA DE SANITAT (Nº LA-21)



Datos de la Muestra.		Los ensayos marcados con # están incluidos en el alcance de la acreditación		Datos del Solicitante	
Nº de Registro	LAB00//14/01926	REFERENCIA :	000000140		
Tipo de Muestra	Aguas continentales	Javier Macián Cervera ETAP La Presa			
Fecha Toma / Recepción	05/03/2014 - 06/03/2014	Producción Valencia			
Fecha Inicio / Fin Análisis	06/03/2014 - 12/03/2014				
Tipo de Muestreo					
Tomada por	Laboratorio. IT-EMILAB-001				
Envases					
Punto de Muestreo	AZUD DE BENAGUACIL (AGUAS ARRIBA) 05-03-2014 14:00				
Tipo de Análisis					

Parámetro	Resultado	Unidades	Incert.	V.P.	Mét. Ensayo
Color	<5.0	mg/l PtCo	13 %		PE-EMILAB-003
Turbidez	0.93	UNF	32 %		PE-EMILAB-004
pH	8.1	u. pH	± 0.2	5.50 - 9.00	PE-EMILAB-001
Conductividad a 20°C	1019	µS/cm	12 %	200 - 1000	PE-EMILAB-002
Nitritos	<0.02	mg/l NO2	14 %		PE-EMILAB-005
Amoniaco	<0.20	mg/l NH4	14 %	<4.00	PE-EMILAB-006
Nitratos	5.3	mg/l NO3	13 %	<50	PE-EMILAB-007
Cromo VI total	<5	µg Cr/l	12 %		IT-0807-43

Observaciones Microbiología: Resultados <4 ufc corresponden a recuentos entre 1 y 3. Resultados entre 4 y 10 ufc corresponden a recuentos estimados.

Este informe afecta exclusivamente a la muestra sometida a ensayo y no debe reproducirse parcialmente sin la aprobación por escrito de EMIVASA
Los valores que figuran en VP son los especificados en la legislación vigente aplicable (RD 140/2003) y Decreto 58/2006 del Gov. Valenciano
Las incertidumbres, calculadas en el laboratorio, corresponden a la máxima obtenida en el alcance del método. Las no indicadas, están a disposición del cliente
El laboratorio dispone de las incertidumbres obtenidas por rangos de medida a disposición del cliente

Ensayos validados por:

Francisco Bernat Quesada: Resp. Sec Físico Química
Patricia Soler Serena: Resp. Sec Microbiología

Manises a 12/03/2014

El Jefe de Laboratorio

Lorenzo Monforte Monleón



INFORME DE ENSAYO

Página 1 de 1

emivasa
AJUNTAMENT DE VALENCIA

LABORATORIO AUTORIZADO Y REGISTRADO POR CONSELLERIA DE SANITAT (Nº LA-21)



Datos de la Muestra.		Los ensayos marcados con # están incluidos en el alcance de la acreditación		Datos del Solicitante	
Nº de Registro	LAB00//14/01927	REFERENCIA :	000000140		
Tipo de Muestra	Aguas continentales	Javier Macián Cervera ETAP La Presa			
Fecha Toma / Recepción	05/03/2014 - 06/03/2014	Producción Valencia			
Fecha Inicio / Fin Análisis	06/03/2014 - 12/03/2014				
Tipo de Muestreo					
Tomada por	Laboratorio. IT-EMILAB-001				
Envases					
Punto de Muestreo	AZUD DE BENAGUACIL 05-03-2014 14:00				
Tipo de Análisis					

Parámetro	Resultado	Unidades	Incert.	V.P.	Mét. Ensayo
Color	<5.0	mg/l PtCo	13 %		PE-EMILAB-003
Turbidez	0.84	UNF	32 %		PE-EMILAB-004
pH	8.1	u. pH	± 0.2	5.50 - 9.00	PE-EMILAB-001
Conductividad a 20°C	1019	µS/cm	12 %	200 - 1000	PE-EMILAB-002
Nitritos	<0.02	mg/l NO2	14 %		PE-EMILAB-005
Amoniaco	<0.20	mg/l NH4	14 %	<4.00	PE-EMILAB-006
Nitratos	5.3	mg/l NO3	13 %	<50	PE-EMILAB-007
Cromo VI total	<5	µg Cr/l	12 %		IT-0807-43

Observaciones Microbiología: Resultados <4 ufc corresponden a recuentos entre 1 y 3. Resultados entre 4 y 10 ufc corresponden a recuentos estimados.

Este informe afecta exclusivamente a la muestra sometida a ensayo y no debe reproducirse parcialmente sin la aprobación por escrito de EMIVASA
Los valores que figuran en VP son los especificados en la legislación vigente aplicable (RD 140/2003) y Decreto 58/2006 del Gov. Valenciano
Las incertidumbres, calculadas en el laboratorio, corresponden a la máxima obtenida en el alcance del método. Las no indicadas, están a disposición del cliente
El laboratorio dispone de las incertidumbres obtenidas por rangos de medida a disposición del cliente

Ensayos validados por:

Francisco Bernat Quesada: Resp. Sec Físico Química
Patricia Soler Serena: Resp. Sec Microbiología

Manises a 12/03/2014

El Jefe de Laboratorio

Lorenzo Monforte Monleón



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE "LA PRESA"



INFORME DE ENSAYO

Página 1 de 1



LABORATORIO AUTORIZADO Y REGISTRADO POR CONSELLERÍA DE SANITAT (Nº LA-21)

Datos de la Muestra.		Datos del Solicitante	
Nº de Registro	LAB00//14/01928	REFERENCIA :	0000000140
Tipo de Muestra	Aguas continentales	Javier Macián Cervera	ETAP La Presa
Fecha Toma / Recepción	05/03/2014 - 06/03/2014		
Fecha Inicio / Fin Análisis	06/03/2014 - 12/03/2014		
Tipo de Muestreo		Producción	Valencia
Tomada por	Laboratorio. IT-EMILAB-001		
Envases			
Punto de Muestreo	AZUD X=699.904 Y=4386689 USO 30		
Tipo de Análisis			

Parámetro	Resultado	Unidades	Incert.	V.P.	Mét. Ensayo
Color	<5.0	mg/l PtCo	13 %		PE-EMILAB-003
Turbidez	0.75	UNF	32 %		PE-EMILAB-004
pH	8.2	u. pH	± 0.2	5.50 - 9.00	PE-EMILAB-001
Conductividad a 20°C	1021	µS/cm	12 %	200 - 1000	PE-EMILAB-002
Nitritos	<0.02	mg/l NO2	14 %		PE-EMILAB-005
Amoniaco	<0.20	mg/l NH4	14 %	<4.00	PE-EMILAB-006
Nitratos	5.6	mg/l NO3	13 %	<50	PE-EMILAB-007
Cromo VI total	<5	µg Cr/l	12 %		IT-0807-43

Observaciones Microbiología: Resultados <4 ufc corresponden a recuentos entre 1 y 3. Resultados entre 4 y 10 ufc corresponden a recuentos estimados.

Este informe afecta exclusivamente a la muestra sometida a ensayo y no debe reproducirse parcialmente sin la aprobación por escrito de EMIVASA. Los valores que figuran en VP son los especificados en la legislación vigente aplicable (RD 140/2003) y Decreto 58/2006 del Gov. Valenciano. Las incertidumbres, calculadas en el laboratorio, corresponden a la máxima obtenida en el alcance del método. Las no indicadas, están a disposición del cliente. El laboratorio dispone de las incertidumbres obtenidas por rangos de medida a disposición del cliente.

Ensayos validados por:

- Francisco Bernat Quesada: Resp. Sec Físico Química
- Patricia Soler Serena: Resp. Sec Microbiología
- Manises a 12/03/2014

El Jefe de Laboratorio

Lorenzo Monforte Monleón
Lorenzo Monforte Monleón



INFORME DE ENSAYO

Página 1 de 1



LABORATORIO AUTORIZADO Y REGISTRADO POR CONSELLERÍA DE SANITAT (Nº LA-21)

Datos de la Muestra.		Datos del Solicitante	
Nº de Registro	LAB00//14/01923	REFERENCIA :	0000000140
Tipo de Muestra	Aguas continentales	Javier Macián Cervera	ETAP La Presa
Fecha Toma / Recepción	05/03/2014 - 06/03/2014		
Fecha Inicio / Fin Análisis	06/03/2014 - 12/03/2014		
Tipo de Muestreo		Producción	Valencia
Tomada por	Laboratorio. IT-EMILAB-001		
Envases	P 500ml VE 500ml		
Punto de Muestreo	MERENDERO PUNTO 4 05-03-2014 13:40		
Tipo de Análisis	Control de agua bruta		

Parámetro	Resultado	Unidades	Incert.	V.P.	Mét. Ensayo
Color	<5.0	mg/l PtCo	13 %		PE-EMILAB-003
Turbidez	2.4	UNF	32 %		PE-EMILAB-004
pH	8.1	u. pH	± 0.2	5.50 - 9.00	PE-EMILAB-001
Conductividad a 20°C	1018	µS/cm	12 %	200 - 1000	PE-EMILAB-002
Nitritos	<0.02	mg/l NO2	14 %		PE-EMILAB-005
Amoniaco	<0.20	mg/l NH4	14 %	<4.00	PE-EMILAB-006
Nitratos	5.5	mg/l NO3	13 %	<50	PE-EMILAB-007
Cromo VI total	<5	µg Cr/l	12 %		IT-0807-43

Observaciones Microbiología: Resultados <4 ufc corresponden a recuentos entre 1 y 3. Resultados entre 4 y 10 ufc corresponden a recuentos estimados.

Este informe afecta exclusivamente a la muestra sometida a ensayo y no debe reproducirse parcialmente sin la aprobación por escrito de EMIVASA. Los valores que figuran en VP son los especificados en la legislación vigente aplicable (RD 140/2003) y Decreto 58/2006 del Gov. Valenciano. Las incertidumbres, calculadas en el laboratorio, corresponden a la máxima obtenida en el alcance del método. Las no indicadas, están a disposición del cliente. El laboratorio dispone de las incertidumbres obtenidas por rangos de medida a disposición del cliente.

Ensayos validados por:

- Francisco Bernat Quesada: Resp. Sec Físico Química
- Patricia Soler Serena: Resp. Sec Microbiología
- Manises a 12/03/2014

El Jefe de Laboratorio

Lorenzo Monforte Monleón
Lorenzo Monforte Monleón



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE "LA PRESA"



INFORME DE ENSAYO

Página 1 de 1



LABORATORIO AUTORIZADO Y REGISTRADO POR CONSELLERÍA DE SANITAT (Nº LA-21)

Datos de la Muestra.		Los ensayos marcados con # están incluidos en el alcance de la acreditación		Datos del Solicitante	
Nº de Registro	LAB00/14/01922	REFERENCIA :	000000140		
Tipo de Muestra	Aguas continentales	Javier Macián Cervera			
Fecha Toma / Recepción	05/03/2014 - 06/03/2014	ETAP La Presa			
Fecha Inicio / Fin Análisis	06/03/2014 - 12/03/2014	Producción			
Tipo de Muestreo		Valencia			
Tomada por	Laboratorio. IT-EMILAB-001				
Envases	P 500ml VE 500ml				
Punto de Muestreo	MERENDERO AGUAS ARRIBA PUENTE VILLAMARXANT				
Tipo de Análisis	05-03-2014 13:30				

Parámetro	Resultado	Unidades	Incert.	V.P.	Mét. Ensayo
Color	<5.0	mg/l PtCo	13 %		PE-EMILAB-003
Turbidez	0.73	UNF	32 %		PE-EMILAB-004
pH	7.9	u. pH	± 0.2	5.50 - 9.00	PE-EMILAB-001
Conductividad a 20°C	1109	µS/cm	12 %	200 - 1000	PE-EMILAB-002
Nitritos	<0.02	mg/l NO2	14 %		PE-EMILAB-005
Amoniaco	<0.20	mg/l NH4	14 %	<4.00	PE-EMILAB-006
Nitratos	17.4	mg/l NO3	13 %	<50	PE-EMILAB-007
Cromo VI total	<5	µg Cr/l	12 %		IT-0807-43

Observaciones Microbiología: Resultados <4 ufc corresponden a recuentos entre 1 y 3. Resultados entre 4 y 10 ufc corresponden a recuentos estimados.

Este informe afecta exclusivamente a la muestra sometida a ensayo y no debe reproducirse parcialmente sin la aprobación por escrito de EMIVASA. Los valores que figuran en VP son los especificados en la legislación vigente aplicable (RD 140/2003) y Decreto 58/2006 del Gov. Valenciano. Las incertidumbres, calculadas en el laboratorio, corresponden a la máxima obtenida en el alcance del método. Las no indicadas, están a disposición del cliente. El laboratorio dispone de las incertidumbres obtenidas por rangos de medida a disposición del cliente.

Ensayos validados por:
Francisco Bernat Quesada: Resp. Sec Físico Química
Patricia Soler Serena: Resp. Sec Microbiología
Manises a 12/03/2014

El Jefe de Laboratorio

Lorenzo Monforte Monleón



INFORME DE ENSAYO

Página 1 de 1



LABORATORIO AUTORIZADO Y REGISTRADO POR CONSELLERÍA DE SANITAT (Nº LA-21)

Datos de la Muestra.		Los ensayos marcados con # están incluidos en el alcance de la acreditación		Datos del Solicitante	
Nº de Registro	LAB00/002_37/14/01440	REFERENCIA :	000000140		
Tipo de Muestra	Aguas continentales	Javier Macián Cervera			
Fecha Toma / Recepción	05/03/2014 - 05/03/2014	ETAP La Presa			
Fecha Inicio / Fin Análisis	05/03/2014 - 12/03/2014	Producción			
Tipo de Muestreo		Valencia			
Tomada por	Laboratorio. IT-EMILAB-001				
Envases	P 500ml VE 500ml				
Punto de Muestreo	ETAP LA PRESA, RIO TÚRIA aguas abajo estación aforo				
Tipo de Análisis	Control de agua bruta				

Parámetro	Resultado	Unidades	Incert.	V.P.	Mét. Ensayo
Color	<5.0	mg/l PtCo	13 %		PE-EMILAB-003
Turbidez	3.6	UNF	32 %		PE-EMILAB-004
Temperatura	12.7	deg_C		<25.0	IT-0807-05
pH	8.0	u. pH	± 0.2	5.50 - 9.00	PE-EMILAB-001
Conductividad a 20°C	1163	µS/cm	12 %	200 - 1000	PE-EMILAB-002
Nitritos	0.07	mg/l NO2	14 %		PE-EMILAB-005
Amoniaco	0.20	mg/l NH4	14 %	<4.00	PE-EMILAB-006
Nitratos	19.0	mg/l NO3	13 %	<50	PE-EMILAB-007
Cromo VI total	<5	µg Cr/l	12 %		IT-0807-43
Cadmio disuelto	<0.50	µg/l Cd			IT-0807-41
Plomo disuelto	<2	µg/l Pb			IT-0807-41
Cobre disuelto	<5	µg/l Cu			IT-0807-41
Coliformes totales	1.10E+04	UFC/100 ml		<50000	PE-EMILAB-200
Escherichia coli	1.15E+03	UFC/100ml			PE-EMILAB-200

Observaciones Microbiología: Resultados <4 ufc corresponden a recuentos entre 1 y 3. Resultados entre 4 y 10 ufc corresponden a recuentos estimados.

Este informe afecta exclusivamente a la muestra sometida a ensayo y no debe reproducirse parcialmente sin la aprobación por escrito de EMIVASA. Los valores que figuran en VP son los especificados en la legislación vigente aplicable (RD 140/2003) y Decreto 58/2006 del Gov. Valenciano. Las incertidumbres, calculadas en el laboratorio, corresponden a la máxima obtenida en el alcance del método. Las no indicadas, están a disposición del cliente. El laboratorio dispone de las incertidumbres obtenidas por rangos de medida a disposición del cliente.

Ensayos validados por:
Francisco Bernat Quesada: Resp. Sec Físico Química
Patricia Soler Serena: Resp. Sec Microbiología
Manises a 12/03/2014

El Jefe de Laboratorio

Lorenzo Monforte Monleón



emivasa
AJUNTAMENT DE VALENCIA

LABORATORIO AUTORIZADO Y REGISTRADO POR CONSELLERIA DE SANITAT (Nº LA-21)

INFORME DE ENSAYO

Página 1 de 1



Datos de la Muestra. Los ensayos marcados con # están incluidos en el alcance de la acreditación		Datos del Solicitante	
Nº de Registro	LAB00/002_15/14/01439	REFERENCIA :	0000000140
Tipo de Muestra	Aguas continentales	Javier Macián Cervera ETAP La Presa	
Fecha Toma / Recepción	05/03/2014 - 05/03/2014	Producción	
Fecha Inicio / Fin Análisis	05/03/2014 - 12/03/2014	Valencia	
Tipo de Muestreo			
Tomada por	Laboratorio. IT-EMILAB-001		
Envases	P 500ml VE 500ml		
Punto de Muestreo	ETAP LA PRESA, RIO TÚRIA junto estación alerta CHJ		
Tipo de Análisis	Control de agua bruta		

Parámetro	Resultado	Unidades	Incert.	V.P.	Mét. Ensayo
Color	<5.0	mg/l PtCo	13 %		PE-EMILAB-003
Turbidez	1.6	UNF	32 %		PE-EMILAB-004
Temperatura	12.4	deg_C		<25.0	IT-0807-05
pH	7.9	u. pH	± 0.2	5.50 - 9.00	PE-EMILAB-001
Conductividad a 20°C	1151	µS/cm	12 %	200 - 1000	PE-EMILAB-002
Nitritos	<0.02	mg/l NO2	14 %		PE-EMILAB-005
Amoníaco	<0.20	mg/l NH4	14 %	<4.00	PE-EMILAB-006
Nitratos	19.8	mg/l NO3	13 %	<50	PE-EMILAB-007
Cromo VI total	<5	µg Cr/l	12 %		IT-0807-43
Cadmio disuelto	<0.5	µg/l Cd			IT-0807-41
Plomo disuelto	<2	µg/l Pb			IT-0807-41
Cobre disuelto	<5	µg/l Cu			IT-0807-41
Coliformes totales	7.60E+03	UFC/100 ml		<50000	PE-EMILAB-200
Escherichia coli	9.70E+02	UFC/100ml			PE-EMILAB-200

Observaciones Microbiología: Resultados <4 ufc corresponden a recuentos entre 1 y 3. Resultados entre 4 y 10 ufc corresponden a recuentos estimados.

Este informe afecta exclusivamente a la muestra sometida a ensayo y no debe reproducirse parcialmente sin la aprobación por escrito de EMIVASA. Los valores que figuran en VP son los especificados en la legislación vigente aplicable (RD 140/2003) y Decreto 58/2006 del Gov. Valenciano. Las incertidumbres, calculadas en el laboratorio, corresponden a la máxima obtenida en el alcance del método. Las no indicadas, están a disposición del cliente. El laboratorio dispone de las incertidumbres obtenidas por rangos de medida a disposición del cliente.

Ensayos validados por:

Francisco Bernat Quesada: Resp. Sec Físico Química

Patricia Soler Serena: Resp. Sec Microbiología

Manises a 12/03/2014

El Jefe de Laboratorio

Lorenzo Monforte Monleón



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE “LA PRESA”



ANEJO 0.2- CÁLCULOS HIDROLÓGICOS



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
2. DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA.....	1
3. CAUDAL DE AVENIDA DE DISEÑO	2
3.1. Captación 1	2
3.2. Captación 2	8
APÉNDICE A.....	10
Localización de las subcuencas de estudio	10

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Subcuencas de estudio.....	2
Ilustración 2. Mapa isóneas Cv y P.....	3
Ilustración 3.Tabla de los cuantiles Yt, de la Ley SQRT-ET máx.	3
Ilustración 4. Mapa isóneas I1/Id.....	4
Ilustración 5. Mapa coeficiente corrector del Umbral de Escorrentía inicial.....	5
Ilustración 6. Hidrograma unitario embalse Loriguilla. Alternativa 1	6
Ilustración 7.Hidrograma unitario Río Sot. Alternativa 1.....	6
Ilustración 8. Hidrograma unitario Intercuenca Loriguilla-Sot. Alternativa 1	6
Ilustración 9. Hidrograma unitario Rambla Castellana. Alternativa 1.....	7
Ilustración 10. Hidrograma unitario Rambla Aceña. Alternativa 1	7
Ilustración 11. Hidrograma unitario Intercuenca Castellana-Aceña. Alternativa 1	7
Ilustración 12. Hidrograma unitario Subcuenca Azud. Alternativa 1.....	7
Ilustración 13. Hidrograma unitario cuenca drenante al punto de captación. Alternativa 1	8
Ilustración 14. Hidrograma unitario embalse Loriguilla. Alternativa 2	9
Ilustración 15.Hidrograma unitario Río Sot. Alternativa 2.....	9
Ilustración 16. Hidrograma unitario Intercuenca Loriguilla-Sot. Alternativa 2	9
Ilustración 17. Hidrograma unitario cuenca drenante al punto de captación. Alternativa 2	9

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coordenadas UTM Azud A1	1
Tabla 2. Coordenadas UTM Azud A2	1
Tabla 2. Subcuencas de estudio. Alternativa 1	1
Tabla 3. Subcuencas de estudio. Alternativa 2	2
Tabla 4. Características de las subcuencas. Alternativa 1	2
Tabla 5. Cálculo Precipitación diaria máxima para T=100 años. Alternativa 1	4
Tabla 6. Cálculo de la intensidad media para cada una de las subcuencas. Alternativa 1	4
Tabla 7. Cálculo de los coeficientes de escorrentía y de uniformidad. Alternativa 1	5
Tabla 8. Cálculo del caudal de referencia para cada una de las subcuencas. Alternativa 1	5
Tabla 9. Hidrograma Embalse Loriguilla. Alternativa 1.....	6
Tabla 10. Hidrograma Río Sot. Alternativa 1	6
Tabla 11. Hidrograma Intercuenca Loriguilla-Sot. Alternativa 1.....	6
Tabla 12. Hidrograma Rambla Castellana. Alternativa 1	6
Tabla 13. Hidrograma Rambla Aceña. Alternativa 1.....	7
Tabla 14. Hidrograma Intercuenca Castellana-Aceña. Alternativa 1	7
Tabla 15. Hidrograma Subcuenca Azud. Alternativa 1	7
Tabla 16. Características de las subcuencas. Alternativa 2	8
Tabla 17. Cálculo Precipitación diaria máxima para T=100 años. Alternativa 2	8
Tabla 18. Cálculo de la intensidad media para cada una de las subcuencas. Alternativa 2	8
Tabla 19. Cálculo de los coeficientes de escorrentía y de uniformidad. Alternativa 2	8
Tabla 20. Cálculo del caudal de referencia para cada una de las subcuencas. Alternativa 2	8
Tabla 21. Hidrograma Embalse Loriguilla. Alternativa 2.....	8
Tabla 22. Hidrograma Río Sot. Alternativa 2	9
Tabla 23. Hidrograma Intercuenca Loriguilla-Sot. Alternativa 2.....	9



1. INTRODUCCIÓN

El presente estudio hidrológico tiene como objeto el cálculo del caudal máximo para el periodo de retorno T=100 años de la cuenca drenante a los dos puntos donde se localizan las obras de captación del Trabajo Fin de Grado, una para cada alternativa. Las coordenadas UTM de las obras de captación que fueron extraídas con la ayuda de un Sistema de Información Geográfica (SIG) son:

Coordenadas UTM	
X	Y
701738,352	4386051,78

Tabla 1. Coordenadas UTM Azud C1

Coordenadas UTM	
X	Y
698929,881	4386645,22

Tabla 2. Coordenadas UTM Azud C2

Los pasos a seguir en dicho estudio son los siguientes:

- Definir las subcuencas de estudio con sus características morfológicas propias para poder calcular el caudal punta.
- Determinar el tiempo de concentración de cada una de las subcuencas.
- Calcular las precipitaciones de proyecto de periodos de retorno de 100 años empleando el método de Témez modificado.
- Determinar el caudal para el periodo de retorno en cuestión empleando la Instrucción de Carreteras 5.2 IC “Drenaje Superficial”.

Se escoge el método de Témez modificado para el cálculo del caudal de proyecto ya que era una simplificación de cálculos y ofrece resultados muy buenos.

2. DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA

Las subcuencas de estudio forman parte de la cuenca del río Turia, las cuales se engloban en el curso bajo de dicho río, por lo que pertenecen a la provincia de Valencia, en concreto a la comarca de l’Horta.

El cauce principal de todas las subcuencas lo constituye el río Turia pero también existen otros cauces de importancia que afluyen al río Turia como son la Rambla Castellana, la Rambla Aceña y el río Sot.

El Turia cuenta, en la zona de estudio, con dos embalses que lo regulan. Aguas arriba del punto de captación y dentro de la zona de estudio, sus aguas se recogen en el embalse de Loriguilla y el embalse de Buseo siendo éste último el que regula las aguas del río Sot, tributario del Turia. Cabe mencionar que aguas arriba del

embalse de Loriguilla, fuera ya del área de estudio de este TFG, se encuentra el embalse de Benagéber. Las subcuencas de estudio para la alternativa 1 son las siguientes:

Código Subcuenca	Nombre Subcuenca
156	Loriguilla
157	Sot
158	Intercuenca Loriguilla-Sot
159	Castellana
160	Aceña
161	Intercuenca Castellana-Aceña
162	Azud

Tabla 3. Subcuencas de estudio. Captación 1

La subcuenca “Loriguilla” corresponde a la subcuenca por la que discurre el cauce del río Turia desde aguas abajo de dicho embalse hasta la confluencia con el río Sot.

La subcuenca “Sot” corresponde a la subcuenca por la que discurre el cauce del Río Sot desde aguas abajo del embalse de Buseo hasta la confluencia con el río Turia.

La subcuenca “Intercuenca Loriguilla-Sot” corresponde a la subcuenca donde se encuentra la confluencia del Río Sot con el Río Turia y por donde discurre el cauce del Río Turia tras la confluencia.

La subcuenca “Castellana” corresponde a la subcuenca por donde discurre la Rambla Castellana justo antes de su confluencia con la Rambla Aceña.

La subcuenca “Aceña” corresponde a la subcuenca por donde discurre la Rambla Aceña justo antes de su confluencia con la Rambla Castellana.

La subcuenca “Intercuenca Castellana-Aceña” corresponde a la subcuenca donde se encuentra la confluencia de la Rambla Castellana con la rambla Aceña y por donde discurre el cauce de la Rambla Castellana tras la confluencia.

La subcuenca “Azud” corresponde a la subcuenca donde se encuentra la obra de captación del TFG y donde confluyen las dos intercuenas anteriormente nombradas y por donde discurre el Río Turia tras la confluencia hasta encontrarse con la captación.

Con el código de cada una de las subcuencas anteriormente mencionadas en la Tabla 1 se pueden localizar en el Mapa que aparece en el Apéndice A del presente Anejo.

Las subcuencas de estudio para la alternativa 2 son las siguientes:

Código Subcuenca	Nombre Subcuenca
156	Loriguilla
157	Sot
158	Intercuenca Loriguilla-Sot

Tabla 4. Subcuencas de estudio. Captación 2

Como se puede observar comparando ambas alternativas, cabe destacar que la Alternativa 2 se encuentra aguas arriba de la confluencia del río Turia con la Rambla Castellana, que compone la confluencia también de dicha Rambla con la Rambla Aceña, por lo que se observará una gran diferencia de caudal de avenida entre ambas alternativas para el mismo periodo de retorno, T=100 años.



Ilustración 1. Subcuencas de estudio.

C: Coeficiente de Escorrentía

I: Intensidad de la lluvia de diseño (mm/h)

A: Área de la cuenca (km²)

K: Coeficiente de uniformidad

En primer lugar se identifican las subcuencas en las que se va a trabajar y se obtienen las características de cada uno (superficie, pendiente...) por lo que se han empleado los mapas que facilita la Confederación Hidrográfica del Júcar en la plataforma informática.

Con dichas características, se calcula el tiempo de concentración empleando la fórmula de la Dirección general de Carreteras para cada una de las subcuencas de estudio. A continuación se presentan dichas características y el tiempo de concentración obtenido:

$$t_c = 0.3 * \left(\frac{L}{J^{0.25}}\right)^{0.76}$$

Código Subcuenca	Nombre Subcuenca	Superficie (km2)	Longitud (m)	Longitud (km)	Desnivel (m)	J (m/m)	t _c (h)
156	Loriguilla	74,13	11500	11,5	56	0,0049	5,28
157	Sot	88,14	12000	12	210	0,0175	4,28
158	Inter Lori-Sot	164,69	26800	26,8	110	0,0041	10,38
159	Castellana	249,51	28300	28,3	600	0,0212	7,92
160	Aceña	157,86	25300	25,3	360	0,0142	7,84
161	Inter Caste- Aceña	40,10	8500	8,5	105	0,0124	3,52
162	Azud	3,79	2500	2,5	8	0,0032	1,79

Tabla 5. Características de las subcuencas. Captación 1

Ahora se procede a localizar en los planos las siete subcuencas del estudio y así estimar en el mapa de isolíneas el coeficiente de variación (Cv) y el valor medio de precipitación máxima diaria anual (P). Los círculos rojos son los 7 puntos escogidos integrantes de cada una de las subcuencas de estudio y la línea azul oscura es el punto de captación, objeto de estudio.

3. CAUDAL DE AVENIDA DE DISEÑO

3.1. Captación 1

Se va a proceder a calcular la precipitación diaria máxima para el periodo de retorno empleado en el estudio, T=100 años.

Para ello se ha empleado uno de los métodos propuestos en el Manual de Máximas llluvias diarias en la España peninsular (1999) editado por el Ministerio de Fomento, el conocido Método de Témez Modificado, cuya fórmula es:

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6} * K$$

Donde:

Q: Caudal máximo (m³/s)

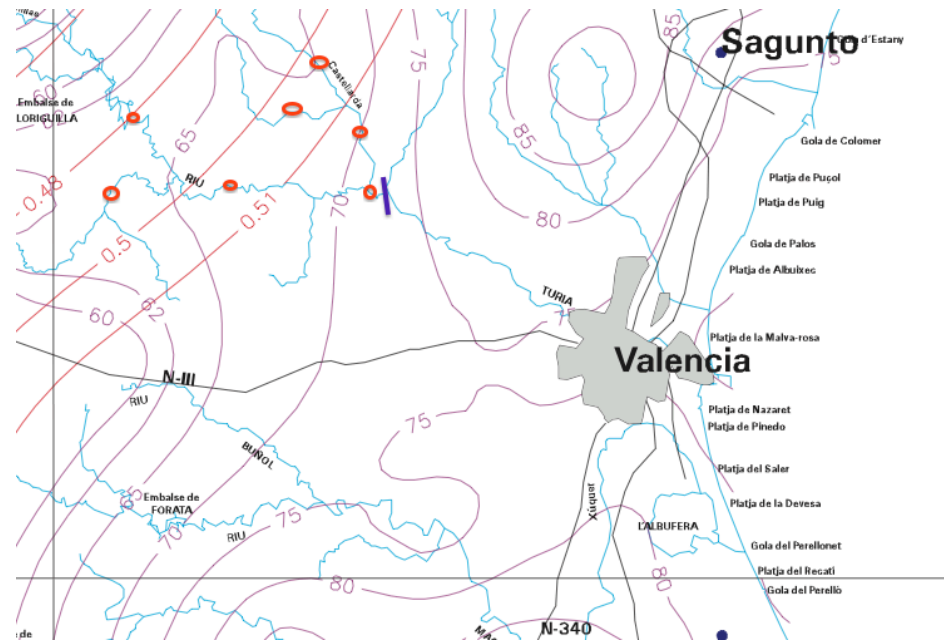


Ilustración 2. Mapa isolíneas Cv y P

Tras estimar los de Cv y P en el mapa anterior, se procede a obtener el cuantil regional Y_t (Factor de amplificación K_t) el cual depende tanto del Cv como del período de retorno de estudio (en este caso T=100 años). Para ello se emplea la siguiente tabla extraída del Manual anteriormente citado:

C _v	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS (T)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
0.30	0.935	1.194	1.377	1.625	1.823	2.022	2.251	2.541
0.31	0.932	1.198	1.385	1.640	1.854	2.068	2.296	2.602
0.32	0.929	1.202	1.400	1.671	1.884	2.098	2.342	2.663
0.33	0.927	1.209	1.415	1.686	1.915	2.144	2.388	2.724
0.34	0.924	1.213	1.423	1.717	1.930	2.174	2.434	2.785
0.35	0.921	1.217	1.438	1.732	1.961	2.220	2.480	2.831
0.36	0.919	1.225	1.446	1.747	1.991	2.251	2.525	2.892
0.37	0.917	1.232	1.461	1.778	2.022	2.281	2.571	2.953
0.38	0.914	1.240	1.469	1.793	2.052	2.327	2.617	3.014
0.39	0.912	1.243	1.484	1.808	2.083	2.357	2.663	3.067
0.40	0.909	1.247	1.492	1.839	2.113	2.403	2.708	3.128
0.41	0.906	1.255	1.507	1.854	2.144	2.434	2.754	3.189
0.42	0.904	1.259	1.514	1.884	2.174	2.480	2.800	3.250
0.43	0.901	1.263	1.534	1.900	2.205	2.510	2.846	3.311
0.44	0.898	1.270	1.541	1.915	2.220	2.556	2.892	3.372
0.45	0.896	1.274	1.549	1.945	2.251	2.586	2.937	3.433
0.46	0.894	1.278	1.564	1.961	2.281	2.632	2.983	3.494
0.47	0.892	1.286	1.579	1.991	2.312	2.663	3.044	3.555
0.48	0.890	1.289	1.595	2.007	2.342	2.708	3.098	3.616
0.49	0.887	1.293	1.603	2.022	2.373	2.739	3.128	3.677
0.50	0.885	1.297	1.610	2.052	2.403	2.785	3.189	3.738
0.51	0.883	1.301	1.625	2.068	2.434	2.815	3.220	3.799
0.52	0.881	1.308	1.640	2.098	2.464	2.861	3.281	3.860

Ilustración 3. Tabla de los cuantiles Y_t , de la Ley SQRT-ET máx.

Tras conocer dichos cuantiles o factores de amplificación, se calcula la precipitación diaria máxima para el periodo de retorno deseado empleando la siguiente fórmula:

$$P_d = Y_{100} * P$$

Se pueden observar los resultados de los cálculos previamente explicados:

Código Subcuenca	Nombre Subcuenca	Cv	P (mm/día)	Cuantil 'Yt'	Pd (mm/día)
156	Loriguilla	0,48	65	2,708	176,02
157	Sot	0,49	65	2,739	178,035
158	Inter Lori-Sot	0,5	65	2,785	181,025
159	Castellana	0,48	65	2,708	176,02
160	Aceña	0,48	65	2,708	176,02
161	Inter Caste-Aceña	0,51	70	2,815	197,05
162	Azud	0,51	70	2,815	197,05

Tabla 6. Cálculo Precipitación diaria máxima para T=100 años. Captación 1

Tras calcularla precipitación diaria máxima se le aplica el factor de la lluvia diaria, el cual se toma:

$$K_A = 1 \rightarrow A < 1 \text{ km}^2$$

$$K_A = 1 - \frac{\log A}{15} \rightarrow 1 < A < 3000 \text{ km}^2$$

Por tanto, la precipitación diaria máxima final (o corregida) se calcula a partir de la siguiente fórmula:

$$P'_d = P_d * K_A$$

A continuación se calcula la intensidad media diaria de precipitación a partir de la siguiente fórmula:

$$I_d = \frac{P'_d}{24}$$

Solo faltaría la relación entre la intensidad media horaria y la diaria, que se obtiene de la siguiente figura:

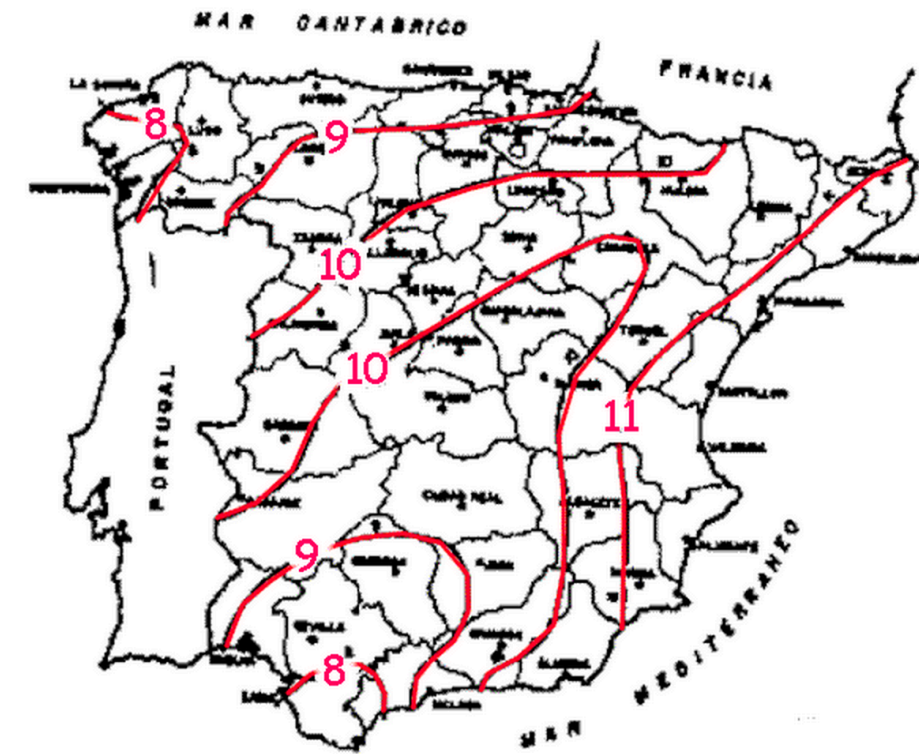


Ilustración 4. Mapa isohietas I1/I_d

Tras conocer el valor de dicha relación, que resulta ser la misma al encontrarse las siete subcuencas en la misma zona con valor 11, se obtiene la intensidad media a partir de la siguiente fórmula:

$$I_t = I_d * \left(\frac{I_1}{I_d}\right)^{\frac{28^{0.1} - 0.61^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$$

Código Subcuenca	Nombre Subcuenca	K _A	P' _d (mm/día)	I _d (mm/h)	I ₁ /I _d	I _t (mm/h)
156	Loriguilla	0,875333	154,08	6,42	11	23,56
157	Sot	0,870323	154,95	6,46	11	27,51
158	Inter Lori-Sot	0,852222	154,27	6,43	11	14,30
159	Castellana	0,840194	147,89	6,16	11	16,82
160	Aceña	0,853449	150,22	6,26	11	17,21
161	Inter Caste-Aceña	0,893125	175,99	7,33	11	35,80
162	Azud	0,961387	189,44	7,89	11	60,30

Tabla 7. Cálculo de la intensidad media para cada una de las subcuencas. Captación 1

Ya se han calculado dos de los cuatro parámetros necesarios para el caudal resultante, por lo que se procede al cálculo de los dos restantes, el coeficiente de escorrentía y el coeficiente de uniformidad.

Para el cálculo del coeficiente de escorrentía, se emplea la siguiente fórmula:

$$C = \frac{(P'_d - P'_0) * (P'_d + 23 * P'_0)}{(P'_d + 11 * P'_0)^2}$$

Para el cálculo del umbral de Escorrentía corregido (P'_0) se debe determinar en primer lugar el umbral de escorrentía inicial, por lo que se recurre a las tablas contenidas en la Instrucción de Carreteras 5.2 de Drenaje Superficial.

Tras analizar las tres tablas consultadas de la Instrucción se ha llegado a la simplificación de escoger el mismo umbral de escorrentía para las siete subcuencas, suponiendo que el suelo forma parte del grupo B, es decir, un suelo con infiltración moderada y que el uso de la tierra es Cultivos en hilera y que dichos cultivos están colocados según las líneas de nivel (N), lo que conlleva a que el valor del umbral de escorrentía inicial sea 16.

Como se ha comentado antes, el umbral de escorrentía debe corregirse a partir de un coeficiente corrector, el cual se estima a partir de la siguiente figura, extraída de la Instrucción de Carreteras 5.2 de Drenaje superficial:



Ilustración 5. Mapa coeficiente corrector del Umbral de Escorrentía inicial.

El valor de dicho coeficiente (β) para la zona de estudio se aproxima a 3 y junto con el valor del umbral de escorrentía anteriormente estimado, se calcula el umbral de escorrentía corregido a partir de la siguiente fórmula:

$$P'_0 = P_0 * \beta$$

Una vez calculado dicho umbral, ya se tienen todos los valores para poder calcular el coeficiente de escorrentía de cada una de las subcuencas.

Solo quedará pues calcular el coeficiente de uniformidad, para lo cual se empleará la siguiente fórmula:

$$K = 1 + \frac{t_c^{1.25}}{t_c^{1.25} + 14}$$

Código Subcuenca	Nombre Subcuenca	Po (mm)	β	Po' (mm)	C	K
156	Loriguilla	16	3	48	0,287	1,364
157	Sot	16	3	48	0,289	1,305
158	Inter Lori-Sot	16	3	48	0,287	1,571
159	Castellana	16	3	48	0,274	1,487
160	Aceña	16	3	48	0,279	1,484
161	Inter Caste-Aceña	16	3	48	0,331	1,256
162	Azud	16	3	48	0,355	1,129

Tabla 8. Cálculo de los coeficientes de escorrentía y de uniformidad. Captación 1

Una vez calculados los cuatro parámetros de la fórmula de caudal del método de Témez Modificado, se calcula el caudal para cada una de las subcuencas y para el periodo de retorno de diseño.

Código Subcuenca	Nombre Subcuenca	Superficie (km2)	It (mm/h)	C	K	Q (m3/s)
156	Loriguilla	74,13	23,56	0,287	1,3637	189,79
157	Sot	88,14	27,51	0,289	1,3052	253,75
158	Fin Lori-Sot	164,69	14,30	0,287	1,5708	295,23
159	Castellana	249,51	16,82	0,274	1,4867	474,50
160	Aceña	157,86	17,21	0,279	1,4838	312,06
161	Fin Caste-Aceña	40,10	35,80	0,331	1,2559	165,53
162	Azud	3,79	60,30	0,355	1,1291	25,51

Tabla 9. Cálculo del caudal de referencia para cada una de las subcuencas. Captación 1

Tras calcular el caudal máximo o de referencia de cada una de las subcuencas, se procede a obtener cada uno de los hidrogramas unitarios respectivos y así poder obtener un hidrograma posterior unificando los siete hidrogramas iniciales.

Para obtener dichos hidrogramas se ha empleado el método del hidrograma unitario triangular de Témez (Hydro, 2014), el cual emplea las siguientes fórmulas para definir cada uno de los parámetros necesarios:

$$\text{Duración de la tormenta: } t_t = 2 * t_c$$

$$\text{Tiempo al pico: } t_p = 0.3 * t_t$$

$$\text{Caudal pico} = \text{Caudal máximo o de referencia}$$

A partir de dichas fórmulas se calcula cada uno de los valores que se emplearán posteriormente en la realización de los hidrogramas unitarios.

Hidrograma Loriguilla	
Tiempo concentración (h)	5,28
Duración tormenta (h)	10,56
Tiempo al pico (h)	3,17
Caudal pico (m3/s)	189,79

Tabla 10. Hidrograma Embalse Loriguilla. Captación 1

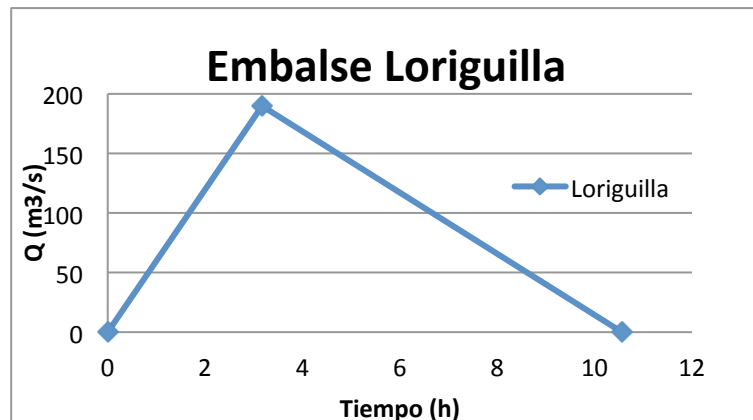


Ilustración 6. Hidrograma unitario embalse Loriguilla. Captación 1

Hidrograma Sot	
Tiempo concentración (h)	4,28
Duración tormenta (h)	8,55
Tiempo al pico (h)	2,57
Caudal pico (m3/s)	253,75

Tabla 11. Hidrograma Río Sot. Captación 1

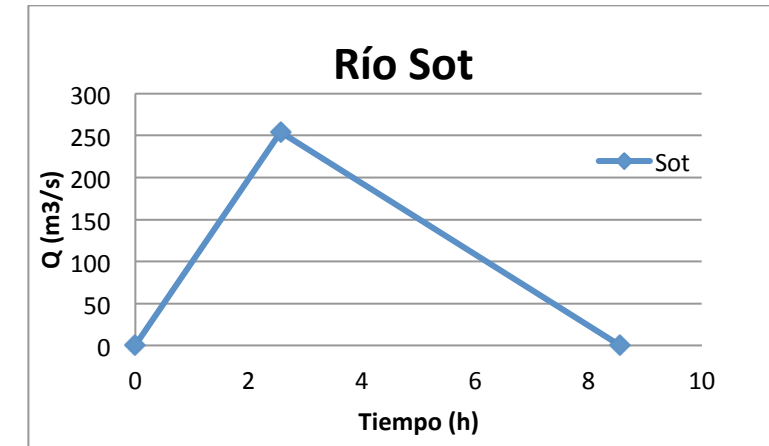


Ilustración 7. Hidrograma unitario Río Sot. Captación 1

Hidrograma Inter Lori Sot	
Tiempo concentración (h)	10,37
Duración tormenta (h)	20,75
Tiempo al pico (h)	6,22
Caudal pico (m3/s)	295,23

Tabla 12. Hidrograma Intercuenca Loriguilla-Sot. Captación 1

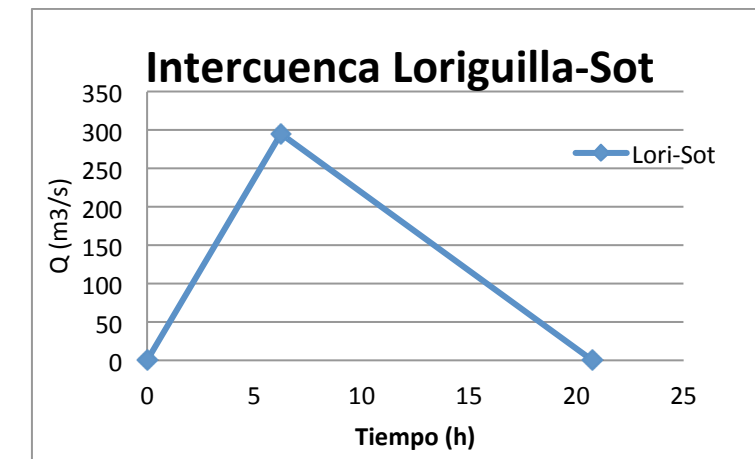


Ilustración 8. Hidrograma unitario Intercuenca Loriguilla-Sot. Captación 1

Hidrograma Castellana	
Tiempo concentración (h)	7,92
Duración tormenta (h)	15,83
Tiempo al pico (h)	4,75
Caudal pico (m3/s)	474,5

Tabla 13. Hidrograma Rambla Castellana. Captación 1

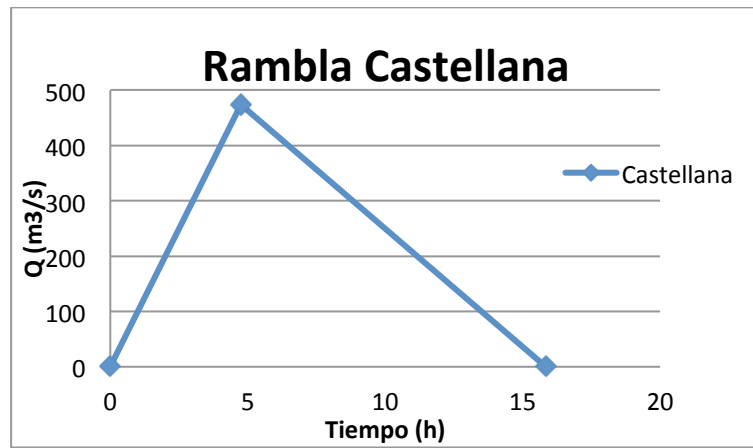


Ilustración 9. Hidrograma unitario Rambla Castellana. Captación 1

Hidrograma Aceña	
Tiempo concentración (h)	7,84
Duración tormenta (h)	15,68
Tiempo al pico (h)	4,7
Caudal pico (m³/s)	312,06

Tabla 14. Hidrograma Rambla Aceña. Captación 1

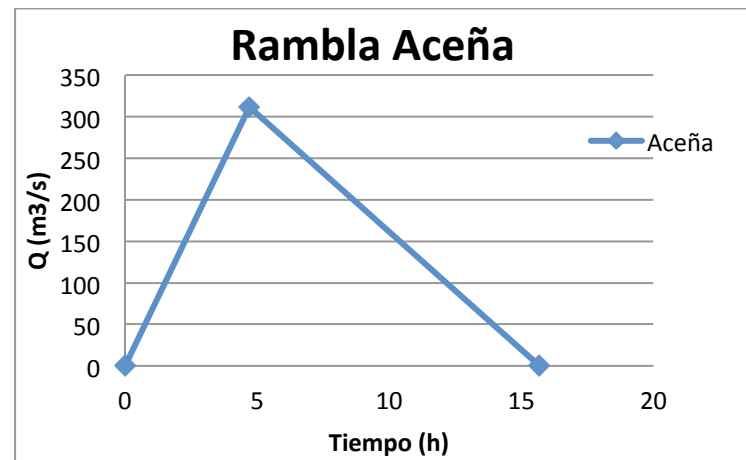


Ilustración 10. Hidrograma unitario Rambla Aceña. Captación 1

Hidrograma Inter Caste-Aceña	
Tiempo concentración (h)	3,52
Duración tormenta (h)	7,03
Tiempo al pico (h)	2,11
Caudal pico (m³/s)	165,53

Tabla 15. Hidrograma Intercuenca Castellana-Aceña. Captación 1

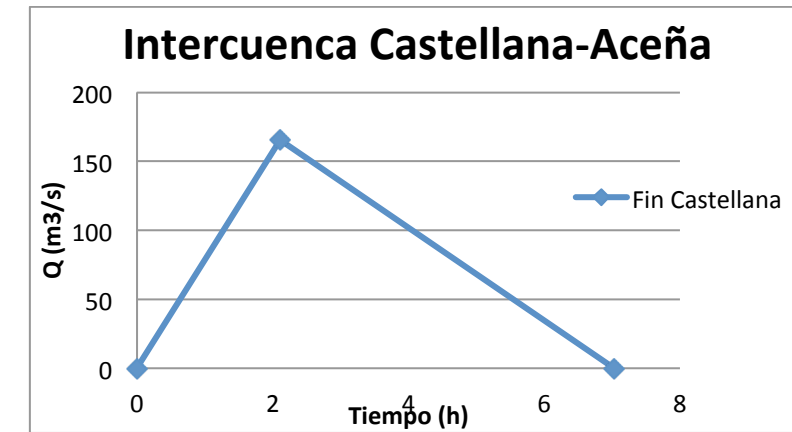


Ilustración 11. Hidrograma unitario Intercuenca Castellana-Aceña. Captación 1

Hidrograma Azud	
Tiempo concentración (h)	1,79
Duración tormenta (h)	3,59
Tiempo al pico (h)	1,08
Caudal pico (m³/s)	25,51

Tabla 16. Hidrograma Subcuenca Azud. Captación 1

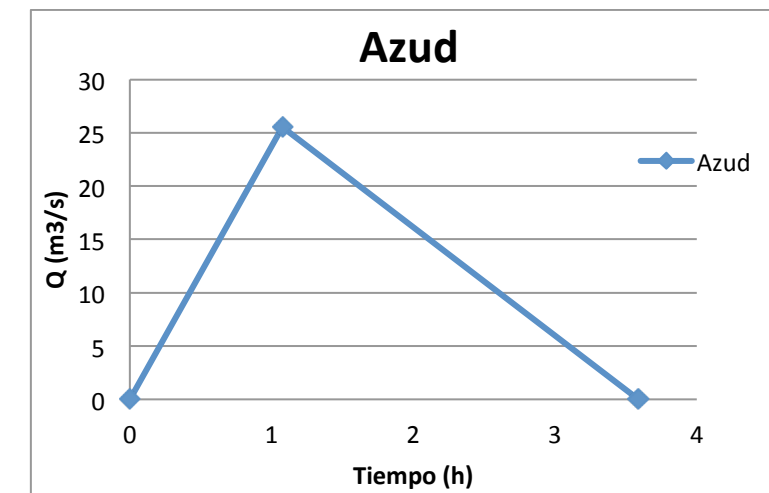


Ilustración 12. Hidrograma unitario Subcuenca Azud. Captación 1

Una vez obtenidos los siete hidrogramas unitarios, se deben aunar en uno solo para así obtener el hidrograma unitario de la cuenca que drena al punto de captación, y para ello se suman dichos hidrogramas.

El hidrograma unitario resultante se expone a continuación, siendo el caudal máximo al que se verá expuesto el azud para un periodo de retorno T=100 años de **1397.72 m³/s** siendo el tiempo base máximo de los tiempos calculados anteriormente, 20.75 horas.

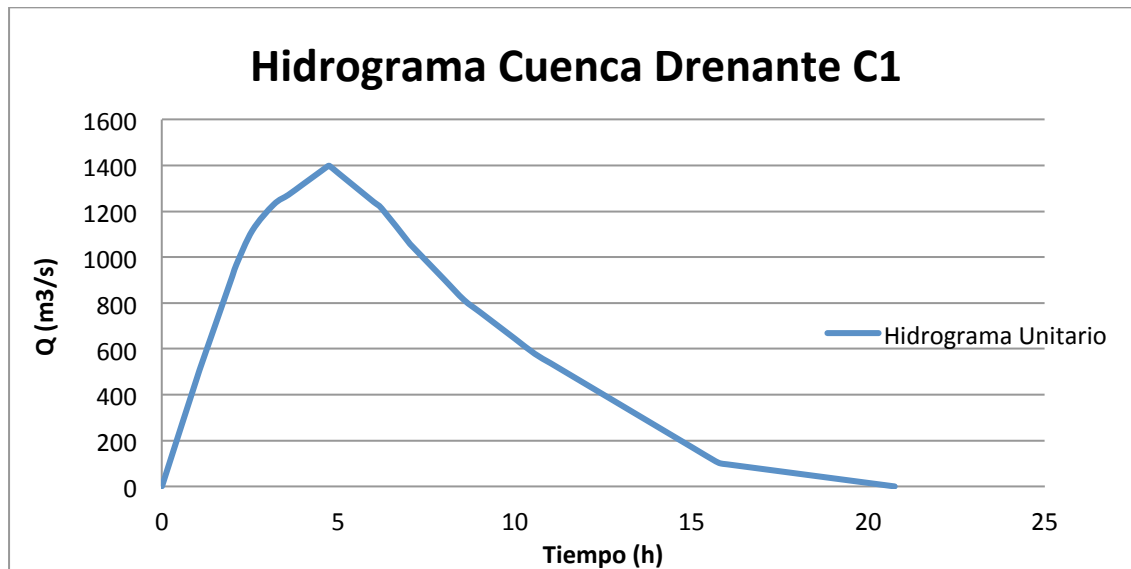


Ilustración 13. Hidrograma unitario cuenca drenante al punto de captación. Captación 1

Código Subcuenca	Nombre Subcuenca	Ka	Pd' (mm/día)	Id (mm/h)	I1/Id	It (mm/h)
156	Loriguilla	0,88	154,08	6,4198	11	23,56
157	Sot	0,87	154,95	6,4562	11	27,51
158	Inter Lori-Sot	0,85	154,27	6,4281	11	14,30

Tabla 19. Cálculo de la intensidad media para cada una de las subcuencas. Captación 2

Código Subcuenca	Nombre Subcuenca	Po (mm)	β	Po' (mm)	C	k	Q (m3/s)
156	Loriguilla	16	3	48	0,287	1,36	189,79
157	Sot	16	3	48	0,289	1,31	253,75
158	Inter Lori-Sot	16	3	48	0,287	1,57	295,23

Tabla 20. Cálculo de los coeficientes de escorrentía y de uniformidad. Captación 2

3.2. Captación 2

Empleando el mismo método que en el análisis de la Alternativa 1, teniendo en cuenta que, como se ha expuesto en el apartado Descripción de la Cuenca, para la Alternativa 2 se reducen las subcuencas de afección por encontrarse unos 4 kilómetros aguas arriba del punto de captación de la Alternativa 1.

Código Subcuenca	Nombre Subcuenca	Superficie (km ²)	Longitud (m)	Longitud (km)	Desnivel (m)	J (m/m)	tc (h)
156	Loriguilla	74,13	11500	11,5	56	0,0049	5,28
157	Sot	88,14	12000	12	210	0,0175	4,28
158	Inter Lori-Sot	164,69	26800	26,8	110	0,0041	10,37

Tabla 17. Características de las subcuencas. Captación 2

Código Subcuenca	Nombre Subcuenca	Cv	P (mm/día)	Cuantil 'Yt'	Pd (mm/día)
156	Loriguilla	0,48	65	2,708	176,02
157	Sot	0,49	65	2,739	178,035
158	Inter Lori-Sot	0,5	65	2,785	181,025

Tabla 18. Cálculo Precipitación diaria máxima para T=100 años. Captación 2

Código Subcuenca	Nombre Subcuenca	Longitud (km)	It (mm/h)	C	k	Q (m3/s)
156	Loriguilla	11,5	23,56	0,287	1,36	189,79
157	Sot	12	27,51	0,289	1,31	253,75
158	Inter Lori-Sot	26,8	14,30	0,287	1,57	295,23

Tabla 21. Cálculo del caudal de referencia para cada una de las subcuencas. Captación 2

Tras calcular el caudal máximo o de referencia de cada una de las subcuencas, se procede a obtener cada uno de los hidrogramas unitarios respectivos y así poder obtener un hidrograma posterior unificando los siete hidrogramas iniciales.

Aplicando las mismas fórmulas que para la Alternativa 1 se calcula cada uno de los valores que se emplearán posteriormente en la realización de los hidrogramas unitarios.

Hidrograma Loriguilla	
Tiempo concentración (h)	5,28
Duración tormenta (h)	10,56
Tiempo al pico (h)	3,17
Caudal pico (m3/s)	189,79

Tabla 22. Hidrograma Embalse Loriguilla. Captación 2

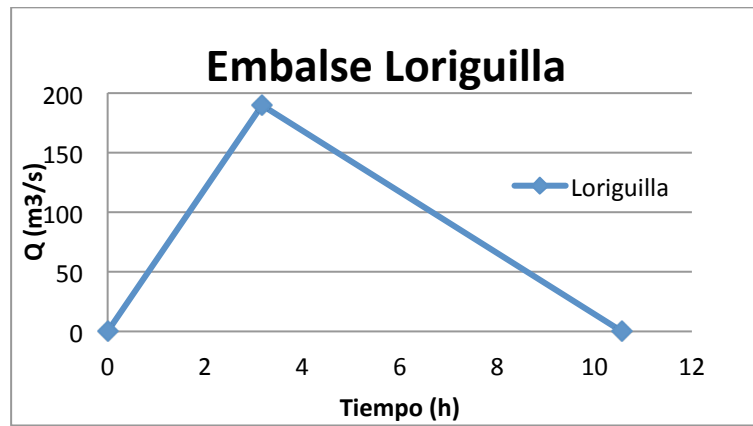


Ilustración 14. Hidrograma unitario embalse Loriguilla. Captación 2

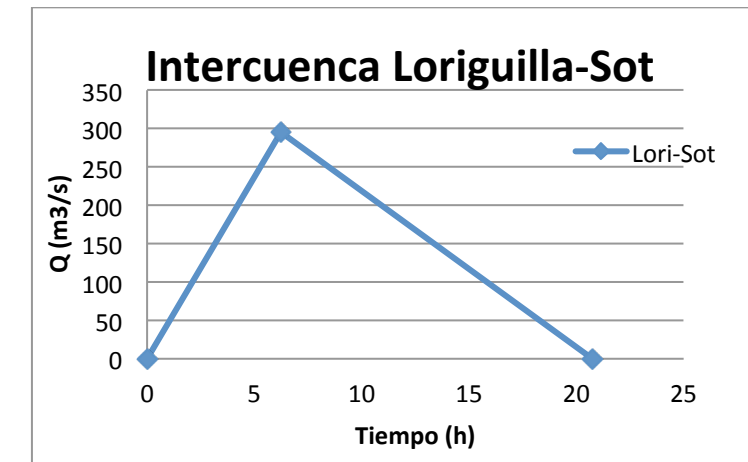


Ilustración 16. Hidrograma unitario Intercuenca Loriguilla-Sot. Captación 2

Hidrograma Sot	
Tiempo concentración (h)	4,28
Duración tormenta (h)	8,55
Tiempo al pico (h)	2,57
Caudal pico (m3/s)	253,75

Tabla 23. Hidrograma Río Sot. Captación 2

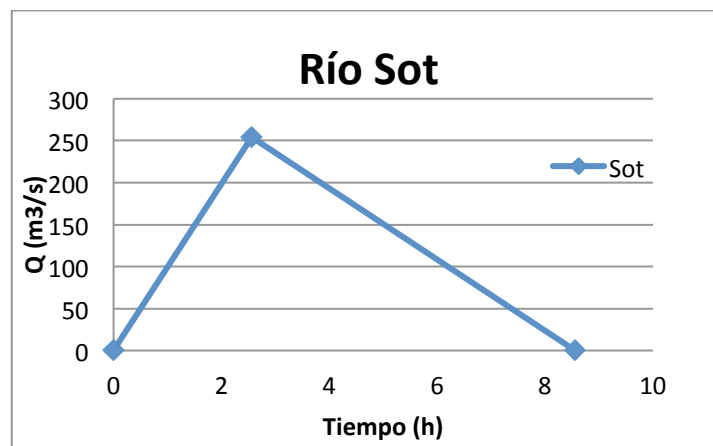


Ilustración 15. Hidrograma unitario Río Sot. Captación 2

Hidrograma Inter Lori Sot	
Tiempo concentración (h)	10,37
Duración tormenta (h)	20,75
Tiempo al pico (h)	6,22
Caudal pico (m3/s)	295,23

Tabla 24. Hidrograma Intercuenca Loriguilla-Sot Captación 2

Una vez obtenidos los tres hidrogramas unitarios, se deben aunar en uno solo para así obtener el hidrograma unitario de la cuenca que drena al punto de captación, y para ello se suman dichos hidrogramas.

El hidrograma unitario resultante se expone a continuación, siendo el caudal máximo al que se verá expuesto el azud para un periodo de retorno T=100 años de **568.28 m³/s** siendo el tiempo de la tormenta el máximo de los tiempos calculados anteriormente, 20.75 horas.

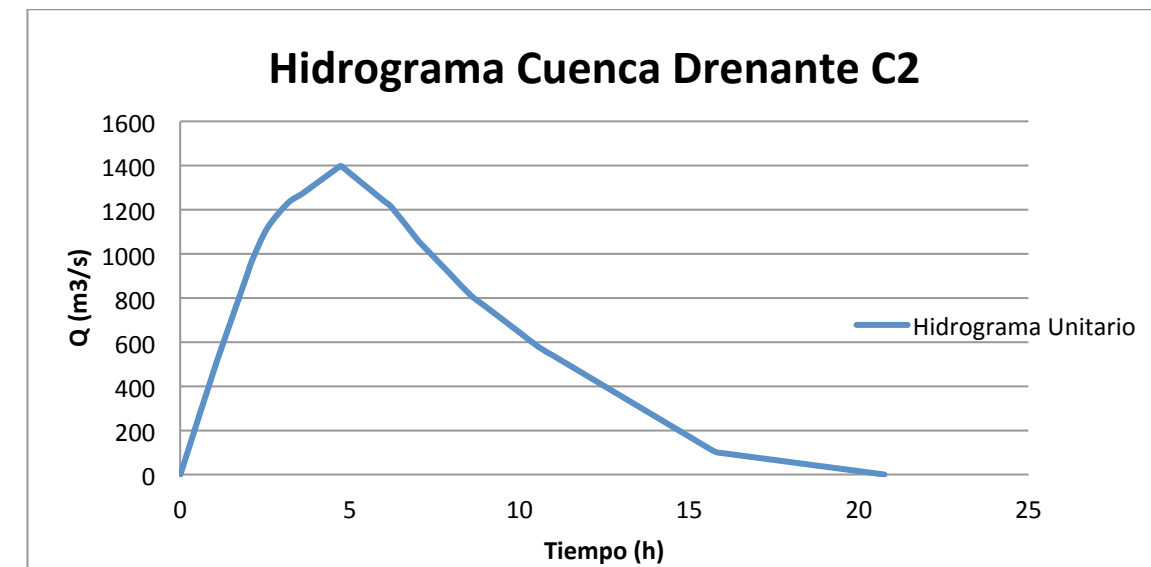


Ilustración 17. Hidrograma unitario cuenca drenante al punto de captación. Captación 2

APÉNDICE A

Localización de las subcuencas de estudio





DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE “LA PRESA”



ANEJO 0.3- PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS SOLUCIONES



ÍNDICE

1. Introducción.....	1
2. Captación 1.....	1
2.1. Azud.....	1
2.2. Toma y Canal a cielo abierto.....	8
2.3. Cámara de Carga.....	9
2.4. Tubería.....	10
3. Captación 2.....	12
3.1. Azud.....	12
3.2. Balsa.....	18
3.3. Estación de bombeo y tubería de aspiración.....	20
3.4. Tubería.....	21
4. Entrega 1.....	22
5. Entrega 2.....	22

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Longitud de resalto. Cuenco Simple. (United States Department of the Interior, 1987).....	3
Ilustración 2. Sección trapecial río.....	4
Ilustración 3. Empujes resultantes.....	6
Ilustración 4: Gráfico CEDEX, coste, caudal.....	10
Ilustración 5: Sección Tipo Perfil Transversal Zanja y Tubería.....	11
Ilustración 6. Parámetros de la sección tipo.....	11
Ilustración 7: Tabla de Diámetros Normalizados del Cedex.....	11
Ilustración 8: Espesores recomendados en tubos de acero por el CEDEX.....	12
Ilustración 9. Línea de alturas piezométricas. Tubería. C1.....	12
Ilustración 10. Sección trapecial río.....	15
Ilustración 11. Emplazamiento de la balsa (Plano 03213).....	18
Ilustración 12. Mapa geológico de la zona de estudio.....	18
Ilustración 13. Características geotécnicas de la zona de estudio. IGME Liria 55.....	19
Ilustración 14. Taludes a colocar en la balsa en cada caso.....	19
Ilustración 15. Factor de seguridad en función del material.....	19
Ilustración 16. Localización de la balsa. Captación 2.....	20
Ilustración 17. Línea de alturas piezométricas. Tubería. C2.....	21
Ilustración 18. Línea de alturas piezométricas. Detalle. Tubería. C2.....	22

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coordenadas UTM Azud C1.....	1
Tabla 2. Puntos del perfil Creager unitario.....	1
Tabla 3. Longitud de Coronación Azud C1.....	2
Tabla 4. Altura de agua sobre cresta.....	2
Tabla 5. Puntos perfil Creager Azud C1.....	2
Tabla 6. Características del azud C1 (Plano 03121. Azud: Cerrada y Perfil).....	3
Tabla 7. Talud de cada uno de los paramentos Azud C1.....	3
Tabla 8. Cálculos hidráulicos Azud C1.....	4
Tabla 9. Espesor de cuenco amortiguador Azud C1.....	4
Tabla 10. Radio de acuerdo Cuerpo Azud-Cuenco Amortiguador Azud C1.....	4
Tabla 11. Coordenadas UTM y cota. Captación 1.....	4
Tabla 12. Ángulos de las márgenes del río Azud C1.....	5
Tabla 13. Cálculo del calado y_3 Azud C1.....	5
Tabla 14. Cálculo del calado y_3 Azud C1.....	5
Tabla 15. Comparación de calados Azud C1.....	5
Tabla 16. Caudal de diseño T=100 años Azud C1.....	5
Tabla 17. Empujes resultantes Situación Accidental Azud C1.....	5
Tabla 18. Sumatorio Empujes Situación Accidental Azud C1.....	6
Tabla 19. Cálculo de excentricidades y momentos generados.....	6
Tabla 20. Cálculo Coeficiente de Seguridad al Deslizamiento Azud C1.....	6
Tabla 21. Cálculo del Coeficiente de Seguridad al Hundimiento Azud C1.....	7
Tabla 22. Empujes resultantes Situación Normal Azud C1.....	7
Tabla 23. Sumatorio Empujes Situación Normal Azud C1.....	7
Tabla 24. Cálculo de excentricidades y momentos generados.....	7
Tabla 25. Cálculo Coeficiente de Seguridad al Deslizamiento Azud C1.....	8
Tabla 26. Cálculo del Coeficiente de Seguridad al Hundimiento Azud C1.....	8
Tabla 27. Distintas secciones estudiadas.....	9
Tabla 28. Dimensiones de la sección elegida.....	9
Tabla 29. Coordenadas UTM Azud C2.....	12
Tabla 30. Longitud de Coronación Azud C2.....	13
Tabla 31. Altura de agua sobre cresta.....	13
Tabla 32. Puntos perfil Creager Azud C2.....	13
Tabla 33. Características del azud C2 (Plano 03221: Azud. Cerrada y Perfil).....	14
Tabla 34. Talud de cada uno de los paramentos Azud C2.....	14
Tabla 35. Cálculos hidráulicos Azud C2.....	14
Tabla 36. Espesor de cuenco amortiguador Azud C2.....	14
Tabla 37. Radio de acuerdo Cuerpo Azud-Cuenco Amortiguador Azud C2.....	14
Tabla 38. Coordenadas UTM y cota. Captación 2.....	15
Tabla 39. Ángulos de las márgenes del río Azud C2.....	15



Tabla 40. Cálculo del calado y_3 Azud C2.....	15
Tabla 41. Cálculo del calado y_3 Azud C2.....	15
Tabla 42. Comparación de calados Azud C2	15
Tabla 43. Caudal de diseño T=100 años Azud C2.....	15
Tabla 44. Empujes resultantes Situación Accidental Azud C2.....	16
Tabla 45. Sumatorio Empujes Situación Accidental Azud C2.....	16
Tabla 46. Cálculo de excentricidades y momentos generados	16
Tabla 47. Cálculo Coeficiente de Seguridad al Deslizamiento Azud C2.....	16
Tabla 48. Cálculo del Coeficiente de Seguridad al Hundimiento Azud C2	16
Tabla 49. Empujes resultantes Situación Normal Azud C2.....	17
Tabla 50. Sumatorio Empujes Situación Normal Azud C2.....	17
Tabla 51. Cálculo de excentricidades y momentos generados	17
Tabla 52. Cálculo Coeficiente de Seguridad al Deslizamiento Azud C2.....	17
Tabla 53. Cálculo del Coeficiente de Seguridad al Hundimiento Azud C2	18
Tabla 54. Factor de seguridad resultante	19
Tabla 55. Volumen de regulación en función la altura de lámina de agua.....	20
Tabla 56. Ocupación de la balsa.....	20



1. INTRODUCCIÓN

En este anejo se expondrá el predimensionamiento de las distintas infraestructuras consideradas en cada una de las soluciones.

Se plantean dos posibles captaciones para la realización de los objetivos fijados:

La primera captación consta de un azud sumergido en derivación, un canal que capta el agua del embalse creado por el azud a través de una toma lateral, una cámara de carga en la que desemboca el canal y una tubería que transporta el caudal deseado a la ETAP por gravedad. La segunda captación consiste en un azud de las mismas características que el de la primera captación, con una toma que abastece a una estación de bombeo, que impulsa el agua hasta una balsa de regulación de la que nace una tubería idéntica a la anterior que transporta el agua hasta la ETAP.

A su vez, se han considerado dos formas diferentes de realizar la entrega a la planta. La diferencia entre ambas radica en la existencia o no de un pretratamiento que condiciona el lugar de la entrega. Esto provoca que el estudio de soluciones tenga en cuenta todas las combinaciones posibles entre las distintas captaciones, y las dos condiciones de entrega, resultando un total de cuatro soluciones a considerar (Captación 1 con Entrega 1, Captación 1 con Entrega 2, Captación 2 con Entrega 1 y Captación 2 con Entrega 2).

A continuación se definirán cada una de estas soluciones:

2. CAPTACIÓN 1

2.1. Azud

En primer lugar, cabe decir que la tipología de azud que se ha escogido es de pared gruesa y se emplea hormigón en masa como material de construcción.

Las coordenadas UTM donde se encuentra emplazado el azud C1 son :

Coordenadas UTM	
X	Y
701738,352	4386051,783

Tabla 1. Coordenadas UTM Azud C1

Para calcular el perfil del aliviadero del azud se emplea el método Creager, que consta de una serie de puntos de referencia, los cuales se multiplican posteriormente por la altura de agua que pasa sobre el umbral del azud. A continuación se muestran dichos puntos (United States Department of the Interior, 1987):

X teóricos	Y teóricos
0	0,126
0,1	0,036
0,2	0,007
0,3	0
0,4	0,007
0,6	0,06
0,8	0,142
1	0,257
1,2	0,397
1,4	0,565
1,7	0,87
2	1,22
2,5	1,96
3	2,82
3,5	3,82
4	4,93
4,5	6,22

Tabla 2. Puntos del perfil Creager unitario



Al tratarse de un azud sumergido, es decir, que el agua verterá por coronación en todo momento, se ha dimensionado para el caudal medio del río Turia, que es 13.53 m³/s (dato proporcionado por la estación de aforo de Bugarra, justo el municipio aguas arriba del punto de captación, del anuario de aforos del CEDEX).

Una vez se tiene el caudal de dimensionamiento, se calcula la longitud de la coronación de cada uno de los azudes, la cual se ha podido estimar gracias al empleo del programa ArcGis 10.2, del cual se extrae la cerrada del río, resultando estos valores:

Características	C1
Longitud coronación (m)	55

Tabla 3. Longitud de Coronación Azud C1

El coeficiente de desagüe ideal que posee el aliviadero tipo Creager es de 2.21, el cual se ha escogido para dicho cálculo.

Con todos los datos anteriores obtenidos, ya se puede calcular la altura de agua que pasa por encima de la cresta del azud empleando la siguiente fórmula:

$$Q = H^{\frac{3}{2}} * C_d * L \rightarrow H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{C_d * L}\right)^2}$$

Una vez aplicados los valores de los datos conocidos, se obtiene un valor de altura media que verterá por coronación:

Características	C1
Caudal medio (m3/s)	13,53
Coefficiente desagüe	2,21
Longitud coronación (m)	55
Altura sobre cresta (m)	0,231

Tabla 4. Altura de agua sobre cresta

Con dicha altura se calcula el perfil Creager del azud en cuestión resultando los siguientes valores:

X	Y
0	0,029156302
0,023139922	0,008330372
0,046279844	0,001619795
0,069419766	0
0,092559688	0,001619795
0,138839531	0,013883953
0,185119375	0,032858689
0,231399219	0,059469599
0,277679063	0,09186549
0,323958907	0,130740559
0,393378672	0,201317321
0,462798438	0,282307047
0,578498048	0,453542469
0,694197657	0,652545798
0,809897267	0,883945017
0,925596876	1,14079815
1,041296486	1,439303143

Tabla 5. Puntos perfil Creager Azud C1

Una vez obtenido el perfil Creager característico del azud, se estima la altura necesaria que debería de tener en función de la toma de agua.

Como la toma del azud de la captación 1 trata de un canal en lámina libre, que se prolongaría los próximos 4 kilómetros aproximadamente, debe coger altura necesaria para discurrir por gravedad, por lo que la altura necesaria del azud C1 es de 5,5 metros sobre cimientos, disponiendo 1,5 metros de azud en cimentación, lo que resulta una altura total de 7 metros.

Cabe destacar que para el cálculo de las características geométricas del azud se han tenido en cuenta dos condicionantes:

- Que cumplan los factores de seguridad de estabilidad de presas, es decir, el de deslizamiento y el de hundimiento.
- Que no existan tracciones en el plano presa-cimiento del azud.

A continuación se resumen las características del azud C1:

Características	C1
Altura sobre cimientos (m)	5,5
Cimientos (m)	1,5
Altura total (m)	7
Cota Terreno (msnm)	103
Cota Coronación (msnm)	108,5
Cota Cimientos (msnm)	101,5

Tabla 6. Características del azud C1 (Plano 03121. Azud: Cerrada y Perfil)

Tras calcular la altura necesaria del azud C1, se debe elegir los taludes de los paramentos tanto aguas arriba como el de aguas abajo con los cuales completar el perfil del azud. Como se ha comentado antes, dichos valores se han escogido atendiendo a los cálculos de estabilidad del azud, los cuales se explicarán más adelante. Los valores de cada uno de los paramentos en cuestión son:

Paramento	C1
Aguas Arriba	0.05H:1V
Aguas Abajo	1.75H:1V

Tabla 7. Talud de cada uno de los paramentos Azud C1

Una vez obtenidas las características del cuerpo del azud C1, se realizan los cálculos hidráulicos necesarios y así calcular en primer lugar la velocidad que tendría el agua justo al inicio del cuenco amortiguador (v_1), el calado y_1 y el calado al final del cuenco (y_2) y con ello calcular la longitud del resalto hidráulico generado aguas abajo del azud y así dimensionar el cuenco amortiguador.

Para los cálculos hidráulicos se emplean las siguientes fórmulas:

$$v_1 = \sqrt{2 * g * \left(Z - \frac{H}{2} \right)}$$

Siendo Z la distancia vertical entre el nivel del embalse y el lecho del canal en la salida y la H la altura de agua sobre la cresta del azud.

$$y_1 = \frac{Q_m}{(v * L_{coronación})}$$

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g * y_1}}$$

$$y_2 = \frac{y_1}{2} * (\sqrt{1 + 8 * F_1^2} - 1)$$

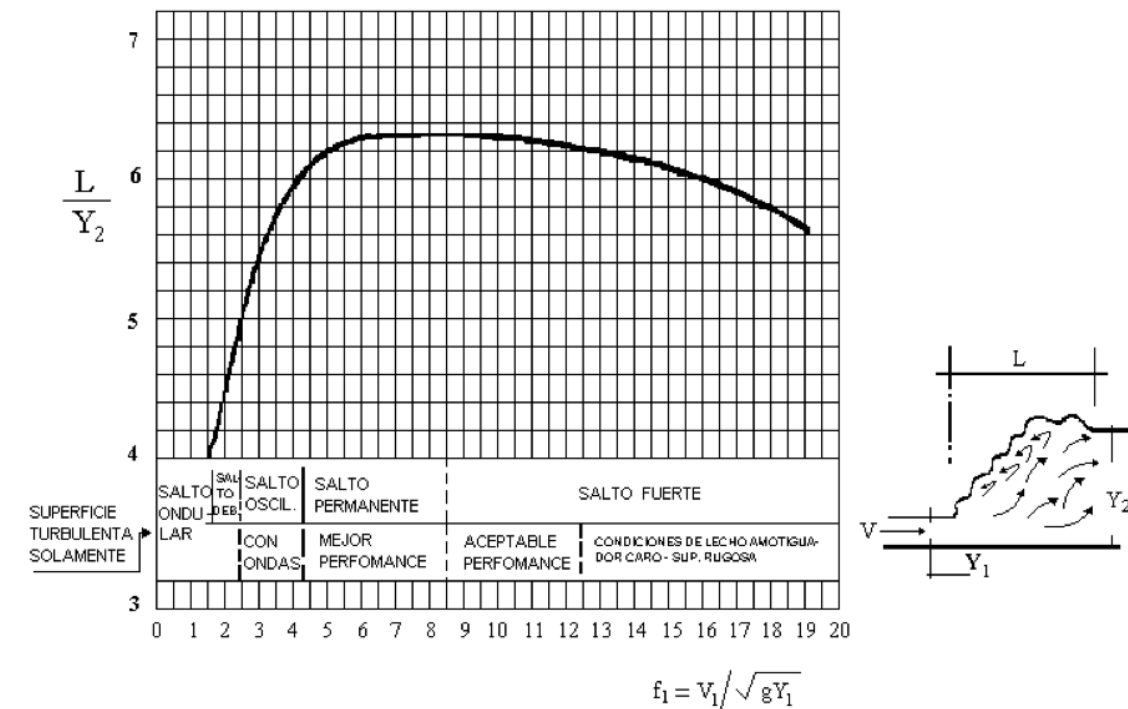


Ilustración 1. Longitud de resalto. Cuenco Simple. (United States Department of the Interior, 1987)

Con el número de Froude se calcula la relación L/y_2 con la que se calculará posteriormente la longitud del resalto, el cual si no es muy largo, se adoptará dicha longitud como longitud del cuenco amortiguador.

Los resultados de los cálculos anteriormente expuestos son:

Características	C1
g (m/s ²)	9,81
Z (m)	4,93
H (m)	0,23
V1 (m/s)	9,72
y1 (m)	0,03
F1	19,51
y2 (m)	0,69
L/y2	5,4
L (m)	3,70

Tabla 8. Cálculos hidráulicos Azud C1

Como espesor del cuenco amortiguador se ha estimado el siguiente valor:

Características	C1
Espesor cuenco bajo terreno (m)	1,2
Espesor cuenco sobre terreno (m)	0,8
Espesor cuenco total (m)	2

Tabla 9. Espesor de cuenco amortiguador Azud C1

Tras el dimensionamiento del cuenco amortiguador, se procede a calcular el radio del acuerdo existente entre el cuerpo del azud con el cuenco amortiguador, que se calcula a partir de la siguiente fórmula:

$$R = 10^{\frac{v+6,4*H+16}{3,6*H+64}}$$

Siendo v(pies) la velocidad a la salida de la rápida ,es decir, v₁ y la H (pies) la altura de agua sobre cresta del aliviadero.

Características	C1
v (m)	9,72
v (pies)	31,88
H (m)	0,23
H (pies)	0,76
R (pies)	6,17
R (m)	1,88

Tabla 10. Radio de acuerdo Cuerpo Azud-Cuenco Amortiguador Azud C1

Una vez obtenida la altura del azud y los taludes de cada uno de los paramentos ya se pueden dibujar el perfil transversal del azud C1, el cual se muestra en el plano 03121_Azud1: Cerrada y Perfil. En este plano también se muestra el perfil longitudinal del azud, ayudándose del perfil transversal del río extraído anteriormente con el programa ArcGis 10.2.

Las características geométricas del azud C1 se han calculado teniendo en cuenta que cumplieran los cálculos de estabilidad, es decir, deslizamiento y hundimiento, tanto para la situación normal como para la accidental, que a continuación se explican:

En primer lugar se debe calcular el calado aguas abajo del cuenco amortiguador (y₃) y considerar el calado mayor entre y₂ e y₃ para el cálculo de las subpresiones bajo el cuerpo de azud.

La sección transversal del río se obtiene gracias al programa ArcGis 10.2 lo cual te permite conocer las características geométricas del cauce. También se obtiene la pendiente del río tomando dos puntos aguas abajo del cuenco amortiguador suficientemente lejanos y tomando el desnivel y la distancia existente entre ambos puntos se obtiene la pendiente del tramo de río y, por último se estima un valor de la rugosidad del río, tomando el valor de un cauce limpio con algo de vegetación. Las coordenadas UTM y la cota de los dos puntos son:

	Coordenadas UTM		Cota
	X	Y	
Punto 1	702040,542	438619,961	107
Punto 2	701217,0248	4385863,16	104

Tabla 11. Coordenadas UTM y cota. Captación 1

Se emplean las siguientes fórmulas para el cálculo del calado y₃, dejando ambas fórmulas en función del calado:

$$v = \frac{1}{n} * R_H^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}}$$

$$v = \frac{Q}{S_m}$$

Al dejarlo en función del calado y₃, se ejecuta la función SOLVE en Excel, para que ambas velocidades resulten el mismo valor, cambiando el calado, dando los siguientes resultados:



Ilustración 2. Sección trapezoidal río

Ángulo	C1
Margen Derecha (º)	24
Margen Izquierda (º)	28

Tabla 12. Ángulos de las márgenes del río Azud C1

Características	C1
Q (m ³ /s)	13,53
V (m/s)	0,827

Tabla 13. Cálculo del calado y_3 Azud C1

Características	C1
I (m/m)	0,003
n	0,05
y (m)	0,71
b (m)	21,69
B (m)	24,61
Sm (m ²)	16,36
Pm (m)	24,93
RH (m)	0,66
V (m/s)	0,83

Tabla 14. Cálculo del calado y_3 Azud C1

Tras conocer el calado justo aguas abajo del cuenco amortiguador, y_3 , se compara con el calado anteriormente calculado, correspondiente a la altura de agua tras finalizar el resalto hidráulico, y_2 , escogiendo el máximo para el cálculo de las subpresiones:

Características	C1
y_2 (m)	0,69
y_3 (m)	0,71

Tabla 15. Comparación de calados Azud C1

El cálculo de estabilidad, como se ha dicho anteriormente, se calcula para la situación accidental y para la situación normal:

- Situación accidental: El cálculo del empuje horizontal y del empuje vertical (E_w), es decir, el empuje producido por el agua en el paramento de aguas arriba del azud, se realiza con el caudal de avenida de periodo de retorno $T=100$ años, calculado en el Anejo 02. Cálculos hidrológicos:

T=100 años	C1
Q diseño (m ³ /s)	1397,72

Tabla 16. Caudal de diseño T=100 años Azud C1

La ley de subpresiones (U) se calcula con el caudal medio del río ya que si viniese la avenida de diseño, no daría tiempo a desarrollarse la ley de subpresiones para el caudal de diseño.

El cálculo del empuje vertical hacia el terreno que produciría el cuerpo de azud se calcula con las características geométricas anteriormente calculadas.

Empujes Situación Accidental (Tn/m)		C1
Empujes Horizontales	Ew1	24,50
	Ew2	35,66
Empujes Verticales	Ew3	0,96
Peso Hormigón, Cuerpo del Azud	P1	1,78
	P2	1,29
	P3	62,20
Peso Hormigón, Cimentación	P4	2,35
	P5	30,55
Subpresión	U1	24,46
	U1x	0,49
	U1y	24,45
	U2	23,94
	U2x	0,48
	U2y	23,93

Tabla 17. Empujes resultantes Situación Accidental Azud C1

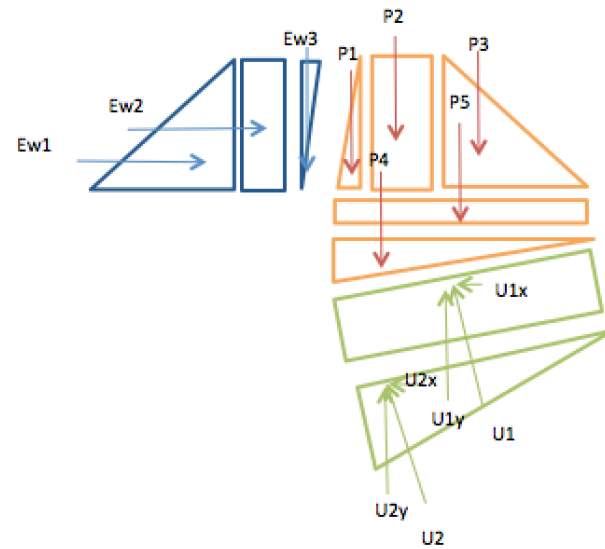


Ilustración 3. Empujes resultantes

Sumatorio Situación Accidental (Tn/m)	C1
Empujes Verticales	50,75
Empujes Horizontales	59,19

Tabla 18. Sumatorio Empujes Situación Accidental Azud C1

Empujes Situación Accidental (Tn/m)		C1	
		Excentricidad	Momento (Tn*m)
Empujes Horizontales	Ew1	2,33	57,17
	Ew2	3,50	124,82
Empujes Verticales	Ew3	0,09	0,09
Peso Hormigón, Cuerpo del Azud	P1	0,18	0,33
	P2	0,33	0,42
	P3	3,58	222,89
Peso Hormigón, Cimentación	P4	5,00	11,75
	P5	3,33	101,83
Subpresión	U1		
	U1x	5,00	2,45
	U1y	5,00	122,27
	U2		
	U2x	3,33	1,60
	U2y	3,33	79,77

Tabla 19. Cálculo de excentricidades y momentos generados

Posteriormente se procede al cálculo de estabilidad del azud, en primer lugar el coeficiente de seguridad al deslizamiento y luego el coeficiente de seguridad al hundimiento, para lo que se emplean las siguientes fórmulas:

$$CSD = \frac{F_h \max}{\sum E_h} = \frac{\sum E_v * \tan \theta + C * B}{\sum E_h}$$

siendo θ el ángulo de rozamiento de la roca, C la cohesión de la roca y B el ancho del azud.

Deslizamiento	
Tipo de suelo	Roca Caliza
Angulo de rozamiento	40 °
Cohesión	5 Tn/m ²
Capacidad Portante	750 Tn/m ²
Fh max	92,58 Tn/m
CSD	1,56

Tabla 20. Cálculo Coeficiente de Seguridad al Deslizamiento Azud C1

Cabe decir que la cohesión para roca caliza, predominante en la zona donde se plantea la construcción del azud C1, se estima en 5 Tn/m² y que al no conocer el grado de fragmentación de la roca caliza sobre la que se asienta el cuerpo de azud, se ha empleado una capacidad portante de 750 Tn/m², siendo éste el mínimo valor que adquiere este tipo de roca, y así quedarse de lado de la seguridad.

El azud C1 cumple la estabilidad frente a deslizamiento para la situación accidental ya que el valor mínimo recomendado de CSD para dicha situación es 1,1.

Se procede pues al cálculo de estabilidad por hundimiento, empleando las siguientes fórmulas:

$$CSH = \frac{q_v}{\sigma_{max}}$$

$$\sigma_{AArriba} = \frac{R_v}{S} + \frac{R_v * e * (-\frac{B}{2})}{I}$$

$$\sigma_{AAbajo} = \frac{R_v}{S} + \frac{R_v * e * \frac{B}{2}}{I}$$

$$e = X - \frac{B}{2}$$

$$X = \frac{\sum x * E}{\sum E_v}$$

$$S = B * b$$

$$I = \frac{b * B^3}{12}$$

Hundimiento	
b (m)	1
B (m)	10,00
B/2 (m)	5,00
B/6 (m)	1,67
I (m4)	83,33
S (m2)	10,00
X (m)	6,17
e (m)	1,17
Rv (Tn/m)	50,75
Sigma Ag Ar (Tn/m)	1,51
Sigma Ag Ab (Tn/m)	8,64
CSH	86,78

Tabla 21. Cálculo del Coeficiente de Seguridad al Hundimiento Azud C1

El azud C1 cumple la estabilidad frente a hundimiento para la situación accidental ya que el valor mínimo recomendado de CSH para dicha situación es 3.

Además, como el otro condicionante para el cálculo geométrico del azud era que no se diesen tracciones en los pies del azud, se sabe que, si la excentricidad (e) es menor que la sexta parte de la base del azud, es decir, del núcleo de la presa, significa que no se darán tracciones, por lo que no se ha podido tender más el talud aguas abajo del azud, ya que si se realizase, se darían tracciones en el pie de aguas arriba del cuerpo de azud.

- Situación normal: El cálculo del empuje horizontal y del empuje vertical (Ew) , es decir, el empuje producido por el agua en el paramento de aguas arriba del azud y la ley de subpresiones (U) se realiza con el caudal medio del río, es decir, 13.53 m³/s.

El cálculo del empuje vertical hacia el terreno que produciría el cuerpo de azud se calcula con las características geométricas anteriormente calculadas.

Empujes Situación Normal (Tn/m)		C1
Empujes Horizontales	Ew1	24,50
	Ew2	1,62
Empujes Verticales	Ew3	0,96
Peso Hormigón, Cuerpo del Azud	P1	1,78
	P2	1,29
	P3	62,20
Peso Hormigón, Cimentación	P4	2,35
	P5	30,55
Subpresión	U1	24,46
	U1x	0,49
	U1y	24,45
	U2	23,94
	U2x	0,48
	U2y	23,93

Tabla 22. Empujes resultantes Situación Normal Azud C1

Sumatorio Situación Normal (Tn/m)		C1
Empujes Verticales		50,75
Empujes Horizontales		25,15

Tabla 23. Sumatorio Empujes Situación Normal Azud C1

Empujes Situación Normal (Tn/m)		C1	
		Excentricidad	Momento (Tn*m)
Empujes Horizontales	Ew1	2,33	57,17
	Ew2	3,50	5,67
Empujes Verticales	Ew3	0,09	0,09
Peso Hormigón, Cuerpo del Azud	P1	0,18	0,33
	P2	0,33	0,42
	P3	3,58	222,89
Peso Hormigón, Cimentación	P4	5,00	11,75
	P5	3,33	101,83
Subpresión	U1		
	U1x	5,00	2,45
	U1y	5,00	122,27
	U2		
	U2x	3,33	1,60
	U2y	3,33	79,77

Tabla 24. Cálculo de excentricidades y momentos generados



Ahora se procede al cálculo de estabilidad del azud, en primer lugar el coeficiente de seguridad al deslizamiento y luego el coeficiente de seguridad al hundimiento, para lo que se emplean las siguientes fórmulas:

$$CSD = \frac{F_h \max}{\sum E_h} = \frac{\sum E_v * \tan \theta + C * B}{\sum E_h}$$

siendo θ el ángulo de rozamiento de la roca, C la cohesión de la roca y B el ancho del azud.

Deslizamiento	
Tipo de suelo	Roca Caliza
Angulo de rozamiento	40 °
Cohesión	5 Tn/m2
Capacidad Portante	750 Tn/m2
Fh max	92,58 Tn/m
CSD	3,68

Tabla 25. Cálculo Coeficiente de Seguridad al Deslizamiento Azud C1

El azud C1 cumple la estabilidad frente a deslizamiento para la situación normal ya que el valor mínimo de CSD para dicha situación es 1,3.

Se procede pues al cálculo de estabilidad por hundimiento, empleando las siguientes fórmulas:

$$CSH = \frac{q_v}{\sigma_{max}}$$

$$\sigma_{AArriba} = \frac{R_v}{S} + \frac{R_v * e * (-\frac{B}{2})}{I}$$

$$\sigma_{AAbajo} = \frac{R_v}{S} + \frac{R_v * e * \frac{B}{2}}{I}$$

$$e = X - \frac{B}{2}$$

$$X = \frac{\sum x * E}{\sum E_v}$$

$$S = B * b$$

$$I = \frac{b * B^3}{12}$$

Hundimiento	
b (m)	1
B (m)	10,00
B/2 (m)	5,00
B/6 (m)	1,67
I (m4)	83,33
S (m2)	10,00
X (m)	3,82
e (m)	-1,18
Rv (Tn/m)	50,75
Sigma Ag Ar (Tn/m)	8,66
Sigma Ag Ab (Tn/m)	1,49
CSH	86,65

Tabla 26. Cálculo del Coeficiente de Seguridad al Hundimiento Azud C1

El azud C1 cumple la estabilidad frente a hundimiento para la situación normal ya que el valor mínimo de CSH para dicha situación es 3.

Además, como el otro condicionante para el cálculo geométrico del azud era que no se diesen tracciones en los pies del azud, se sabe que, si la excentricidad (e) es menor que la sexta parte de la base del azud, es decir, del núcleo de la presa, significa que no se darán tracciones.

2.2. Toma y Canal a cielo abierto

La Captación 1 se compone en cabecera, por un sistema de transporte mediante canal a cielo abierto. Dicho canal posee una toma directa a través de compuerta del agua represada por el azud de captación.

La toma se situará en la margen derecha del río y captará el agua del embalse creado por el azud. Se diseña la entrada al canal mediante una sección rectangular regulada por una compuerta tajadera.

Para el predimensionamiento del canal se parte del dato de caudal de diseño a transportar hasta la E.T.A.P proporcionado por Aguas de Valencia, que será de 5.5 m³/s. Éste se incrementará en un 10 % para asumir las posibles pérdidas producidas por la evaporación, las filtraciones y vertidos por mala gestión.

Otros condicionantes importantes en el prediseño serán:



- La velocidad máxima y mínima alcanzada por el agua en el canal. Ésta deberá ser menor a aquella que pueda inducir erosiones sobre las paredes del revestimiento y menor a aquella que pueda producir sedimentación sobre la solera. $0,5 \text{ m/s} < V < 2 \text{ m/s}$. Se establecerá una velocidad de diseño, $V_d < 0,8 \text{ m/s}$.
- La pendiente longitudinal del canal (I) y el número de Manning (n), que deberán garantizar el transporte del agua en régimen subcrítico ($Froud < 1$).
- El talud de las paredes del canal, que será aquel que permita el sostenimiento natural del talud y la construcción y puesta en obra del revestimiento elegido. Se fija una revestimiento de hormigón común sin pulir de espesor 10 cm que confiere una rugosidad de $n = 0.015$.

La traza del canal discurre por terrenos relativamente sueltos y de tránsito formados por limos, arenas y cantos. Para este primer dimensionamiento se asigna un ángulo para el talud de 60° (1V:0.577H) correspondiente a una sección semihexagonal que se mantendrá constante en todo el canal y una pendiente longitudinal constante de 10 cm/km ($I = 0.0001$).

Para la determinación de las dimensiones del canal se utilizará la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} Rh^{2/3} \sqrt{I} \quad \text{siendo} \quad Rh = \frac{S_m}{P_m} = \frac{(b+zy)y}{b+2y(\sqrt{1+z^2})}$$

- Sm: Sección mojada
- Pm: Perímetro mojado
- Rh: Radio hidráulico
- z: Arcotangente del ángulo del talud
- b: Ancho de la solera del canal
- y: calado normal

Con el caudal de diseño, $Q_d = 6,05 \text{ m}^3/\text{s}$ y una $V_{m\acute{a}x} < 0,8 \text{ m/s}$ se necesitará un área mínima de $7,56 \text{ m}^2$ para trasegar dicho caudal. Por lo tanto se buscarán secciones que con su calado y ancho en la solera cumplan los tres requisitos anteriores de caudal, sección y velocidad.

b1 (m)	y (m)	Area (m2)	Pm (m)	Rh(m)	V (m/s)	Q (m3/s)
1	3,15	8,879	8,275	1,073	0,699	6,204
1,5	2,80	8,726	7,966	1,095	0,708	6,182
2	2,50	8,608	7,774	1,107	0,714	6,143
2,5	2,25	8,548	7,696	1,111	0,715	6,112

Tabla 27. Distintas secciones estudiadas.

b (m)	y (m)	T (m)	Y + Resguardo (m)	B (m)	Área total (m2)
2,5	2,25	5,098	2,75	5,68	11,24

Tabla 28. Dimensiones de la sección elegida

Se escoge la sección sombreada en verde porque posee el menor perímetro mojado y el mayor radio hidráulico que confiere una menor fuerza tractiva.

2.3. Cámara de Carga

La cámara de carga es una estructura de hormigón armado cuya función consiste en actuar como interfase entre en canal y la tubería, disipando la energía cinética del agua en energía de posición.

Las principales funciones de la cámara de carga o tanque de presión son: permitir la conexión entre el sistema de conducción y la tubería de presión, producir la sedimentación y eliminación de materiales sólidos que pudiera transportar el canal, impidiendo de esta forma la entrada a la tubería de presión de materiales sólidos, de arrastre y flotantes.

Estas obras deben tener una longitud y un ancho adecuados, sin ser demasiado voluminosos o caros.

Para el diseño de la cámara de carga establecemos lo siguiente:

- El caudal de diseño será el mismo que llega a través del canal.
- El calado de entrada es equivalente al calado del canal, de igual manera el ancho de entrada corresponde al ancho del canal.

$$V_t = \frac{0.693 * Q^2}{A * i * g}$$

Donde:

- V_t = volumen del tanque de carga (m^3)
- A = área del canal de conducción (m^2)
- i = pendiente del canal de llegada
- g = aceleración de la gravedad (m/s^2)
- 0,693 es un coeficiente de disminución del volumen

Sustituyendo se obtiene:

$$V_t = \frac{0.693 * 5.5^2}{8.55 * 0.0001 * 9.81} = 2500 \text{ m}^3$$

Para obtener el volumen deseado se disponen unas dimensiones de $15 \times 30 \times 5.5$. Cabe destacar que el volumen proporcionado por la fórmula anterior es volumen de agua cuando trabajamos al Nivel Normal de Operación.

Se definen 3 niveles de operación:

- Nivel Máximo de Operación: correspondiente al calado de la lámina de agua en el canal con un caudal de $5,5 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Nivel Normal de Operación: correspondiente al calado de la lámina de agua en el canal con un caudal de 3,5 m³/s.
- Nivel Mínimo de Operación: correspondiente a la mínima altura manométrica necesaria en cabecera de la tubería.

Considerando el Nivel Máximo de Operación y con un resguardo de 0.5 m sobre la lámina de agua se calcula una altura total de 6.5 m.

Se pueden consultar los detalles del predimensionamiento en el *Plano Nº 03124 Sección Transversal. Cámara de Carga*, así como su ubicación en el *Plano Nº 03115 Planta. Cámara de Carga*.

Fuente: (QUINTERO BETIN, 2009)

2.4. Tubería

Para empezar con el predimensionamiento se comenzará definiendo el trazado establecido en ambas captaciones. Condicionado por el Parque Natural del Turia y puesto que la ETAP se sitúa en el margen derecho del río, el trazado se mantiene en dicho margen en toda su longitud.

Desde la propia cámara de carga se ha intentado seguir el recorrido de la ruta ciclista que recorre la zona, manteniéndose en el margen indicado cuando ésta cruza el río. En estos casos se trató de suavizar las pendientes y cambios de cota que presenta el terreno, colocando la entubación lo más paralelo posible a las curvas de nivel. Así mismo también se intentó colocar el trazado de tal manera que se necesitaran el mínimo número de expropiaciones en los campos de cultivo colindantes.

Una vez definido el trazado la siguiente cuestión a tratar es el material del que estará formada la tubería.

Para este estudio se han analizados los materiales más empleados actualmente: PVC-U (policloruro de vinilo no plastificado), PEAD (polietileno de alta densidad), PRFV (poliéster reforzado con fibra de vidrio), fundición dúctil, acero y hormigón con camisa de chapa. Tras la comparación de cada uno de ellos en su rango de aplicación más habitual definido por la *Guía Técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión*, han resultado más competitivos, en un ámbito de aplicación general, los de PVC-U, fundición dúctil y acero.

Ahora conviene saber qué material es más competitivo para los caudales de diseño con los que se dimensiona la tubería, 3.5 y 5.5 m³/s.

Se ha de tener en cuenta que el material más competitivo en cada caso puede variar en el tiempo debido a la influencia, directa e inmediata, sobre el precio de la conducción de cualquier variación sustancial en el coste de la materia prima. Así, el PVC y demás materiales plásticos muestran una gran sensibilidad al precio del petróleo. Igualmente, el coste de las conducciones de acero está ligado directamente al coste de este material.

Por lo tanto, para quedar en el lado de la seguridad minimizando estas incertidumbres y desde un punto de vista conservador tanto en las características resistentes de los tubos a emplear, como en el

dimensionamiento hidráulico. Siguiendo las indicaciones de la *Guía Técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión*, las características de los materiales que finalmente se seleccionan son:

- Tuberías de PVC-U (Policloruro de vinilo no plastificado) con unión por junta elástica, para una presión de trabajo de 16 kg/cm².
- Tuberías de fundición dúctil de clase K9 con unión flexible.
- Tuberías de acero soldado helicoidalmente.

La asignación definitiva del material para la tubería se realiza comparando los caudales de diseño con la solución más competitiva para cada rango de caudales que proporciona la *Guía Técnica para la caracterización de medidas del CEDEX*.

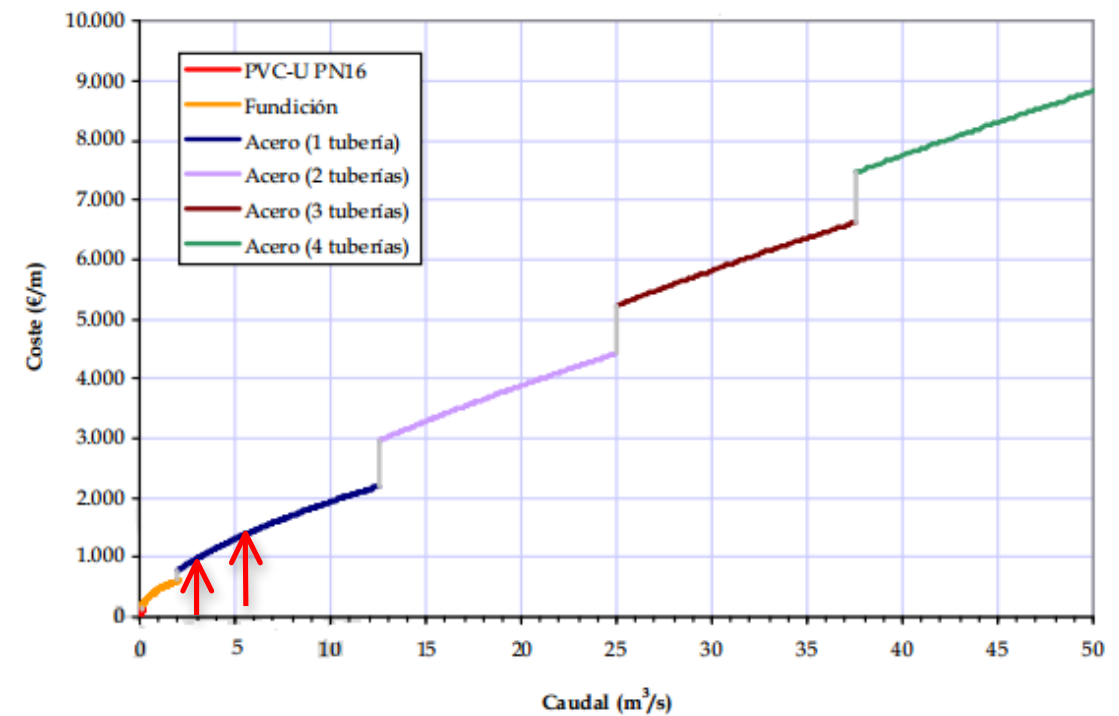


Ilustración 4: Gráfico CEDEX, coste, caudal.

Luego para se dispondrá una tubería de acero soldado helicoidalmente. A continuación se resumen las características de la tubería:

- Tubería de chapa de acero S 355 JR con soldadura helicoidal.
- Diámetro normalizado: 1800 mm
- Espesor de chapa: 16mm
- Montaje con junta soldada interior y exterior.

En el cálculo del coste por metro lineal de ejecución de la tubería se incluyen todos los elementos necesarios: tubería colocada y probada (incluyendo valvulería, arquetas y macizos de anclaje), excavación y

relleno de la zanja y otras partidas como camino de servicio, servicios afectados, medidas correctoras de impacto ambiental y seguridad y salud.

Establecido ya el trazado y el material de la tubería, se diseña una primera sección tipo, siguiendo el modelo siguiente recomendado por el CEDEX:

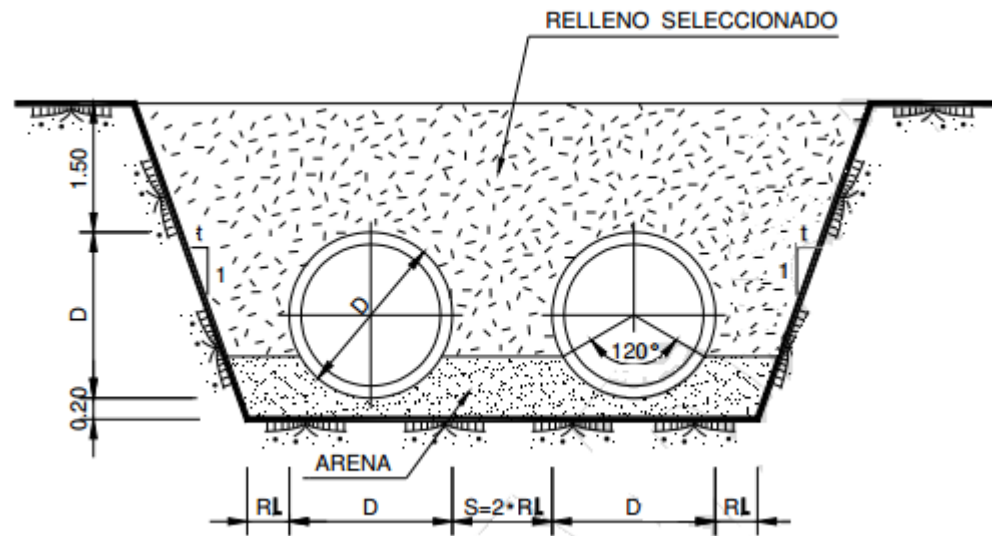


Ilustración 5: Sección Tipo Perfil Transversal Zanja y Tubería

Parámetro	Valor
Talud de la excavación (t/1)	0,3 si D>1.000 mm 0,5 si D<1.000 mm
Material de la cama de apoyo	Arena
Espesor de la cama de apoyo (m)	0,20
Ángulo de apoyo	120°
Recubrimiento superior (m)	1,50
Recubrimiento lateral (RL)	1,00 m si D>2.000 mm D(mm)/2.000 si D<2.000 mm
Separación entre tuberías (en su caso)	2 x RL

Ilustración 6. Parámetros de la sección tipo

Como vemos, la dimensión que establece el valor de cada uno de los parámetros de la sección tipo es el diámetro exterior de la tubería (diámetro nominal en tubos de acero).

Para la elección de este diámetro se ha atendido a la limitación de la velocidad del agua que establece la normativa, por el que cada diámetro de tubo tiene acotado un valor máximo del caudal transportado según la siguiente fórmula:

$$v(m/s) = 1,5 \cdot \frac{0,013}{n} \cdot \sqrt{0,05 + \frac{D(mm)}{1000}}$$

El coeficiente de Manning (n) adoptado para el acero es de 0,010.

La velocidad se limita a 2,5 m/s con objeto de acotar pérdidas de carga.

El caudal que limitará el diámetro será el mayor (5,5 m³/s), y sabiendo que la velocidad máxima es 2,5 m/s se calcula el diámetro mínimo que deberá tener la tubería utilizando la fórmula $Q = v \cdot S \rightarrow D_i = 1674 \text{ mm}$.

Con este dato se busca en la *Guía Técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión* diámetros normalizados en UNE-EN y utilizados habitualmente que superen el valor anterior:

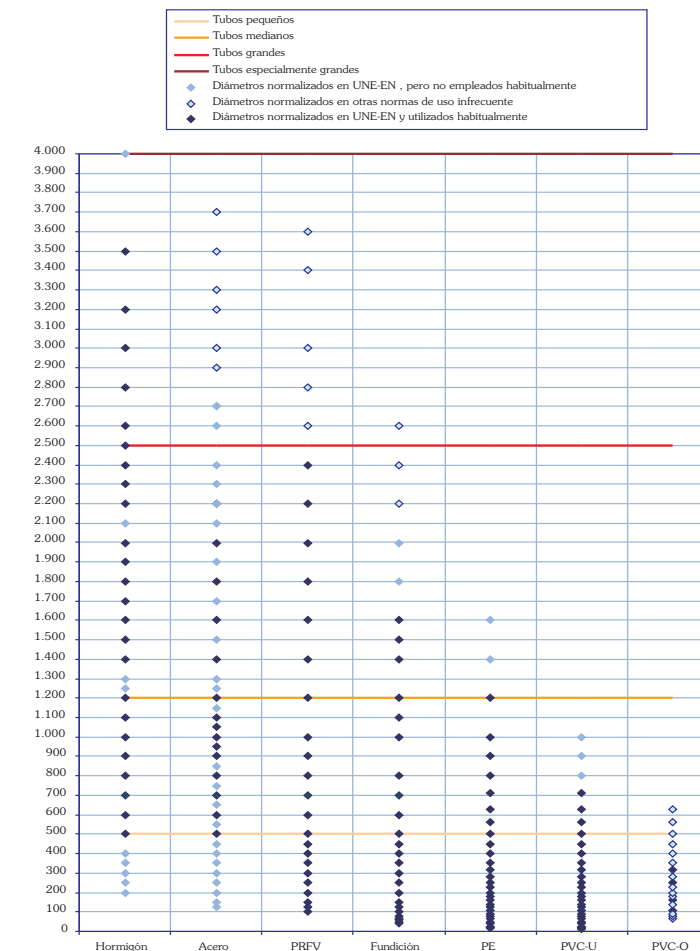


Ilustración 7: Tabla de Diámetros Normalizados del Cedex.

El diámetro elegido es de 1800 mm. Cabe destacar que los diámetros de esta tabla corresponden con el Diámetro Nominal de la tubería, en el caso del acero éste es el diámetro exterior. Luego para los cálculos hidráulicos se tendrá en cuenta el espesor de la misma, así como el revestimiento.

El espesor en este primer dimensionamiento se ha elegido de 16 mm, valor situado dentro del rango de espesores recomendados por razones mecánicas para el diámetro considerado. Este espesor pertenece a los espesores normalizados en tubos de acero clase C según la normativa prEN 10224:1992.

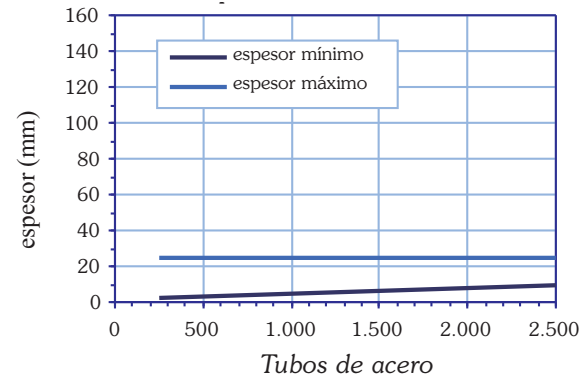


Ilustración 8: Espesores recomendados en tubos de acero por el CEDEX

Una vez definido el material, el diámetro y el espesor, junto con la sección transversal tipo, se debe comprobar que existe suficiente presión en cabecera como para que la línea de alturas piezométricas se sitúe siempre por encima de la línea geométrica de la tubería a lo largo de toda su longitud hasta la ETAP.

Esta presión mínima en cabecera marcará el Nivel Mínimo de Operación en la cámara de carga, anteriormente definida. Para comprobar esta altura, se obtiene las pérdidas de altura manométrica a lo largo de la tubería.

Estas pérdidas se calculan mediante la fórmula de Darcy-Weisbach:

$$h_L = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g} = f * \frac{L}{D} * \frac{8 * Q^2}{g * \pi^2 * D^4}$$

El coeficiente de fricción de Darcy se consigue mediante la fórmula de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 * \log \left(\frac{\epsilon/D}{3,71} + \frac{2,51}{Re * \sqrt{f}} \right)$$

$$Re = \frac{V * D}{\nu} = \frac{4 * Q}{\pi * D * \nu}$$

- Diámetro interior = 1.8-0.16 = 1.784 m
- Caudal (Q) = 5.5 m³/s
- Longitud (L) = 1m (cálculos por metro lineal)
- Rugosidad absoluta de la tubería (ε) = 0.1 mm
- Viscosidad (ν) = 1,3 * 10⁻⁶m²/s

El resultado, con una altura manométrica de 0.5 m en cabecera, y una profundidad de la tubería sobre clave de 1,5 m es el siguiente:

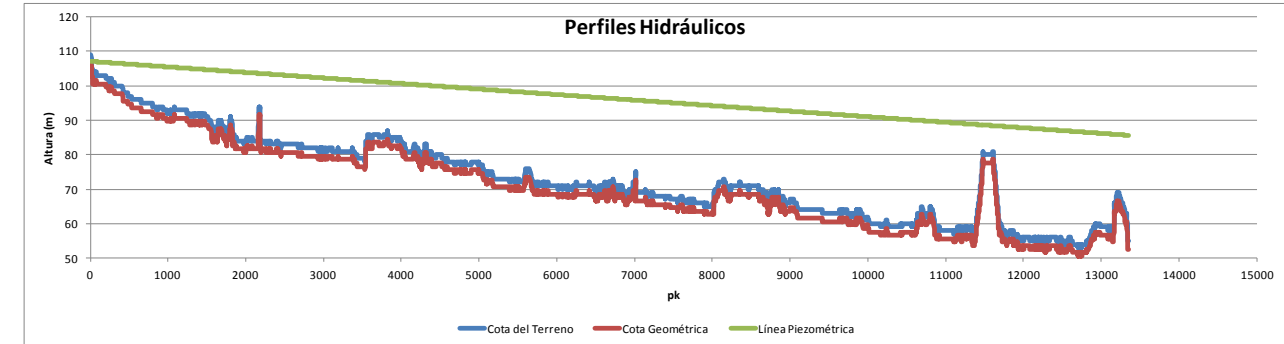


Ilustración 9. Línea de alturas piezométricas. Tubería. C1.

Como se puede observar, la cota conseguida para la instalación de la cámara de carga, proporciona suficiente elevación como para que no sea necesario ningún tipo de bombeo.

Tras los cálculos obtenidos se establece un Nivel Mínimo de Operación de 0.5 m sobre la posición de la tubería.

En el caso de combinar esta captación con la Entrega 2, tal y como se definirá más en detalle posteriormente en el apartado correspondiente, se ha de tener en cuenta la realización de un pretratamiento de las aguas. Esta situación produce en la cámara de carga un coste de altura manométrica en cabecera de la tubería de 0.5m, con lo que en este caso el Nivel Mínimo de Operación se debe situar a 1 m sobre la posición de la tubería.

3. CAPTACIÓN 2

3.1. Azud

Al ser el azud de la Captación 2 de la misma tipología que el del azud Captación 1, es decir de pared gruesa y hormigón en masa como material de construcción, para calcular el dimensionamiento del azud de la Captación 2 se han seguido los mismos pasos que en el dimensionamiento del azud de la Captación 1, sirviendo pues la explicación anterior para este caso.

Las coordenadas UTM de la obra de captación son:

Coordenadas UTM	
X	Y
698929,881	4386645,22

Tabla 29. Coordenadas UTM Azud C2

Para calcular el perfil del aliviadero del azud se emplea el método Creager (United States Department of the Interior, 1987) como se ha explicado anteriormente.



Al tratarse de un azud sumergido, es decir, que el agua verterá por coronación en todo momento, se ha dimensionado para el caudal medio del río Turia, que es 13.53 m³/s (dato proporcionado por la estación de aforo de Bugarra, justo el municipio aguas arriba del punto de captación, del anuario de aforos del CEDEX).

Una vez se tiene el caudal de dimensionamiento, se calcula la longitud de la coronación de cada uno de los azudes, la cual se ha podido estimar gracias al empleo del programa ArcGis 10.2, del cual se extrae la cerrada del río, resultando estos valores:

Características	C2
Longitud coronación (m)	102

Tabla 30. Longitud de Coronación Azud C2

El coeficiente de desagüe ideal que posee el aliviadero tipo Creager es de 2.21, el cual se ha escogido para dicho cálculo.

Con ello se obtiene un valor de altura media que verterá por coronación:

Características	C2
Caudal medio (m ³ /s)	13,53
Coeficiente desagüe	2,21
Longitud coronación (m)	102
Altura sobre cresta (m)	0,153

Tabla 31. Altura de agua sobre cresta

Con dicha altura se calcula el perfil Creager del azud en cuestión resultando los siguientes valores:

X	Y
0	0,019315566
0,015329815	0,005518733
0,030659629	0,001073087
0,045989444	0
0,061319258	0,001073087
0,091978887	0,009197889
0,122638516	0,021768337
0,153298145	0,039397623
0,183957774	0,060859364
0,214617404	0,086613452
0,260606847	0,133369386
0,306596291	0,187023737
0,383245363	0,300464365
0,459894436	0,43230077
0,536543509	0,585598915
0,613192582	0,755759857
0,689841654	0,953514464

Tabla 32. Puntos perfil Creager Azud C2

Una vez obtenido el perfil Creager característico del azud, se estima la altura necesaria que debería de tener en función de la toma de agua.

La toma del azud de la captación 2 trata de un canal en lámina libre que lleva al agua a una balsa de regulación, la cual se encuentra a menos de 1 kilómetro, por lo que la altura necesaria de azud C2 es menor que la anterior ya que no es necesario subir tanto el nivel de la cota de agua, siendo 2 metros de alto sobre cimientos, disponiendo 1 metro más de cimientos, lo que resulta una altura total de 3 metros. Los cimientos de cada uno de los azudes se dispondrán en forma de tacón con una pendiente del 2%(Vallarino, 2001).



Cabe destacar que para el cálculo de las características geométricas del azud se han tenido en cuenta dos condicionantes:

- Que cumplan los factores de seguridad de estabilidad de presas, es decir, el de deslizamiento y el de hundimiento.
- Que no existan tracciones en los pies de la base del azud.

A continuación se resumen las características del azud C2:

Características	C2
Altura sobre cimientos (m)	2
Cimientos (m)	1
Altura total (m)	3
Cota Terreno (msnm)	113
Cota Coronación (msnm)	115
Cota Cimientos (msnm)	112

Tabla 33. Características del azud C2 (Plano 03221: Azud. Cerrada y Perfil)

Tras calcular la altura necesaria del azud C2, se debe elegir los taludes de los paramentos tanto aguas arriba como el de aguas abajo con los cuales completar el perfil del azud. Dichos valores se han escogido atendiendo a los cálculos de estabilidad del azud, los cuales se explicarán más adelante, en este mismo documento. Los valores de cada uno de los paramentos en cuestión son:

Paramento	C2
Aguas Arriba	0.05H:1V
Aguas Abajo	1,75H:1V

Tabla 34. Talud de cada uno de los paramentos Azud C2

Una vez obtenidas las características del cuerpo del azud C2, se realizan los cálculos hidráulicos necesarios empleando las fórmulas expuestas en el azud Captación 1.

Los resultados de los cálculos anteriormente expuestos son:

Características	C2
g (m/s ²)	9,81
Z (m)	1,55
H (m)	0,15
V1 (m/s)	5,38
y1 (m)	0,02
F1	10,95
y2 (m)	0,37
L/y2	6,3
L (m)	2,33

Tabla 35. Cálculos hidráulicos Azud C2

Como espesor del cuenco amortiguador se ha estimado el siguiente valor:

Características	C2
Espesor bajo terreno cuenco (m)	0,9
Espesor sobre terreno cuenco (m)	0,6
Espesor total (m)	1,5

Tabla 36. Espesor de cuenco amortiguador Azud C2

Tras el dimensionamiento del cuenco amortiguador, se calcula el radio del acuerdo existente entre el cuerpo del azud con el cuenco amortiguador a partir de la fórmula empleada en el azud captación 1 (siendo 1 metro igual a 3,28 pies):

Características	C2
v (m)	5,38
v (pies)	17,65
H (m)	0,15
H (pies)	0,50
R (pies)	3,63
R (m)	1,11

Tabla 37. Radio de acuerdo Cuerpo Azud-Cuenco Amortiguador Azud C2

Una vez obtenida la altura del azud y los taludes de cada uno de los paramentos ya se pueden dibujar el perfil transversal del azud C2, el cual se muestra en el plano 03221_Azud2: Cerrada y Perfil. En este plano también se muestra el perfil longitudinal del azud, ayudándose del perfil transversal del río extraído anteriormente con el programa ArcGis 10.2.

Las coordenadas UTM y la cota de los puntos en cuestión son:

	Coordenadas UTM		Cota
	X	Y	
Punto 1	698595,624	4386693,509	119
Punto 2	699197,773	4386582,384	117

Tabla 38. Coordenadas UTM y cota. Captación 2

En primer lugar se debe calcular el calado aguas abajo del cuenco amortiguador (y_3) y coger el calado mayor entre y_2 e y_3 para el cálculo de las subpresiones bajo el cuerpo de azud.

El calado y_3 se calcula de la misma forma que en el azud Alternativa, resultando:



Ilustración 10. Sección trapezoidal río

Ángulo	C2
Margen Derecha (º)	29,7
Margen Izquierda (º)	30,3

Tabla 39. Ángulos de las márgenes del río Azud C2

Características	C2
Q (m3/s)	13,53
V (m/s)	0,428

Tabla 40. Cálculo del calado y_3 Azud C2

Características	C2
I (m/m)	0,002
n	0,05
y (m)	0,33
b (m)	94,05
B (m)	95,21
Sm (m2)	31,60
Pm (m)	95,39
RH (m)	0,33
V (m/s)	0,43

Tabla 41. Cálculo del calado y_3 Azud C2

Tras conocer el calado justo aguas abajo del cuenco amortiguador, y_3 , se compara con el calado anteriormente calculado, correspondiente a la altura de agua tras finalizar el resalto hidráulico, y_2 , escogiendo el máximo para el cálculo de las subpresiones:

Características	C2
y_2 (m)	0,36
y_3 (m)	0,33

Tabla 42. Comparación de calados Azud C2

El cálculo de estabilidad, como se ha dicho anteriormente, se calcula para la situación accidental y para la situación normal:

- Situación accidental: El cálculo del empuje horizontal y del empuje vertical (E_w), es decir, el empuje producido por el agua en el paramento de aguas arriba del azud, se realiza con el caudal de avenida de periodo de retorno $T=100$ años, calculado en el Anejo 0.2. *Cálculos hidrológicos:*

T=100 años	C2
Q diseño (m3/s)	568,28

Tabla 43. Caudal de diseño $T=100$ años Azud C2

La ley de subpresiones (U) se calcula con el caudal medio del río ya que si viniese la avenida de diseño, no daría tiempo a desarrollarse la ley de subpresiones para el caudal de diseño.

El cálculo del empuje vertical hacia el terreno que produciría el cuerpo de azud se calcula con las características geométricas anteriormente calculadas.

Empujes Situación Accidental (Tn/m)		C2
Empujes Horizontales	Ew1	4,50
	Ew2	5,56
Empujes Verticales	Ew3	0,23
Peso Hormigón, Cuerpo del Azud	P1	0,35
	P2	0,47
	P3	8,23
Peso Hormigón, Cimentación	P4	0,32
	P5	8,05
Subpresión	U1	5,14
	U1x	0,10
	U1y	5,14
	U2	3,26
	U2x	0,07
	U2y	3,26

Tabla 44. Empujes resultantes Situación Accidental Azud C2

Sumatorio Situación Accidental (Tn/m)	C2
Empujes Verticales	9,24
Empujes Horizontales	9,89

Tabla 45. Sumatorio Empujes Situación Accidental Azud C2

Empujes Situación Accidental (Tn/m)	C2	
	Excentricidad (m)	Momento (Tn*m)
Empujes Horizontales	Ew1	4,50
	Ew2	8,34
Empujes Verticales	Ew3	0,01
Peso Hormigón, Cuerpo del Azud	P1	0,04
	P2	0,09
	P3	11,65
Peso Hormigón, Cimentación	P4	0,60
	P5	9,93
Subpresión	U1	
	U1x	0,19
	U1y	9,51
	U2	
	U2x	0,08
	U2y	4,02

Tabla 46. Cálculo de excentricidades y momentos generados

Ahora se procede al cálculo de estabilidad del azud, en primer lugar el coeficiente de seguridad al deslizamiento y luego el coeficiente de seguridad al hundimiento, para lo que se emplean las mismas fórmulas empleadas anteriormente, resultando los siguientes valores:

Deslizamiento	
Tipo de suelo	Roca Caliza
Angulo de rozamiento	40 °
Cohesión	5
Capacidad Portante	750 Tn/m ²
Fh max	26,25 Tn/m
CSD	2,65

Tabla 47. Cálculo Coeficiente de Seguridad al Deslizamiento Azud C2

Cabe decir que la cohesión para roca caliza, predominante en la zona donde se plantea la construcción del azud C2, es 5 y que al no conocer el grado de fragmentación de la roca caliza sobre la que se asienta el cuerpo de azud, se ha cogido una capacidad portante de 750 Tn/m², siendo éste el mínimo valor que adquiere este tipo de roca, y así quedarnos de lado de la seguridad.

El azud C2 cumple la estabilidad frente a deslizamiento para la situación accidental ya que el valor mínimo de CSD para dicha situación es 1,1.

Se procede pues al cálculo de estabilidad por hundimiento, empleando las mismas fórmulas que para la captación anterior, resultando los siguientes valores:

Hundimiento	
b (m)	1
B (m)	3,70
B/2 (m)	1,85
B/6 (m)	0,62
I (m ⁴)	4,22
S (m ²)	3,70
X (m)	2,31
e (m)	0,46
Rv (Tn/m)	9,24
Sigma Ag Ar (Tn/m)	0,63
Sigma Ag Ab (Tn/m)	4,36
CSH	172,01

Tabla 48. Cálculo del Coeficiente de Seguridad al Hundimiento Azud C2

El azud C2 cumple la estabilidad frente a hundimiento para la situación accidental ya que el valor mínimo de CSH para dicha situación es 3.

Además, como el otro condicionante para el cálculo geométrico del azud era que no se diesen tracciones en los pies del azud, se sabe que, si la excentricidad (e) es menor que la sexta parte de la base del azud, es decir, del núcleo de la presa, significa que no se darán tracciones, por lo que no se ha podido tender más el talud aguas abajo del azud, ya que si se realizase, se darían tracciones en el pie de aguas arriba del cuerpo de azud.

- **Situación normal:** El cálculo del empuje horizontal y del empuje vertical (Ew), es decir, el empuje producido por el agua en el paramento de aguas arriba del azud y la ley de subpresiones (U) se realiza con el caudal medio del río, es decir, 13.53 m³/s.

El cálculo del empuje vertical hacia el terreno que produciría el cuerpo de azud se calcula con las características geométricas anteriormente calculadas.

Empujes Situación Normal (Tn/m)		C2
Empujes Horizontales	Ew1	4,50
	Ew2	0,46
Empujes Verticales	Ew3	0,23
Peso Hormigón, Cuerpo del Azud	P1	0,35
	P2	0,47
	P3	8,23
Peso Hormigón, Cimentación	P4	0,32
	P5	8,05
Subpresión	U1	5,14
	U1x	0,10
	U1y	5,14
	U2	3,26
	U2x	0,07
	U2y	3,26

Tabla 49. Empujes resultantes Situación Normal Azud C2

Sumatorio Situación Normal (Tn/m)	C2
Empujes Verticales	9,24
Empujes Horizontales	4,79

Tabla 50. Sumatorio Empujes Situación Normal Azud C2

Empujes Situación Accidental (Tn/m)	C2		
	Excentricidad (m)	Momento (Tn*m)	
Empujes Horizontales	Ew1	1,00	4,50
	Ew2	1,50	0,69
Empujes Verticales	Ew3	0,05	0,01
Peso Hormigón, Cuerpo del Azud	P1	0,10	0,04
	P2	0,20	0,09
	P3	1,42	11,65
Peso Hormigón, Cimentación	P4	1,85	0,60
	P5	1,23	9,93
Subpresión	U1		
	U1x	1,85	0,19
	U1y	1,85	9,51
	U2		
	U2x	1,23	0,08
	U2y	1,23	4,02

Tabla 51. Cálculo de excentricidades y momentos generados

Ahora se procede al cálculo de estabilidad del azud, en primer lugar el coeficiente de seguridad al deslizamiento y luego el coeficiente de seguridad al hundimiento, para lo que se emplean las mismas fórmulas empleadas anteriormente, resultando los siguientes valores:

Deslizamiento		
Tipo de suelo	Roca Caliza	
Angulo de rozamiento	40	º
Cohesión	5	
Capacidad Portante	750	Tn/m ²
Fh max	26,25	Tn/m
CSD	5,48	

Tabla 52. Cálculo Coeficiente de Seguridad al Deslizamiento Azud C2

Cabe decir que la cohesión para roca caliza, predominante en la zona donde se plantea la construcción del azud C2, es 5 y que al no conocer el grado de fragmentación de la roca caliza sobre la que se asienta el cuerpo de azud, se ha cogido una capacidad portante de 750 Tn/m², siendo éste el mínimo valor que adquiere este tipo de roca, y así quedarnos de lado de la seguridad.

El azud C2 cumple la estabilidad frente a deslizamiento para la situación normal ya que el valor mínimo de CSD para dicha situación es 1,3.

Se procede pues al cálculo de estabilidad por hundimiento, empleando las mismas fórmulas que para la captación anterior, resultando los siguientes valores:

Hundimiento	
b (m)	1
B (m)	3,70
B/2 (m)	1,85
B/6 (m)	0,62
I (m ⁴)	4,22
S (m ²)	3,70
X (m)	1,48
e (m)	-0,37
Rv (Tn/m)	9,24
Sigma Ag Ar (Tn/m)	3,99
Sigma Ag Ab (Tn/m)	1,01
CSH	188,17

Tabla 53. Cálculo del Coeficiente de Seguridad al Hundimiento Azud C2

El azud C2 cumple la estabilidad frente a hundimiento para la situación normal ya que el valor mínimo de CSH para dicha situación es 3.

3.2. Balsa

Se pretende dimensionar la balsa de regulación que se plantea en la captación 2, la cual recibe el agua captada del río Turia a través de una estación de bombeo. El transporte de agua desde la balsa a la ETAP La Presa se realizará a través de una conducción, que posteriormente se dimensionará.

El caudal de diseño para las infraestructuras será de 5,5 m³/s, caudal máximo de funcionamiento de la planta, siendo 3.5 m³/s el caudal regular de explotación.

Los condicionantes para el predimensionamiento y emplazamiento de la balsa serán los siguientes:

- El volumen necesario de regulación, establecido en torno los 60.000 m³, que equivale aproximadamente a la mitad del volumen diario tratado por la planta.
- La altura piezométrica necesaria en cabecera para el transporte sin bombeo, que nos marcará el lugar de emplazamiento de la balsa y el nivel mínimo de agua necesario en la balsa para garantizar el transporte hasta la planta sin bombeo.
- Las características geológicas y geotécnicas del terreno donde se ubicará la balsa.

El lugar elegido para el emplazamiento se trata de una zona llana, con su cota máxima a 125 metros sobre el nivel del mar, en la margen derecha del río Turia y a unos 1000 metros de distancia respecto a la estación de bombeo que le suministra el agua.



Ilustración 11. Emplazamiento de la balsa (Plano 03213)

Se han consultado los mapas del Instituto Geológico y Minero de España para conocer las características geológicas y geotécnicas de los terrenos afectados por la construcción de la balsa. A continuación se muestran dichos mapas:

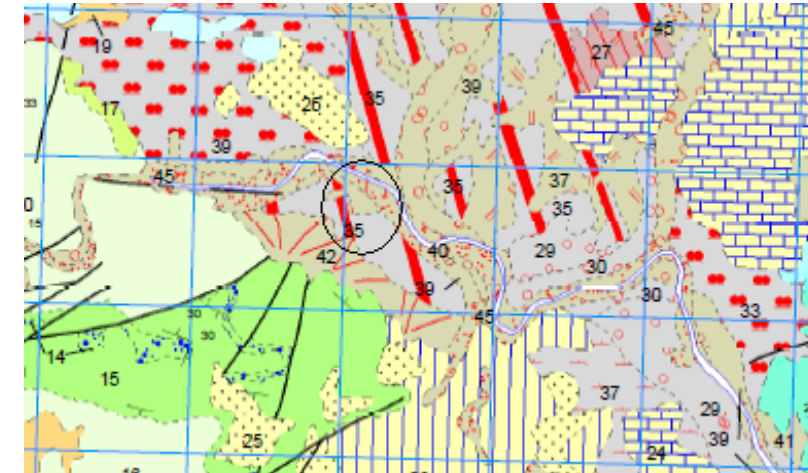


Ilustración 12. Mapa geológico de la zona de estudio

En la zona de ubicación de la balsa aparece el número 35, así como el 39, 40, 42 y 45 en las proximidades. La leyenda del mapa clasifica dichos números de la siguiente manera:

- 35: Arcillas y cantos con costras discontinuas.
- 39 y 40: Arenas, limos y cantos.
- 42: Arcillas rojas con cantos subredondeados.
- 45: Arenas y cantos redondeados.

También se obtiene el mapa geotécnico que proporciona información sobre las condiciones constructivas de la zona, el tipo de problemas existentes y la posible concurrencia entre ellos. El mapa atribuye a la zona unas condiciones constructivas aceptables con la posibilidad de presentar algunos problemas de tipo geotécnico.

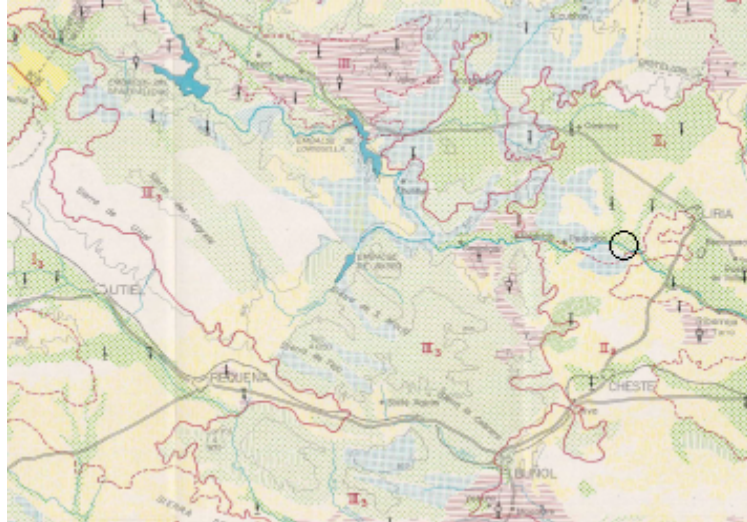


Ilustración 13. Características geotécnicas de la zona de estudio. IGME Liria 55.

Con los datos obtenidos por los mapas y siguiendo las recomendaciones que establece el ‘Manual para el diseño, construcción, explotación y mantenimiento de balsas’ del CEDEX en su capítulo 7 “Análisis de estabilidad” se obtiene el talud interior y exterior de la balsa.

La tipología de suelo en la zona es GC-GM-SC-SM (arena limo-arcillas y cantos) y se considera la situación sin desembalse rápido.

Con desembalse rápido	Tipo de suelo	Talud interior	Talud exterior
NO	CL-ML	3H:1V	2,5H:1V
	CH-MH	3,5H:1V	2,5H:1V
	GC-GM-SC-SM	2,5H:1V	2H:1V
	GW-GP-SW-SP	2H:1V	2H:1V
SI	CL-ML	3,5H:1V	2,5H:1V
	CH-MH	4H:1V	2,5H:1V
	GC-GM-SC-SM	3H:1V	2H:1V
	GW-GP-SW-SP	2,5H:1V	2,5H:1V

Ilustración 14. Taludes a colocar en la balsa en cada caso

Una vez definidos los taludes, se comprueba que se cumplen los factores de seguridad necesarios para las situaciones de cálculo más determinantes. El manual proporciona una tabla que relaciona directamente el tipo de material de ejecución con los factores de seguridad obtenidos para las diferentes situaciones de cálculo.

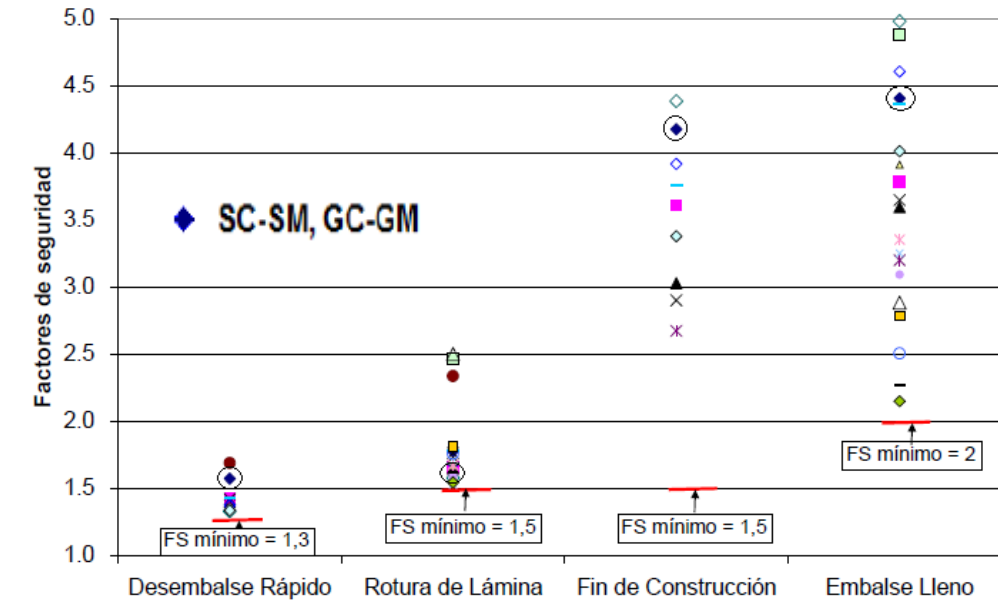


Ilustración 15. Factor de seguridad en función del material

En la siguiente tabla se muestran los factores de seguridad obtenidos frente a los requeridos para cada una de las situaciones.

SITUACIÓN	FS _{mínimo}	FS
DESEMBALSE RÁPIDO	1,3	1,55
ROTURA DE LÁMINA	1,5	1,65
FIN DE CONSTRUCCIÓN	1,5	4,2
EMBALSE LLENO	2	4,4

Tabla 54. Factor de seguridad resultante

Por último se diseñan las formas de la balsa en función del volumen de regulación a conseguir. Con los taludes ya definidos y asignando una forma rectangular para la balsa, se establece una altura máxima para la balsa de 7 metros, de los cuales 6,25 corresponden a capacidad útil de embalse y 0,75 metros al resguardo necesario. De los 6,25 metros de capacidad 2,50 metros no proporcionan volumen de regulación, ya que estos son necesarios para obtener la presión en cabecera necesaria para el transporte a través de la tubería forzada. El fondo de excavación se situará a 5 metros de profundidad, perteneciendo a los diques los 2 metros restantes por encima del terreno. La balsa dispone de un sistema propio de seguridad mediante un aliviadero que ocupa la altura de resguardo y que reintegra los excedentes de agua al río.

A continuación se muestra las diferentes capacidades de la balsa en función de la cota de la lámina de agua y de la situación de entrega.

Altura Agua (m)	Lado Mayor(m)	Lado menor (m)	Superficie (m2)	Volumen (m3)	Vol.relativo (m3)
0	145	85	12325	0	0
0,5	147,5	87,5	12906,25	6307,81	6307,81
1	150	90	13500	12912,50	6604,69
1,5	152,5	92,5	14106,25	19823,44	6910,94
2	155	95	14725	27050,00	7226,56
2,5	157,5	97,5	15356,25	34601,56	7551,56
3	160	100	16000	42487,50	7885,94
3,5	162,5	102,5	16656,25	50717,19	8229,69
4	165	105	17325	59300,00	8582,81
4,5	167,5	107,5	18006,25	68245,31	8945,31
5	170	110	18700	77562,50	9317,19
5,5	172,5	112,5	19406,25	87260,94	9698,44
6	175	115	20125	97350,00	10089,06
6,25	176,25	116,25	20489,0625	102543,95	5193,95
7	180	120	21600	118737,50	16193,55
		Volumen no útil		Vol. Total	97350
		Volumen útil E1/E2		Vol. Reg. E2	60056,45
		Volumen útil E1		Vol. Reg. E1	67942,38

Tabla 55. Volumen de regulación en función la altura de lámina de agua

El color rojo representa el volumen no aprovechable correspondiente a la altura mínima necesaria en cabecera y al resguardo; los dos tonos de color verde representan el volumen útil de regulación, diferenciando que para la entrega 2 se pierde medio metro de altura de regulación como consecuencia del pretratamiento instalado. Por eso los volúmenes de regulación varían según la entrega, tal y como se definirá posteriormente con más detalle, la Entrega 2 requiere de un pretratamiento de las aguas que supone para la balsa un coste de altura manométrica en cabecera de la tubería de 0.5m. Por ello la altura mínima de agua asciende 0.5 m, infiriendo en la pérdida de volumen de regulación correspondiente.

Una vez definidas las dimensiones de la balsa se obtiene la superficie total de ocupación de ella y así la superficie y parcelas objeto de expropiación.

	Ocupación Balsa (m)			197			137	26989
	Lado Mayor	Lado Menor	Ancho Coronación (m)	Ancho Talud Exterior (m)			TOTAL (M2)	
	180	120	4,5	4				
Parcelas a expropiar	1161	1162	210	211	212	185		
Superf. Expropiada (m2)	4485	5638	5650	4904	5182	4276	30135	

Tabla 56. Ocupación de la balsa

3.3. Estación de bombeo y tubería de aspiración

En la captación 2 se requiere de una estación de bombeo que transporte el agua hasta la balsa. Ésta se situará en las proximidades del azud de captación y se abastecerá de agua a través de una toma que recoge el agua represada por el azud.



Ilustración 16. Localización de la balsa. Captación 2

Se prevé que la estación trabaje de forma constante durante las 24 horas del día bombeando el mismo caudal que la ETAP extrae desde la balsa para mantener un volumen de regulación adecuado en caso de avería o percance en la estación.

Así mismo el sistema de bombeo se diseña de tal forma que sea capaz de bombear un caudal máximo que aporte todo el volumen de regulación en 8 horas extrayendo de la balsa el caudal máximo de diseño de 5,5 m³/s.

$$Q_{máxb} = \frac{Vol. Reg E1}{8 \text{ horas} * 3600} + Q_{máxd} = 2,36 + 5,5 = 7,86 \text{ m}^3/\text{s}$$

La cota del agua en la estación de bombeo se sitúa a 119 metros y en la balsa a 126 metros, lo que supone una altura neta de 7 metros a los que se unirán las pérdidas localizadas y continuas del sistema de bombeo y de la tubería de aspiración.

Con los caudales a bombear se ha fijado un diámetro normalizado de tubería de acero establecido por la Guía Técnica del CEDEX de 1400 mm (diámetro nominal), de espesor 15 mm y una rugosidad de 0,1 mm. Con estos datos y el número de Reynolds se obtiene el factor de fricción (f) mediante la fórmula de Colebrook-White.

$$Re = \frac{4Q_{máxd}}{\pi D \vartheta} = \frac{4 * 7,86}{\pi * 0,14 * 1,3E - 6} = 2809244,9$$

Colebrook-White: $\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\epsilon}{3,71 D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right) \rightarrow f = 0,01224$

La longitud de la tubería de aspiración es de 1000 metros. Ya se pueden obtener todas las pérdidas del sistema.

$$\Delta h_{cont} = f \frac{L}{D} \frac{8Q^2}{g\pi^2 D^5} = 0,01224 * \frac{1000}{0,14} * \frac{8 * 7,86^2}{9,81 * \pi^2 * 0,14^4} = 3,236 \text{ m}$$

Las pérdidas localizadas se calculan de manera directa como el 15% de las continuas.

$$\Delta h_{loc} = 0,15 * 3,236 = 0,4854 \text{ m}$$

La altura manométrica necesaria en las bombas será la suma de las pérdidas totales y la diferencia de cota entre estación de bombeo y balsa.

$$\Delta h_{total} = 3,236 + 0,4854 = 3,722 \text{ m}$$

$$H_m = \Delta H + \Delta h_{total} = 7 + 3,722 = 10,722 \text{ m}$$

Ya se puede obtener la potencia neta total requerida por el sistema de bombeo como producto de la altura manométrica, el peso específico del agua y el caudal máximo a bombear.

$$PotenciaNeta = H_m * Q_{máx} * \gamma = 10,722 * 7,86 * 9810 = 826606,12 \text{ W} = 826,61 \text{ Kw}$$

Se instalarán 7 bombas dispuestas en paralelo con un rendimiento del 55%. Una de ellas sólo funcionará en caso de avería o rotura de alguna de las otras 6.

$$PotenciaBruta = \frac{PotenciaNeta}{0,55} = 1502,92 \text{ Kw}$$

$$PotenciaBruta/bomba = \frac{1502,92}{6} = 250,49 \text{ Kw}$$

3.4. Tubería

Como se expone anteriormente, el trazado de la tubería, también para esta captación, se mantiene en el margen derecho del río en toda su longitud hasta la ETAP.

Desde la propia balsa se intenta seguir, en la medida de lo posible, la ruta ciclista que recorre la zona de estudio para así tener una mejor localización de la conducción y evitar cuantas más expropiaciones innecesarias.

La metodología para elegir el material del que estará formada la tubería, así como su diámetro y espesor es la misma que se explica en el apartado 2.4 Tubería de este mismo anejo, resultando:

- Una tubería de acero S 355 JR soldado helicoidalmente.
- Diámetro: 1800 mm.
- Espesor: 16 mm.
- Profundidad sobre clave: 1.5 m
- Profundidad total de excavación: 3.5 m

Una vez predimensionada la tubería se comprueba que la línea piezométrica a lo largo de ella no es superada en ningún punto por la línea geométrica de la misma, evitando así puntos vulnerables a cavitación en las zonas de elevada cota topográfica.

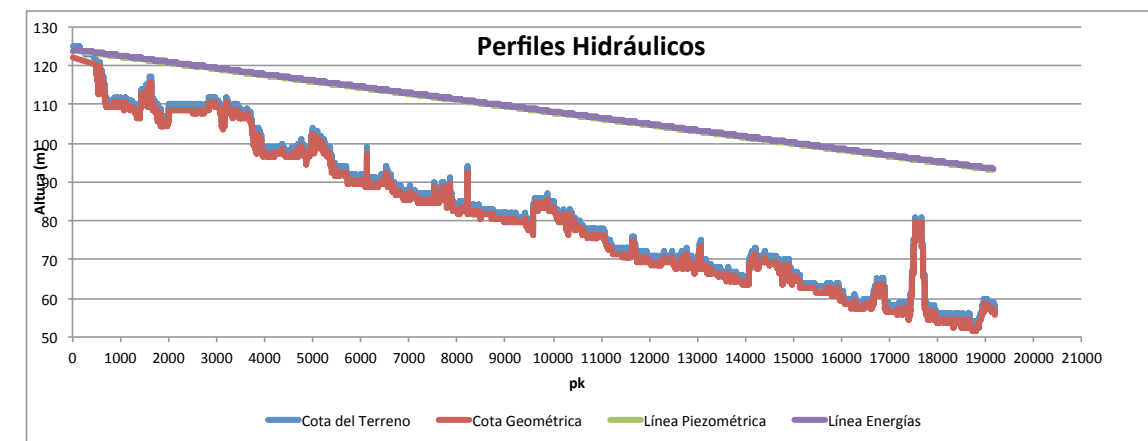


Ilustración 17. Línea de alturas piezométricas. Tubería. C2.

Como se puede comprobar en la anterior ilustración, solamente se encuentran acercamientos en los primeros 500-600 m. Se realiza un cálculo en detalle de los primeros 800 metros para asegurar que la línea piezométrica se mantiene por encima de la geométrica.

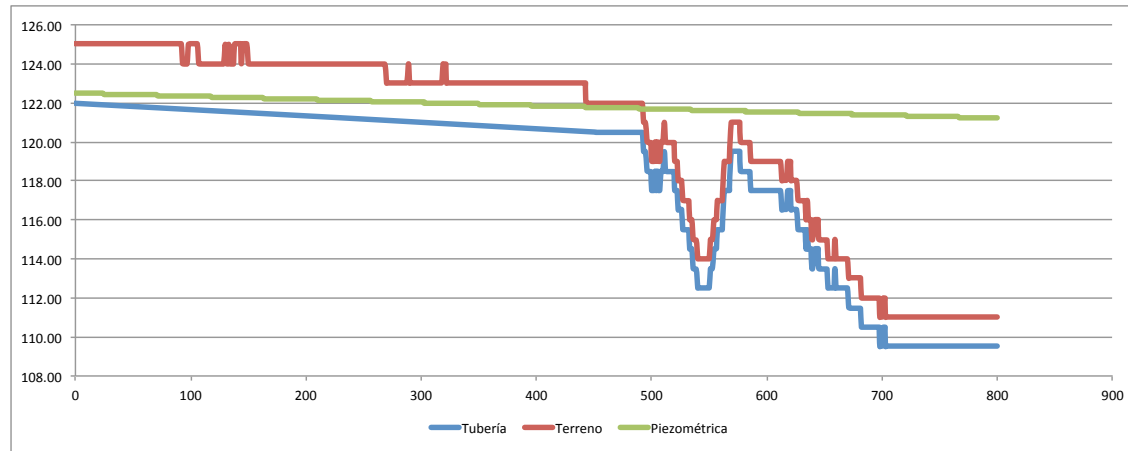


Ilustración 18. Línea de alturas piezométricas. Detalle. Tubería. C2.

En esta ilustración se puede observar la altura piezométrica resultante de establecer una presión en cabecera de 0.5 metros, que como se nombró en el apartado correspondiente a la balsa, establece su altura mínima de operación cuando tratamos con la Entrega 1, posteriormente definida.

Tal y cómo se puede comprobar en el *Plano Nº 03224 Balsa*, la tubería parte de la misma a una profundidad sobre clave de 3 m. Esta profundidad varía de forma constante a lo largo de los primeros 450 m de tubería hasta alcanzar la profundidad establecida de 1,5 m sobre clave.

4. ENTREGA 1

En primer lugar, se plantea la entrega directamente a la obra de toma de la ETAP actual, es decir, la que está actualmente en servicio como se puede observar en el plano 0331. Entrega1 Planta General. Esta obra de toma recoge agua de ambos cauces (río Turia y caudal proveniente del canal Júcar Turia), dicha obra de toma consiste en una reja de paso de diámetro 20 mm, con un dispositivo de limpieza automática. A continuación un macrotamiz de tambor con paso de 10 mm, también con un sistema de limpieza automática con toberas de agua a presión. Ésta contiene un bombeo junto a la obra de toma que se compone de 6 bombas verticales conectadas a una tubería de agua bruta con caudalímetro.

La primera opción de entrega se plantea la posibilidad de entregar directamente en la toma de agua bruta procedente de la captación. Con esto, la ETAP se encarga de pretratar el agua bruta que viene directamente del río para proceder a su posterior tratamiento. La cota necesaria para entregar a esta toma es de 56 metros. El coste del bombeo que necesita la ETAP para elevar este agua a cota 62 metros que es donde se encuentra el tratamiento posterior tiene un valor aproximado de 20,000 Euros.

La Entrega 1 consiste en una tubería de 1800mm de Diámetro Nominal y un espesor de 16mm, calculada mediante las fórmulas anteriormente descritas para calcular la tubería. Con objeto de tener un menor impacto visual en la zona y puesto que se trata de un parque Natural de la Comunidad Valenciana en dicho tramo con tubería vista se hará una tubería con pintura exterior de color verde para así lograr un menor impacto visual.

Para realizar el entramado en la ETAP y lograr evitar los posibles servicios que puedan verse afectados se ha decidido el trazado que se puede observar en el plano 0331. Entrega 1: Planta General y 0332. Entrega1: Detalle.

Para ello se utilizarán, a parte de los 209,4 m de tubería de DN 1800mm piezas especiales normalizadas. Concretamente, 6 codos de 90º de acero con el mismo espesor que la tubería y una T de 1800mm para realizar la entrega. En el punto de entrega se colocarán Válvula de Mariposa y Caudalímetro electromagnético.

5. ENTREGA 2

La segunda entrega plantea llevar el agua procedente del río Turia, ya pretratada directamente al tratamiento de la ETAP. Para ello se instalará el pretratamiento antes de la entrada del agua en la tubería, instalando una reja de 20mm y un macrotamiz de 10 mm, ambos con sistemas de autolimpieza como los que podemos encontrar en la ETAP.

Una vez en la planta, destacar que dicha entrega se encuentra a una cota de 62 m, entregando directamente a esta cota, la ETAP ahorra el bombeo de dicha agua, y como se menciona antes, estimado en unos 20,000 Euros anuales.

Para llevar el agua a las 3 cámaras de mezcla y reparto, es necesario repartir el caudal total entrante en 3 partes iguales. Para ello, se calcula el Diámetro Nominal necesario para 1/3 del caudal de diseño de 5,5 m³/s. Utilizando las fórmulas que se han utilizado en el predimensionamiento de la tubería, obtenemos el diámetro nominal para un Caudal máximo de: 1.83m³/s y un Caudal mínimo de: 1.16m³/s. Para estos caudales, y limitando la velocidad a 2,5 m/s se obtiene un diámetro teórico de 0.96 y 0.77 mm respectivamente. Con un espesor normalizado calculado igual que anteriormente de 16mm, se estima un DN normalizado en la guía técnica para tuberías del CEDEX de 1100mm, se comprueba que cumple las condiciones de velocidad y se escoge como DN final. Para realizar el entramado en la ETAP y lograr evitar los posibles servicios que puedan verse afectados se ha decidido el trazado que se puede observar en el plano 0341. Entrega 2: Planta General y 0342. Entrega2: Detalle.

Para pasar del diámetro de la tubería de llegada al diámetro inferior de entrega, se utilizará una pieza especial de calderería. En cada obra de toma se dispondrá una válvula de mariposa de 1100mm de diámetro y un caudalímetro electromagnético. Con esta entrega, y dispuesta de dicha forma, se consigue una flexibilidad de trabajo en la ETAP que no podríamos disponer en la Entrega 1. Con esta opción, la ETAP tiene poder de decisión para tratar una cantidad de agua determinada y cuando sea necesario.



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE “LA PRESA”





ÍNDICE

1. Introducción.....	1
2. Presupuesto.....	1
3. Análisis Ambiental	1
4. Cálculo de la Funcionalidad.	3
4.1. Volumen de agua garantizada.	3
4.2. Flexibilidad.....	4
5. Análisis multicriterio.....	4
5.1. Método en base 10.....	4
5.2. Método PRES.	5

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Valoración económica.....	1
Tabla 2. Clasificación Cualitativa de Impactos Ambientales.....	2
Tabla 3. Clasificación y ponderación de impactos y resultados.....	2
Tabla 4. Volumen de Agua Garantizada.....	3
Tabla 5. Pesos del Análisis Multicriterio.	4
Tabla 6. Presupuesto. Construcción. Ponderado.....	4
Tabla 7. Presupuesto. Mantenimiento. Ponderado.....	4
Tabla 8. Presupuesto. Construcción. Ponderado.....	4
Tabla 9. Presupuesto. Construcción. Ponderado.....	4
Tabla 10. Volumen de Agua Garantizada. Ponderado.....	4
Tabla 11. Flexibilidad de Operación para la ETAP. Ponderado.	5
Tabla 12. Resultados. Método en base 10.....	5
Tabla 13. Matriz de Dominación. Método PRES.	5
Tabla 14. Resultados. Método PRES.	5



1. INTRODUCCIÓN

Una vez propuestas las distintas alternativas, predimensionadas, y realizada la estimación económica de ellas, se ha de ejecutar el correspondiente análisis multicriterio para así comprobar cuál de ellas es la solución óptima a la casuística planteada.

La necesidad de la realización de este estudio proviene de la dificultad de elección a primera vista de la mejor solución, ya que hay diferentes factores que intervienen en la elección y todas las alternativas cumplen con los objetivos previstos.

Los distintos factores o criterios a tener en cuenta son los siguientes:

- **PRESUPUESTO:** Analizado y estimado en el anejo correspondiente se tiene en cuenta tanto la construcción, como el mantenimiento, como la explotación.
- **AMBIENTAL:** Analizado posteriormente en este mismo documento, considerando los distintos efectos producidos por las alternativas en el medio ambiente tanto en su explotación como en su abandono.
- **FUNCIONALIDAD:** Al igual que el anterior se realiza un análisis de la funcionalidad de las alternativas en este mismo anejo donde se considera la garantía de agua bruta que proporciona cada alternativa a la ETAP, así como la flexibilidad de operación que aportan a la misma.

2. PRESUPUESTO

En el apartado de valoración económica que se puede encontrar en la memoria se estudia de forma estimativa el desglose de costes que supone cada alternativa junto a cada entrega, tanto en su construcción, como en su mantenimiento, como en su explotación.

La conclusión resultante de esta valoración económica se recoge en la siguiente tabla:

	PRESUPUESTO DE CONSTRUCCIÓN	PRES. PONDERADO
C1E1	65.255.130,02 €	3,000
C1E2	65.526.721,48 €	2,758
C2E1	68.621.006,39 €	0,000
C2E2	68.430.320,64 €	0,170

Tabla 1. Valoración económica.

3. ANÁLISIS AMBIENTAL

Para la cuantificación del impacto ambiental de las alternativas elegidas se han utilizado los siguientes impactos ambientales:

- Efecto Barrera.
- Modificación del Terreno Urbano.
- Existencia de desmontes y terraplenes.
- Mantenimiento de Equipos.
- Restauración de Flora.
- Tránsito de Vehículos.
- Apertura de Nuevos viales de acceso.
- Señalización de Infraestructuras.
- Elementos y estructuras abandonadas.
- Expropiación de terrenos.

Se han considerado los impactos de las infraestructuras en fases de explotación y abandono. Para cuantificar los efectos que dichos impactos tendrían se han estudiado los siguientes medios:

- Atmósfera.
- Climatología.
- Geología.
- Hidrología superficial y subterránea.
- Edafología.
- Vegetación.
- Fauna.
- Paisaje.
- Medio socioeconómico.
- Patrimonio Histórico-Artístico.
- Salud Ambiental.

De un modo cualitativo se clasifica la afección que cada uno de los impactos causa sobre los diferentes medios en: Nulo (0), Bajo (1), Medio (2) y Alto (3), según la tabla:



	NULO	BAJO	MEDIO	ALTO	
Explotación	Efecto Barrera	0	1	2	3
	Modificación del Terreno Urbano	0	1	2	3
	Existencia de desmontes y Terraplenes	0	1	2	3
	Mantenimiento de Equipos	0	1	2	3
	Restauración de Flora	0	1	2	3
	Transito de Vehículos	0	1	2	3
	Apertura de Nuevos Viales de acceso	0	1	2	3
Abandono	Señalización de infraestructuras	0	1	2	3
	Elementos y estructuras abandonadas	0	1	2	3
	Expropiación de Terrenos	0	1	2	3

Tabla 2. Clasificación Cualitativa de Impactos Ambientales.

A continuación se muestra la tabla de resultados:

	Captación 11: CANAL/TUBERÍA											TOTAL	Positivo/ Negativo	Sumatorio	TOTAL				
	Atmosfera	Climatología	Geología	Hidrología superficial y subterránea	Edafología	Vegetación	Fauna	Paisaje	Medio socioeconómico	Patrimonio hitórico- artístico	Salud Ambiental								
Efecto Barrera	0	0	0	3	1	2	3	2	0	1	0	12	-1	-12	-46				
Modificación del Terreno Urbano	0	0	2	1	2	2	2	2	1	1	1	14	-1	-14					
Existencia de desmontes y Terraplenes	0	0	2	2	0	2	0	2	0	1	0	9	-1	-9					
Mantenimiento de Equipos	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	1	3	-1	-3					
Restauración de Flora	1	0	2	1	2	1	1	2	1	2	1	14	1	14					
Transito de Vehículos	1	0	0	0	1	0	2	2	1	1	1	9	-1	-9					
Apertura de Nuevos Viales de acceso	2	0	1	0	1	1	2	2	2	1	1	13	1	13					
Señalización de infraestructuras	0	0	0	0	0	0	1	2	1	0	1	5	-1	-5					
Elementos y estructuras abandonadas	0	0	1	1	0	1	1	2	2	2	2	12	-1	-12					
Expropiación de Terrenos	0	0	1	0	1	2	0	0	3	1	1	9	-1	-9					
	Captación 2: BALSA/TUBERÍA											TOTAL	Positivo/ Negativo	Sumatorio	TOTAL				
Efecto Barrera	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0					0	-1	0	-42
Modificación del Terreno Urbano	0	0	1	1	1	1	1	2	1	1	1					10	-1	-10	
Existencia de desmontes y Terraplenes	0	0	2	1	0	2	0	3	0	1	0					9	-1	-9	
Mantenimiento de Equipos	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	1					3	-1	-3	
Restauración de Flora	1	0	1	1	1	1	1	1	1	0	0					8	1	8	
Transito de Vehículos	1	0	0	0	1	0	2	2	1	1	1					9	-1	-9	
Apertura de Nuevos Viales de acceso	1	0	1	0	1	1	1	1	1	1	1					9	1	9	
Señalización de infraestructuras	0	0	0	0	0	0	1	2	2	2	2					9	-1	-9	
Elementos y estructuras abandonadas	0	0	1	1	0	1	1	2	2	2	2	12	-1	-12					
Expropiación de Terrenos	0	0	1	0	1	1	0	0	2	1	1	7	-1	-7					

Tabla 3. Clasificación y ponderación de impactos y resultados.



4. CÁLCULO DE LA FUNCIONALIDAD.

Como se comentó anteriormente la Funcionalidad se divide en dos subcriterios, por una parte la cantidad de agua bruta que garantizan las distintas alternativas a la ETAP, y por otra parte la flexibilidad que son capaces de proporcionar a la misma.

4.1. Volumen de agua garantizada.

Respecto al volumen de agua garantizada, se analizan cada una de las combinaciones posibles entre alternativas y entregas, teniendo así 4 soluciones diferentes:

Captación 1 con Entrega 1:

Las infraestructuras capaces de almacenar agua en la Alternativa 1 son tanto el canal, como la cámara de carga.

Para el cálculo de volumen de agua en el canal se considera un perímetro mojado constante en toda su longitud, correspondiente al caudal de diseño (5,5 m³/s).

Este perímetro supone un área mojada de 8,55 m². Los cálculos pertinentes a la sección transversal, pendiente y calado del canal se encuentran en el *Anejo Nº 5 Predimensionamiento de las alternativas*. Sabiendo que la longitud total del canal es de 4035 m tenemos un volumen total de 4035*8,55 = 34500 m³

Por el contrario, en la cámara de carga no se debe considerar todo el volumen almacenado, ya que existe una altura mínima de operación bajo la que no se puede garantizar ni la seguridad de la tubería ante posibles cavitaciones ni la llegada del agua de la misma a la ETAP por la falta de altura manométrica en cabecera. Así pues, se debe considerar el volumen comprendido entre el Nivel Mínimo de Operación y el Nivel Máximo de Operación.

La cámara de carga, tal y como se diseña, tiene unas dimensiones en planta de 15x30 m y la diferencia de cota entre los anteriores niveles mencionados es de 3,5 m. Por lo tanto, el volumen a considerar es de 15*30*3,5 = 1575 m³.

Esto establece un volumen de agua garantizada de 36075 m³.

Captación 1 con Entrega 2:

Cuando se estudia cualquier alternativa en combinación con la Entrega 2 se ha de tener en cuenta el pretratamiento de agua que esta entrega requiere. En el caso de la Alternativa 1 supone una necesidad mayor de altura manométrica en la cabecera de la tubería. Esto hace que el Nivel Mínimo de Operación se sitúa 0.5 m por encima del caso anterior.

El canal no se ve afectado por la entrega a estudiar, proporcionando los mismos 34500 m³, sin embargo la cámara de carga ahora proporcionará un volumen de 15*30*3 = 1350 m³. Resultando un total de 35850 m³.

Captación 2 con Entrega 1:

En el caso de la Alternativa 2, la infraestructura capaz de almacenar volumen de agua es la balsa de regulación desde la que parte la tubería directamente hasta la ETAP.

Al igual que con la cámara de carga, en la balsa de regulación también se establece un Nivel Máximo de Operación y un Nivel Mínimo de Operación que marcan el volumen de agua que realmente se garantiza a la Planta.

Los cálculos necesarios para la obtención de este volumen con las dimensiones establecidas para la balsa de regulación se encuentran en el anejo correspondiente al predimensionamiento de las alternativas.

Estos cálculos proporcionan un volumen de regulación total, considerando la combinación con la Entrega 1, de 67942 m³, que se mantendrán constantes en el tiempo al diseñar la estación de bombeo para que trabaje las 24 horas del día suministrando a la balsa el mismo caudal que sale de ella por las necesidades de la ETAP.

Captación 2 con Entrega 2:

En combinación con la Entrega 2, la balsa sufre las mismas consecuencias que se daban en la cámara de carga, necesitando para el pretratamiento de aguas 0.5 metros más de altura de agua mínima en la cabecera de la tubería que transporta el caudal deseado a la Planta.

Para la balsa, esta subida del Nivel Mínimo de Operación supone una variación sustancial del volumen de regulación que pasa a ser de 60056 m³.

En resumen, y a fin de recopilar los valores aportados obtenemos la siguiente tabla de volúmenes de agua garantizada en cada una de las combinaciones:

	Longitud de Canal	Área Mojada	Volumen Regulación
C1E1	4035	12,106	36075 m ³
C1E2	4035	12,106	35850 m ³
C2E1	0	0	67940 m ³
C2E2	0	0	60056 m ³

Tabla 4. Volumen de Agua Garantizada.

4.2. Flexibilidad.

Este apartado trata sobre la flexibilidad que proporciona un tipo de entrega respecto al otro. La Entrega 1 consiste en llevar la tubería forzada proveniente de las obras de cabecera directamente a la obra de toma actual de la ETAP, donde se trata el agua y se bombea para su distribución en la planta. Por el contrario, la Entrega 2 suministra el agua ya pretratada directamente al tratamiento de la ETAP, no pasando por los anteriores bombeos.

Esta entrega se realiza en 3 cámaras diferentes, repartiendo el caudal total en 3 partes iguales y disponiendo en cada obra de toma de una válvula de mariposa y un caudalímetro electromagnético. Con esta opción, el personal responsable de la explotación de la ETAP tiene poder de decisión para tratar una cantidad de agua determinada cuando sea necesario, consiguiendo así una flexibilidad de trabajo que no se dispone con la Entrega 1.

5. ANÁLISIS MULTICRITERIO

Con este análisis se pretende sintetizar la información, tanto cualitativa como cuantitativa, de las soluciones planteadas, comparándolas para los distintos criterios de evaluación elegidos, expuestos anteriormente, e identificar qué solución es más ventajosa frente al resto, pudiendo aportar así el mayor número de argumentos objetivos posibles para justificar la solución al final adoptada.

Estos criterios no tienen la misma importancia a la hora de evaluar el proyecto, es por esto que se introducen unos valores, pesos, que cuantifican esta importancia.

En este caso, los pesos asignados a cada criterio son los siguientes:

Pesos del Análisis multicriterio					
Presupuesto			Ambiental	Funcionalidad	
Construcción	Mantenim.	explot.		Garantía agua bruta	Flexibilidad operación ETAP
3	1	2	2	1.5	0.5

Tabla 5. Pesos del Análisis Multicriterio.

Una vez fijados los pesos, se elige el método por el cual se establece la valoración de las diferentes soluciones y la determinación de la óptima.

Para ello se utilizarán dos métodos distintos.

5.1. Método en base 10.

Este método consiste en ponderar los valores obtenidos en cada criterio para cada solución de forma que el valor óptimo obtenga la mayor nota, el valor mínimo obtenga un 0, y los valores intermedios estén de forma proporcional entre ellos.

	PRESUPUESTO DE CONSTRUCCIÓN	PRES. PONDERADO
C1E1	65.255.130,02 €	3,000
C1E2	65.526.721,48 €	2,758
C2E1	68.621.006,39 €	0,000
C2E2	68.430.320,64 €	0,170

Tabla 6. Presupuesto. Construcción. Ponderado.

	PRESUPUESTO DE MANTENIMIENTO	PRES. PONDERADO
C1E1	239.917,15 €	1
C1E2	239.917,15 €	1
C2E1	278.565,80 €	0
C2E2	278.565,80 €	0

Tabla 7. Presupuesto. Mantenimiento. Ponderado.

	PRESUPUESTO DE EXPLOTACIÓN	PRES. PONDERADO
C1E1	- €	1,890
C1E2	20.000,00 €	2,000
C2E1	344.444,50 €	0,000
C2E2	324.444,50 €	0,110

Tabla 8. Presupuesto. Construcción. Ponderado.

	AMBIENTAL	AMB POND.
C1E1	46	0
C1E2	46	0
C2E1	42	2
C2E2	42	2

Tabla 9. Presupuesto. Construcción. Ponderado.

	VOLUMEN AG BRUTA	VOLUMEN AG BRUTA POND
C1E1	36.075,00	0,0105
C1E2	35.850,00	0,0000
C2E1	67.940,00	1,5000
C2E2	60.056,00	1,1315

Tabla 10. Volumen de Agua Garantizada. Ponderado.

	FLEXIBILIDAD OP. ETAP	FLEXIBILIDAD POND
C1E1	0,00	0
C1E2	1,00	0,5
C2E1	0,00	0
C2E2	1,00	0,5

Tabla 11. Flexibilidad de Operación para la ETAP. Ponderado.

Una vez obtenidos los valores ponderados según los pesos de los criterios en las diferentes soluciones, se suman para obtener la nota sobre 10 de cada una de ellas, siendo la óptima aquella que consiga la nota más alta.

	PRES. CONST	PRES. MANT	PRES. EXP	AMB	VOL AG BRUTA	FLEX OPER	TOTAL
C1E1	3,00	1,00	1,89	0,00	0,01	0,00	5,90
C1E2	2,76	1,00	2,00	0,00	0,00	0,50	6,26
C2E1	0,00	0,00	0,00	2,00	1,50	0,00	3,50
C2E2	0,17	0,00	0,11	2,00	1,13	0,50	3,91

Tabla 12. Resultados. Método en base 10.

5.2. Método PRES.

Para confirmar los resultados obtenidos por el anterior método de análisis multicriterio se realiza un segundo análisis utilizando el método PRES, desarrollado por el Profesor Gómez-Senent en la Universidad Politécnica de Valencia. (Gómez-Senet Martínez, 1992)

Formalmente este método presenta parecidos con la mayoría de los métodos multicriterio. Las diferencias con respecto a otros métodos se centran en dos aspectos:

- No se considera como solución óptima aquella cuya media ponderada sea mayor, sino la que es superior a todas las demás desde el mayor número de puntos de vista y no es bastante desaconsejable desde los demás criterios.
- La valoración de los criterios puede no estar referida a una escala acordada (en el criterio de presupuesto los valores pueden ser directamente los precios, puesto que el método los normaliza, al igual que hace el método anterior).

La metodología a seguir, una vez establecidos los pesos de los criterios y realizada la matriz de valoración con los valores ponderados tal y como se realizó en el método anterior, consiste en la creación de una matriz de dominación $T(i,j)$ para comparar los efectos de cada criterio en las distintas soluciones.

Una alternativa domina a otra para un criterio determinado cuando su valor para este criterio es superior al valor para el mismo criterio en la otra solución.

La matriz responde a la siguiente expresión:

$$T_{(i,j)} = \sum_{k=1}^n [Q_{(i,k)} - Q_{(j,k)}]$$

Siendo siempre $Q_{(i,k)} > Q_{(j,k)}$ y evitando diferencias negativas.

Se obtienen los valores D_i como suma de las filas de la matriz de dominación (determina la prelación de la alternativa i respecto del resto), y d_i como suma de las columnas correspondientes (determina las ventajas del resto de las alternativas respecto a la alternativa estudiada).

El método concluye en la determinación, para todas las alternativas, de la relación entre D_i y d_i siendo la solución óptima el valor

$$\text{Max} \left[\frac{D_i}{d_i} \right]_{i=1}^{i=n}$$

	MATRIZ DE DOMINACIÓN				Di
	C1E1	C1E2	C2E1	C2E2	
C1 E1	0,000	0,253	5,890	5,611	11,753
C1 E2	0,610	0,000	6,258	5,478	12,346
C2 E1	3,489	3,500	0,000	0,369	7,358
C2 E2	3,621	3,131	0,780	0,000	7,532
di	7,720	6,884	12,928	11,457	

Tabla 13. Matriz de Dominación. Método PRES.

RESULTADOS	
	Di/di
C1E1	1,522
C1E2	1,793
C2E1	0,569
C2E2	0,657

Tabla 14. Resultados. Método PRES.

Como podemos observar ambos métodos coinciden en su conclusión, indicando como la mejor combinación y por tanto la solución a adoptar es la formada por la Captación 1 y la Entrega 2.



PARTE 1:

Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento. Proyecto de azud de derivación en el cauce del río Turia (T.M. Villamarchante) para abastecimiento a la ETAP de La Presa.

Autor: Vicente Ferruses García



"Sólo es capaz de realizar los sueños el que, cuando llega la hora, sabe estar despierto"
(León Daudí)

A mi familia y amigos; especialmente a mis padres y a mi hermana, que me han mostrado su apoyo continuo, creyendo siempre en que podría lograr lo que me propusiese.





ÍNDICE

BIBLIOGRAFÍA	4
1. INTRODUCCIÓN	5
2. ALCANCE DE LA PARTE INDIVIDUAL	5
3. DISEÑO DEL SISTEMA DE CAPTACIÓN	5
3.1. Localización de la obra de captación	5
3.2. Azud	5
3.3. Embalse	5
3.4. Cajeros	6
3.5. Cuenco amortiguador	6
3.6. Colchón de escollera	6
3.7. Desagüe de fondo	6
4. VALORACIÓN ECONÓMICA	6
4.1. Resumen de las dimensiones del azud de derivación	6
4.2. Mediciones para la estimación económica	7
4.3. Estimación económica desglosada	7

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coordenadas UTM del punto de captación.....	5
Tabla 2. Características del azud.....	5
Tabla 3. Altura cajeros	6
Tabla 4. Cuenco amortiguador	6
Tabla 5. Colchón de escollera	6
Tabla 6. Dimensiones del Azud de derivación	7
Tabla 7. Volumen total de hormigón a disponer	7
Tabla 8. Superficie total de encofrado a disponer.....	7
Tabla 9. Volumen total de escollera a colocar	7
Tabla 10. Volumen total de terreno a excavar	7
Tabla 11. Superficie total de terreno de despeje y desbroce	7
Tabla 12. Resultado de la valoración económica.....	8

ÍNDICE DE ANEJOS

- Anejo 1.1. Cálculos hidrológicos
- Anejo 1.2. Cálculos hidráulicos
- Anejo 1.3. Diseño del sistema de captación

BIBLIOGRAFÍA

- Barreno, M. N. (1985). *Manual de diseño de pequeñas centrales hidroeléctricas* (Vol. 3). Colombia: Obras Civiles.
- Comité Nacional Español de Grandes Presas. (1997). *Guía Técnica de Seguridad de Presas. Aliviaderos y Desagües*. Madrid: Comité Nacional Español de Grandes Presas.
- Comité Nacional Español de Grandes Presas. (2003). *Guía Técnica de Seguridad de Presas. Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas*. Madrid: Comité Nacional Español de Grandes Presas.
- Ministerio de Agricultura, Pesca y Medio Ambiente. (2001). *Plan Hidrológico Nacional*. Madrid: Ministerio de Agricultura, Pesca y Medio Ambiente.
- Ministerio de Obras Públicas, T. y. (1996). *Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses*. Madrid: Secretaría General Técnica.
- United States Department of the Interior. (1987). *Design of Small Dams*. Washington D.C.: United States Department of the Interior.



1. INTRODUCCIÓN

En la presente capítulo se trata el diseño del azud de la solución acordada en la parte grupal del Trabajo Fin de Grado “Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento” desarrollado por los alumnos de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Valencia, Luis Manuel Brox Escudero, Vicente Ferruses García, Álvaro Ortín Teruel y Antonio Valles Murcia.

2. ALCANCE DE LA PARTE INDIVIDUAL

Este capítulo desarrolla el diseño más completo correspondiente al azud, teniendo en cuenta una serie de consideraciones no contempladas previamente:

- Para el diseño del cuerpo del azud se plantea una reducción de la longitud de coronación, lo que hará aumentar la lámina de agua sobre la cresta del azud.
- Dimensionamiento de los cajeros del azud, para una mejor interacción cuerpo del azud con el terreno.
- Comprobación de estabilidad a deslizamiento y hundimiento para dos combinaciones de cálculo (normal y accidental). En el *Anejo 1.3. Diseño del sistema de captación* no se han tenido en cuenta ni el sismo ni la temperatura en los cálculos de estabilidad.
- Dimensionamiento de un colchón de escollera para paliar el efecto erosivo del agua en la parte final del cuenco amortiguador, lo cual podría derivar en una socavación localizada.
- Importancia del desagüe de fondo y los elementos que conllevaría la construcción de éste en el cuerpo de presa, sin entrar en cálculos, y las acciones que se deberían llevar a cabo para su correcto funcionamiento.
- No es objeto del TFG la descripción del desvío provisional del río.

3. DISEÑO DEL SISTEMA DE CAPTACIÓN

La tipología del azud ya fue escogida y consensuada en la parte grupal de este TFG al igual que el material de construcción siendo éste el hormigón en masa.

Se trata de un azud sumergido en derivación empleando el perfil Creager para el diseño del canal de descarga del azud, para lo que se emplea el hormigón en masa convencional vibrado. Se define en detalle en el *Anejo 1.3. Diseño del sistema de captación*.

3.1. Localización de la obra de captación

La obra de captación se localiza al noroeste del municipio de Vilamarxant, unos 4 kilómetros aguas arriba del puente que une los municipios de Vilamarxant y Llíria.

La cota del lecho del río en la zona donde se va a realizar la obra es 103 msnm, siendo la cota del terreno colindante, no perteneciente a la llanura de inundación, 110 msnm.

Las coordenadas UTM del punto donde se pretende realizar la obra son:

Coordenadas UTM	
X	Y
701738,352	4386051,783

Tabla 1. Coordenadas UTM del punto de captación

3.2. Azud

El azud en cuestión se diseña como una estructura que es estable por su propio peso, es decir, un azud de gravedad, lo que conlleva que, al ser una obra de captación de poca altura, la sección a emplear debe ser robusta, siempre intentando optimizarla.

Cabe destacar que para el cálculo de las características geométricas del azud se han tenido en cuenta dos condicionantes:

- Que cumplan los factores de seguridad recomendados para estabilidad de presas, es decir, comprobaciones a deslizamiento y a hundimiento.
- Que no existan tracciones en la base del azud (plano de contacto azud-cimiento).

Como se explica en el *Anejo 1.3. Diseño del sistema de captación*, el azud corresponde a la Categoría C, descrita en el RTSPE de 1996 (Ministerio de Obras Públicas, 1996), lo que conlleva que la avenida de proyecto sea la de periodo de retorno T=100 años, siendo el caudal máximo 1397,72 m³/s.

Para el diseño del aliviadero se emplea el perfil Creager y, puesto que el agua verterá por coronación en todo momento, se dimensiona para el caudal medio del río Turia, que es 13,53 m³/s.

Las características del azud son:

Características	
Longitud coronación (m)	40
Altura sobre cimientos (m)	5,5
Cimientos (m)	1,5
Altura total (m)	7
Cota Terreno (msnm)	103
Cota Coronación (msnm)	108,5
Cota Cimientos (msnm)	101,5

Tabla 2. Características del azud

En el *Anejo 1.3. Diseño del sistema de captación* se exponen los cálculos realizados.

3.3. Embalse

Debido a la construcción del azud, el cual alcanza la cota 108,5 msnm, siendo pues, 5,5 metros lo que aumenta el nivel de agua respecto del nivel si no existiese dicho azud, conlleva un almacenamiento de agua o embalse, el cual alcanza los 163100 m³ de agua represada y una ocupación total de 90430 m² en planta. La Curva de capacidad, o curva característica del embalse, se incluye en el *Anejo 1.2. Cálculos hidráulicos*.



3.4. Cajeros

Se define la altura de los cajeros en función de la altura de la lámina de agua que se produciría como consecuencia de la avenida de periodo de retorno T=5 años ($Q=183,30 \text{ m}^3/\text{s}$). La altura de agua queda calculada en el *Anejo 1.1. Cálculos hidrológicos*.

En el paramento de aguas arriba, la altura del cajero será igual a la altura del agua sobre la cresta del aliviadero y en el paramento aguas abajo la altura será igual al calado conjugado que provoca dicha avenida al final del cuenco amortiguador más un resguardo de 1/6 de dicho valor. Los cálculos pertinentes se encuentran en el *anejo 1.3. Diseño del sistema de captación*.

Altura Cajeros (m)	
Sobre cresta de aliviadero	1,90
Sobre cuenco amortiguador	1,60

Tabla 3. Altura cajeros

3.5. Cuenco amortiguador

El agua, aguas arriba del azud se encuentra embalsada, pero cuando discurre por el perfil del vertedero pasa a régimen rápido, por lo que la velocidad aumenta. Para pasar de nuevo a régimen lento, y así tener el mismo régimen que el río, se produce un resalto hidráulico, por lo que se dimensiona un cuenco amortiguador simple de igual longitud que dicho resalto. Al final de dicho cuenco se dispone un umbral para finalizar la sección tipo del cuenco.

Las características geométricas de dicho cuenco se encuentran calculadas en el *Anejo 1.3. Diseño del sistema de captación*. A continuación se exponen dichas características:

Características Cuenco Amortiguador	
Longitud del cuenco amortiguador (m)	4,70
Espesor cuenco bajo terreno (m)	1,05
Espesor cuenco sobre terreno (m)	0,7
Espesor cuenco total (m)	1,75
Altura umbral final (m)	0,2

Tabla 4. Cuenco amortiguador

3.6. Colchón de escollera

El colchón de escollera se ha dimensionado a partir de diversas referencias (United States Department of the Interior, 1987) y (Barreno, 1985) y los apuntes de asignaturas cursadas en el Grado de Ingeniería de Obras Públicas.

Se dimensiona un dispositivo de reintegro del flujo al río tras el cuenco amortiguador, con el fin de evitar la posible socavación localizada del agua sobre el pie de aguas abajo del cuenco amortiguador. Dicha zona de escollera tiene el mismo ancho que el cuenco amortiguador, es decir, 40 metros, igual a la longitud de vertido.

Las características geométricas de dicho colchón, que se calculan en el *Anejo 1.3. Diseño del sistema de captación*, son :

Escollero	
Espesor (m)	1,75
Longitud (m)	3,05
Peso (Tn)	0,5
Diámetro (m)	0,72

Tabla 5. Colchón de escollera

3.7. Desagüe de fondo

El azud contará con un conducto de vaciado, regulado mediante un equipo hidromecánico, tipo Bureau, que ha sido escogido atendiendo a una serie de especificaciones técnicas. Se dispondrá con una reja de entrada aguas arriba para evitar el paso de sedimentos de gran tamaño que dificulten el correcto funcionamiento de éste y otra reja de salida, para evitar actos vandálicos.

Las especificaciones de dicho equipo hidromecánico se encuentran detalladas en el *Anejo 1.3. Diseño del sistema de captación*.

El principal objetivo de dicho desagüe será el desembalse parcial o completo del agua represada para tareas de mantenimiento.

También puede operarse para realizar aperturas periódicas con el objetivo de evitar posibles atarramientos debido a la carga de sedimentos que arrastra el río, siempre y cuando no se generen afecciones al ecosistema del cauce.

4. VALORACIÓN ECONÓMICA

4.1. Resumen de las dimensiones del azud de derivación

A continuación se muestran las dimensiones del azud resultantes de los cálculos realizados en el *Anejo 1.3. Diseño del sistema de captación*, las cuales se emplean para estimar económicamente el azud de derivación de la parte individual de este TFG:



Dimensiones Azud	
H Azud (m)	5,50
H Cimientos (m)	1,50
Ancho Coronación (m)	0,10
Talud AA	0,05
Talud Aa	1,50
Ancho Base azud (m)	8,63
Talud de Cimentación	0,05
Ancho Cimentación (m)	8,64
Longitud Coronación (m)	40,00
Altura Cuenco (m)	1,75
Longitud Cuenco (m)	4,70
Longitud Cajeros (m)	9,50

Tabla 6. Dimensiones del Azud de derivación

Escollerado	
Longitud escollerado (m)	3,05
Espesor escollerado (m)	1,75
Escollerado (m ³)	314,91

Tabla 9. Volumen total de escollera a colocar

Excavación a realizar	
Ancho de excavación (m)	13,33
Superficie de Excavación/m (m ² /m)	245,40
Longitud de Coronación (m)	59,00
Volumen Total de Excavación (m ³)	192930,67

Tabla 10. Volumen total de terreno a excavar

Despeje y desbroce a realizar	
Longitud de Coronación (m)	59,00
Ancho de excavación (m)	13,33
Desbroce (m ²)	786,19

Tabla 11. Superficie total de terreno de despeje y desbroce

4.2. Mediciones para la estimación económica

A partir de las dimensiones anteriormente expuestas, se calculan las mediciones oportunas para cada una de las actividades a realizar.

Hormigón a disponer	
Área Del Azud (m ²)	23,99
Área de Cimientos (m ²)	8,33
Área cuenco amortiguador (m ²)	8,23
Área Cajeros (m ²)	70,15
Volumen Cajeros (m ³)	666,43
Volumen de horm Cuenco (m ³)	329,00
Volumen de Horm Cuerpo Azud (m ³)	1292,93
Volumen Total (m ³)	2288,35

Tabla 7. Volumen total de hormigón a disponer

Encofrado a disponer	
Total Encofrado Cuerpo presa (m)	23,90
Total Encofrado Cajeros (m)	26,85
Total Encofrado (m ²)	1466,29

Tabla 8. Superficie total de encofrado a disponer

4.3. Estimación económica desglosada

Los precios que a continuación se exponen se han obtenido tanto de personas del ámbito profesional de la Ingeniería civil como del programa Presto extrayéndolos de una base de precios, en el caso de los valores y respecto a los elementos que se estiman a partir de un porcentaje respecto del precio total del azud, dichos porcentajes se han obtenido del Plan Hidrológico Nacional (Ministerio de Agricultura, Pesca y Medio Ambiente, 2001).

Existen tres elementos que se han cuantificado económicamente, como son el desvío del río, la reposición de servicios afectados y la auscultación basándose en los datos proporcionados por el Plan Hidrológico Nacional, pero que no se han tenido cuenta a la hora de la redacción de dicho TFG ya que no forman parte del alcance del mismo.

A continuación se muestra el resultado de la valoración económica del azud de derivación:



Presupuesto					
	precio/ud obra		ud		Precio Total
Hormigón en masa HM-25/S/20/IIa	79,75	€/m3	2288,4	m3	182.496,05 €
Encofrado Plano	21,13	€/m2	1466,29	m2	13.221,43 €
Despeje y desbroce	1,03	€/m2	786,19	m2	809,77 €
Excavación a cielo abierto	3,36	€/m3	192930,67	m3	32.342,79 €
Escollera 500 kg	37,17	€/m3	314,91	m3	11.705,30 €
Otras Unidades del Cuerpo de Presa	12%				28.869,04 €
Compuertas y Valvulas	30%				72.172,60 €
Instalación Eléctrica	1%				2.405,75 €
Auscultación	1%				2.405,75 €
Medidas Correctoras Imp Ambiental	2%				4.811,51 €
Desvío del río	1%				2.405,75 €
Reposición de servicios afectados	10%				24.057,53 €
			TOTAL		351.240,00 €

Tabla 12. Resultado de la valoración económica

Una vez obtenidos los resultados de la valoración económica de la Parte 1. Proyecto de azud de derivación, se comparan con los obtenidos en la Parte 0. Parte Conjunta.

Como se puede observar, el resultado total final de la Parte 1 resulta ser menor que el de la Parte 0, ya que se han empleado diferentes precios unitarios del material más empleado en el azud (83,49 €/m³ en la parte 0, y en este caso 79,75 €/m³). También se ve disminuido el resultado ya que existen unidades de obra que se estiman a partir de un porcentaje del precio total del azud. También se debe a que la reducción del volumen tanto del cuenco amortiguador como del cuerpo de presa es mayor que el aumento de volumen de los cajeros, respecto del predimensionamiento. Además, la estimación del precio empleado para la excavación se ha mejorado respecto del valor empleado en la Parte 0.



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE "LA PRESA"





ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	3
2. DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA.....	3
3. CAUDAL DE AVENIDA DE PERÍODO DE RETORNO T=5 AÑOS.....	3

ÍNDICE DE TABLAS E ILUSTRACIONES

Tabla 1. Características de las subcuencas.....	3
Tabla 2. Cálculo Precipitación diaria máxima para T=5 años.....	4
Tabla 3. Cálculo de la intensidad media para cada una de las subcuencas.....	5
Tabla 4. Cálculo de los coeficientes de escorrentía y de uniformidad.....	6
Tabla 5. Cálculo del caudal de referencia para cada una de las subcuencas.....	6
Tabla 6. Hidrograma Embalse Loriguilla.....	6
Tabla 7. Hidrograma Río Sot.....	6
Tabla 8. Hidrograma Intercuenca Loriguilla-Sot.....	6
Tabla 9. Hidrograma Rambla Castellana.....	7
Tabla 10. Hidrograma Rambla Aceña.....	7
Tabla 11. Hidrograma Intercuenca Castellana-Aceña.....	7
Tabla 12. Hidrograma Subcuenca Azud.....	7
Ilustración 1. Mapa isolíneas Cv y P.....	3
Ilustración 2. Tabla de los cuantiles Yt, de la Ley SQRT-ET máx.....	4
Ilustración 3. Mapa isolíneas I1/Id.....	4
Ilustración 4. Mapa coeficiente corrector del Umbral de Escorrentía inicial.....	5
Ilustración 5. Hidrograma unitario embalse Loriguilla.....	6
Ilustración 6. Hidrograma unitario Río Sot.....	6
Ilustración 7. Hidrograma unitario Intercuenca Loriguilla-Sot.....	7
Ilustración 8. Hidrograma unitario Rambla Castellana.....	7
Ilustración 9. Hidrograma unitario Rambla Aceña.....	7
Ilustración 10. Hidrograma unitario Intercuenca Castellana-Aceña.....	7
Ilustración 11. Hidrograma unitario Subcuenca Azud.....	8
Ilustración 12. Hidrograma unitario cuenca drenante al punto de captación.....	8

1. INTRODUCCIÓN

El presente anejo hidrológico incluye los cálculos realizados para obtener la avenida con periodo de retorno T=5 años y emplear sus características para el dimensionamiento de los cajeros del azud. El cálculo del caudal máximo para el periodo de retorno T=100 años de la cuenca drenante se encuentra en el *Anejo 0.3. Cálculos hidrológico*, de la parte 0, cuyo caudal es 1397,72 m³/s.

Los pasos seguidos son (iguales a los empleados en el anejo 0.3 de la parte 0):

- Definir las subcuencas de estudio con sus características morfológicas propias para poder calcular el caudal punta.
- Determinar el tiempo de concentración de cada una de las subcuencas.
- Calcular las precipitaciones de proyecto de periodos de retorno de 5 años empleando el método de Témez modificado.
- Determinar el caudal de proyecto para el periodo de retorno en cuestión empleando la Instrucción de Carreteras 5.2 IC “Drenaje Superficial”.

Se escoge el método de Témez modificado para el cálculo de dicho caudal ya que era una simplificación de cálculos y ofrece resultados muy buenos.

2. DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA

La cuenca a describir es la misma que la de la Alternativa 1 del Anejo 0.3. Cálculos hidrológicos de la parte 0 de este TFG, en las páginas 3 y 4, por lo que no se vuelve a describir.

3. CAUDAL DE AVENIDA DE PERÍODO DE RETORNO T=5 AÑOS

Se va a proceder a calcular la precipitación diaria máxima para el periodo de retorno empleado en el estudio, T= 5 años.

Para ello se ha empleado uno de los métodos propuestos en el Manual de Máximas lluvias diarias en la España peninsular (1999) editado por el Ministerio de Fomento, el conocido Método Racional Modificado, cuya fórmula es:

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6} * K$$

Donde:

Q: Caudal máximo (m³/s)

C: Coeficiente de Escorrentía

I: Intensidad de la lluvia de diseño (mm/h)

A: Área de la cuenca (km²)

K: Coeficiente de uniformidad

En primer lugar se identifican las subcuencas en las que se va a trabajar y se obtienen las características de cada uno (superficie, pendiente...) por lo que se han empleado los mapas que facilita la Confederación Hidrográfica del Júcar en la plataforma informática.

Con dichas características, se calcula el tiempo de concentración empleando la fórmula de la Dirección general de Carreteras para cada una de las subcuencas de estudio. A continuación se presentan dichas características y el tiempo de concentración obtenido:

$$t_c = 0.3 * \left(\frac{L}{J^{0.25}}\right)^{0.76}$$

Código Subcuenca	Nombre Subcuenca	Superficie (km2)	Longitud (m)	Longitud (km)	Desnivel (m)	J (m/m)	t _c (h)
156	Loriguilla	74,13	11500	11,5	56	0,0049	5,28
157	Sot	88,14	12000	12	210	0,0175	4,28
158	Inter Lori-Sot	164,69	26800	26,8	110	0,0041	10,38
159	Castellana	249,51	28300	28,3	600	0,0212	7,92
160	Aceña	157,86	25300	25,3	360	0,0142	7,84
161	Inter Caste-Aceña	40,10	8500	8,5	105	0,0124	3,52
162	Azud	3,79	2500	2,5	8	0,0032	1,79

Tabla 1. Características de las subcuencas.

Ahora se procede a localizar en los planos las siete subcuencas del estudio y así estimar en el mapa de isóneas el coeficiente de variación (Cv) y el valor medio de precipitación máxima diaria anual (P). Los círculos rojos son los 7 puntos escogidos integrantes de cada una de las subcuencas de estudio y la línea azul oscura es el punto de captación, objeto de estudio.

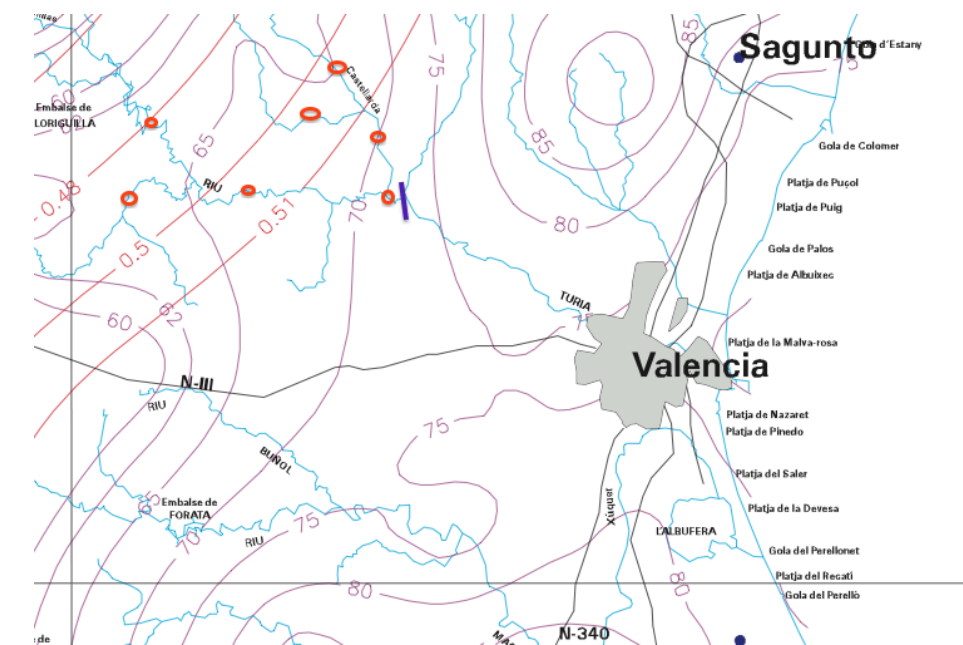


Ilustración 1. Mapa isóneas Cv y P

Tras estimar los de Cv y P en el mapa anterior, se procede a obtener el cuantil regional Y_t (Factor de amplificación K_t) el cual depende tanto del Cv como del período de retorno de estudio (en este caso T=100 años). Para ello se emplea la siguiente tabla extraída del Manual anteriormente citado:

C _v	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS (T)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
0.30	0.935	1.194	1.377	1.625	1.823	2.022	2.251	2.541
0.31	0.932	1.198	1.385	1.640	1.854	2.068	2.296	2.602
0.32	0.929	1.202	1.400	1.671	1.884	2.098	2.342	2.663
0.33	0.927	1.209	1.415	1.686	1.915	2.144	2.388	2.724
0.34	0.924	1.213	1.423	1.717	1.930	2.174	2.434	2.785
0.35	0.921	1.217	1.438	1.732	1.961	2.220	2.480	2.831
0.36	0.919	1.225	1.446	1.747	1.991	2.251	2.525	2.892
0.37	0.917	1.232	1.461	1.778	2.022	2.281	2.571	2.953
0.38	0.914	1.240	1.469	1.793	2.052	2.327	2.617	3.014
0.39	0.912	1.243	1.484	1.808	2.083	2.357	2.663	3.067
0.40	0.909	1.247	1.492	1.839	2.113	2.403	2.708	3.128
0.41	0.906	1.255	1.507	1.854	2.144	2.434	2.754	3.189
0.42	0.904	1.259	1.514	1.884	2.174	2.480	2.800	3.250
0.43	0.901	1.263	1.534	1.900	2.205	2.510	2.846	3.311
0.44	0.898	1.270	1.541	1.915	2.220	2.556	2.892	3.372
0.45	0.896	1.274	1.549	1.945	2.251	2.586	2.937	3.433
0.46	0.894	1.278	1.564	1.961	2.281	2.632	2.983	3.494
0.47	0.892	1.286	1.579	1.991	2.312	2.663	3.044	3.555
0.48	0.890	1.289	1.595	2.007	2.342	2.708	3.098	3.616
0.49	0.887	1.293	1.603	2.022	2.373	2.739	3.128	3.677
0.50	0.885	1.297	1.610	2.052	2.403	2.785	3.189	3.738
0.51	0.883	1.301	1.625	2.068	2.434	2.815	3.220	3.799
0.52	0.881	1.308	1.640	2.098	2.464	2.861	3.281	3.860

Ilustración 2. Tabla de los cuantiles Y_t, de la Ley SQRT-ET máx.

Tras conocer dichos cuantiles o factores de amplificación, se calcula la precipitación diaria máxima para el periodo de retorno deseado empleando la siguiente fórmula:

$$P_d = Y_{100} * P$$

Se pueden observar los resultados de los cálculos previamente explicados:

Código Subcuenca	Nombre Subcuenca	C _v	P (mm/día)	Cuantil 'Y _t '	P _d (mm/día)
156	Loriguilla	0,48	65	1,289	83,785
157	Sot	0,49	65	1,293	84,045

158	Inter Lori-Sot	0,5	65	1,297	84,305
159	Castellana	0,48	65	1,289	83,785
160	Aceña	0,48	65	1,289	83,785
161	Inter Caste-Aceña	0,51	70	1,301	91,07
162	Azud	0,51	70	1,301	91,07

Tabla 2. Cálculo Precipitación diaria máxima para T=5 años.

Tras calcularla precipitación diaria máxima se le aplica el factor de la lluvia diaria, el cual se toma:

$$K_A = 1 \rightarrow A < 1 km^2$$

$$K_A = 1 - \frac{\log A}{15} \rightarrow 1 < A < 3000 km^2$$

Por tanto, la precipitación diaria máxima final (o corregida) se calcula a partir de la siguiente fórmula:

$$P'_d = P_d * K_A$$

A continuación se calcula la intensidad media diaria de precipitación a partir de la siguiente fórmula:

$$I_d = \frac{P'_d}{24}$$

Solo faltaría la relación entre la intensidad media horaria y la diaria, que se obtiene de la siguiente figura:

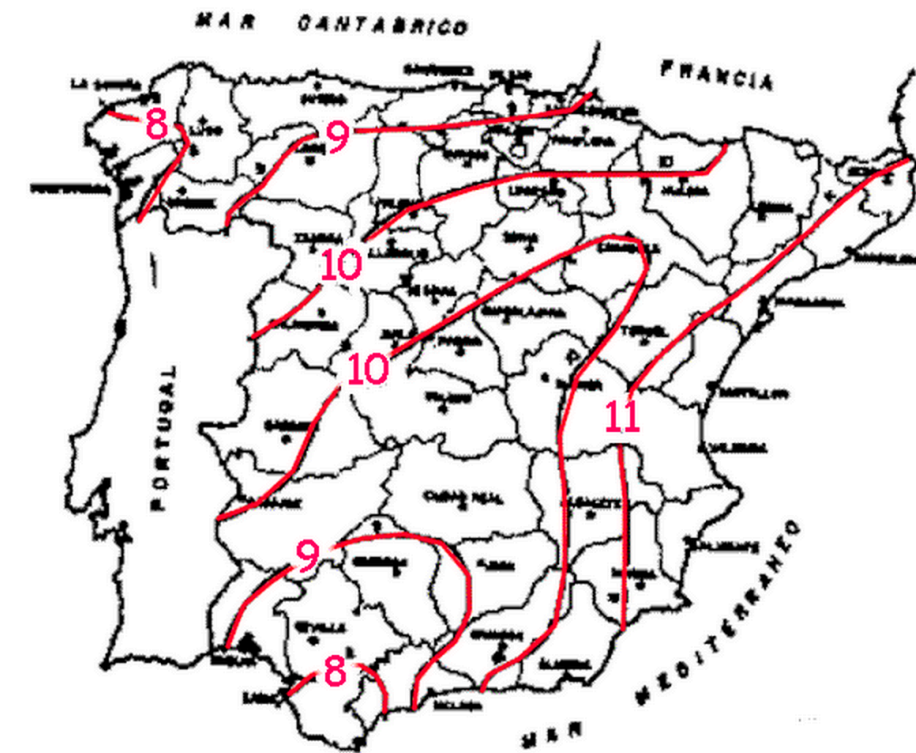


Ilustración 3. Mapa isótopos I₁/I_d

Tras conocer el valor de dicha relación, que resulta ser la misma al encontrarse las siete subcuencas en la misma zona con valor 11, se obtiene la intensidad media a partir de la siguiente fórmula:

$$I_t = I_d * \left(\frac{I_1}{I_d}\right)^{\frac{28^{0.1}-0.61^{0.1}}{28^{0.1}-1}}$$

Código Subcuenca	Nombre Subcuenca	K _A	P _d ' (mm/día)	I _d (mm/h)	I ₁ /I _d	I _t (mm/h)
156	Loriguilla	0,875	73,34	3,06	11	11,21
157	Sot	0,870	73,15	3,05	11	12,99
158	Inter Lori-Sot	0,852	71,85	2,99	11	6,66
159	Castellana	0,840	70,40	2,93	11	8,01
160	Aceña	0,853	71,51	2,98	11	8,19
161	Inter Caste-Aceña	0,893	81,34	3,39	11	16,54
162	Azud	0,961	87,55	3,65	11	27,87

Tabla 3. Cálculo de la intensidad media para cada una de las subcuencas.

Ya se han calculado dos de los cuatro parámetros necesarios para el caudal resultante, por lo que se procede al cálculo de los dos restantes, el coeficiente de escorrentía y el coeficiente de uniformidad.

Para el cálculo del coeficiente de escorrentía, se emplea la siguiente fórmula:

$$C = \frac{(P'_d - P'_0) * (P'_d + 23 * P'_0)}{(P'_d + 11 * P'_0)^2}$$

Para el cálculo del umbral de Escorrentía corregido (P₀') se debe determinar en primer lugar el umbral de escorrentía inicial, por lo que se recurre a las tablas contenidas en la Instrucción de Carreteras 5.2 de Drenaje Superficial.

Tras analizar las tres tablas consultadas de la Instrucción se ha llegado a la simplificación de escoger el mismo umbral de escorrentía para las siete subcuencas, suponiendo que el suelo forma parte del grupo B, es decir, un suelo con infiltración moderada y que el uso de la tierra es Cultivos en hilera y que dichos cultivos están colocados según las líneas de nivel (N), lo que conlleva a que el valor del umbral de escorrentía inicial sea 16.

Como se ha comentado antes, el umbral de escorrentía debe corregirse a partir de un coeficiente corrector, el cual se estima a partir de la siguiente figura, extraída de la Instrucción de Carreteras 5.2 de Drenaje superficial:



Ilustración 4. Mapa coeficiente corrector del Umbral de Escorrentía inicial.

El valor de dicho coeficiente (β) para la zona de estudio se aproxima a 3 y junto con el valor del umbral de escorrentía anteriormente estimado, se calcula el umbral de escorrentía corregido a partir de la siguiente fórmula:

$$P'_0 = P_0 * \beta$$

Una vez calculado dicho umbral, ya se tienen todos los valores para poder calcular el coeficiente de escorrentía de cada una de las subcuencas.

Solo quedará pues calcular el coeficiente de uniformidad, para lo cual se empleará la siguiente fórmula:

$$K = 1 + \frac{t_c^{1.25}}{t_c^{1.25} + 14}$$

Código Subcuenca	Nombre Subcuenca	Po (mm)	β	Po' (mm)	C	K
156	Loriguilla	16	3	48	0,083	1,364
157	Sot	16	3	48	0,082	1,305
158	Inter Lori-Sot	16	3	48	0,078	1,571
159	Castellana	16	3	48	0,073	1,487

160	Aceña	16	3	48	0,077	1,484
161	Inter Caste-Aceña	16	3	48	0,106	1,256
162	Azud	16	3	48	0,124	1,129

Tabla 4. Cálculo de los coeficientes de escorrentía y de uniformidad.

Una vez calculados los cuatro parámetros de la fórmula de caudal del método de Témez Modificado, se calcula el caudal para cada una de las subcuencas y para el periodo de retorno de diseño.

Código Subcuenca	Nombre Subcuenca	Superficie (km2)	It (mm/h)	C	K	Q (m3/s)
156	Loriguilla	74,13	11,21	0,083	1,364	25,98
157	Sot	88,14	12,99	0,082	1,305	33,99
158	Fin Lori-Sot	164,69	6,66	0,078	1,571	37,30
159	Castellana	249,51	8,01	0,073	1,487	60,60
160	Aceña	157,86	8,19	0,077	1,484	40,97
161	Fin Caste-Aceña	40,10	16,54	0,106	1,256	24,63
162	Azud	3,79	27,87	0,124	1,129	4,13

Tabla 5. Cálculo del caudal de referencia para cada una de las subcuencas.

Tras calcular el caudal máximo o de referencia de cada una de las subcuencas, se procede a obtener cada uno de los hidrogramas unitarios respectivos y así poder obtener un hidrograma posterior unificando los siete hidrogramas iniciales.

Para obtener dichos hidrogramas se ha empleado el método del hidrograma unitario triangular de Témez, el cual emplea las siguientes fórmulas para definir cada uno de los parámetros necesarios:

$$\text{Duración de la tormenta: } t_t = 2 * t_c$$

$$\text{Tiempo al pico: } t_p = 0.3 * t_t$$

$$\text{Caudal pico} = \text{Caudal máximo o de referencia}$$

A partir de dichas fórmulas se calcula cada uno de los valores que se emplearán posteriormente en la realización de los hidrogramas unitarios.

Hidrograma Loriguilla	
Tiempo concentración (h)	5,28
Duración tormenta (h)	10,56
Tiempo al pico (h)	3,17
Caudal pico (m3/s)	25,98

Tabla 6. Hidrograma Embalse Loriguilla.

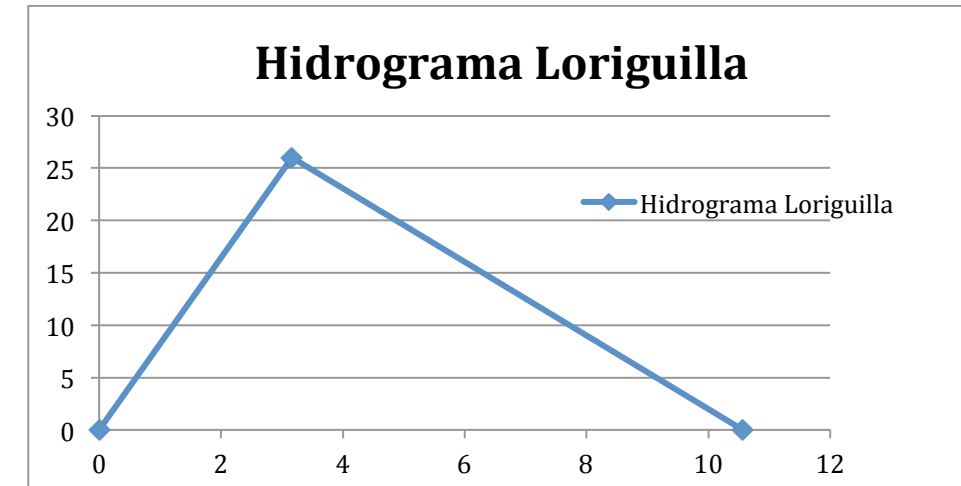


Ilustración 5. Hidrograma unitario embalse Loriguilla.

Hidrograma Sot	
Tiempo concentración (h)	4,28
Duración tormenta (h)	8,55
Tiempo al pico (h)	2,57
Caudal pico (m3/s)	33,99

Tabla 7. Hidrograma Río Sot.

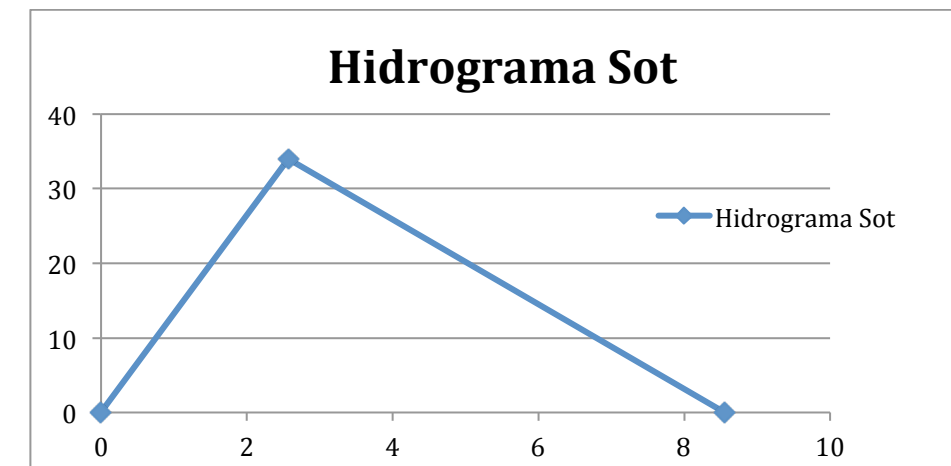


Ilustración 6. Hidrograma unitario Río Sot.

Hidrograma Inter Lori Sot	
Tiempo concentración (h)	10,37
Duración tormenta (h)	20,75
Tiempo al pico (h)	6,22
Caudal pico (m3/s)	37,30

Tabla 8. Hidrograma Intercuenca Loriguilla-Sot.

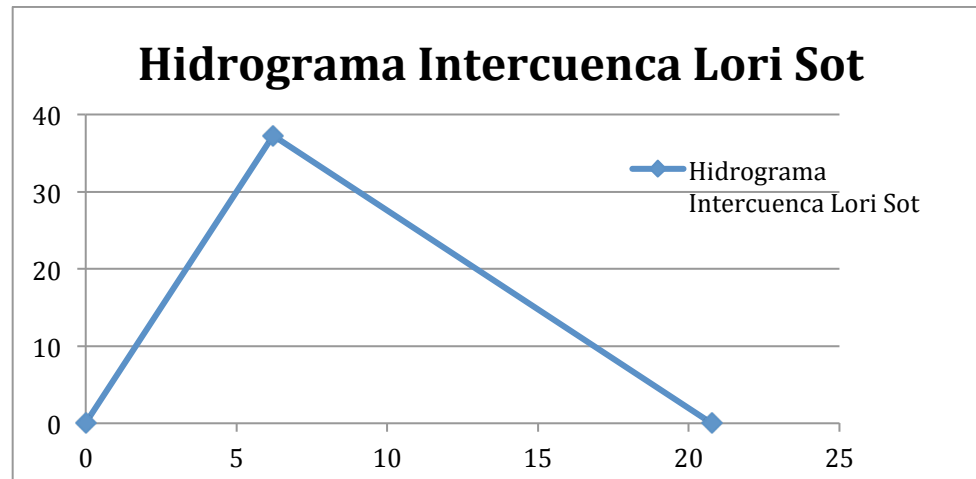


Ilustración 7. Hidrograma unitario Intercuenca Loriguilla-Sot.

Hidrograma Castellana	
Tiempo concentración (h)	7,92
Duración tormenta (h)	15,83
Tiempo al pico (h)	4,75
Caudal pico (m3/s)	60,60

Tabla 9. Hidrograma Rambla Castellana.

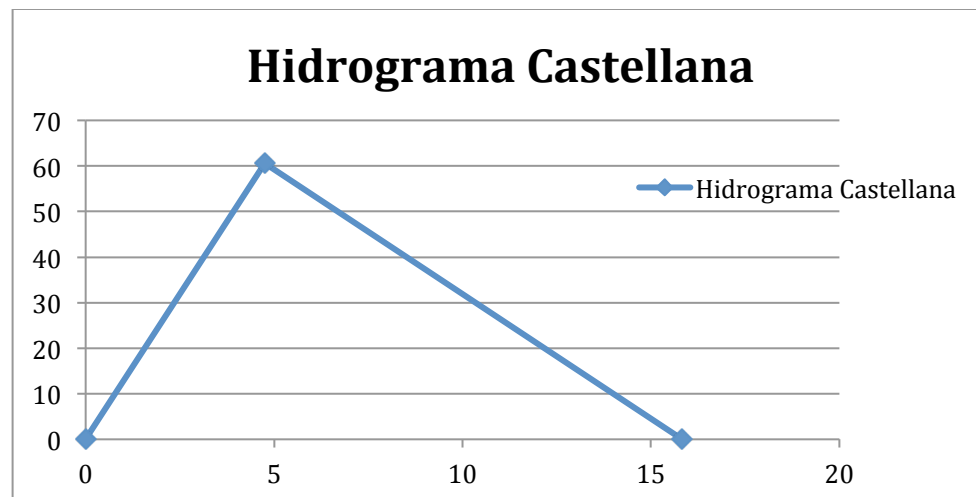


Ilustración 8. Hidrograma unitario Rambla Castellana.

Hidrograma Aceña	
Tiempo concentración (h)	7,84
Duración tormenta (h)	15,68
Tiempo al pico (h)	4,7
Caudal pico (m3/s)	40,97

Tabla 10. Hidrograma Rambla Aceña.

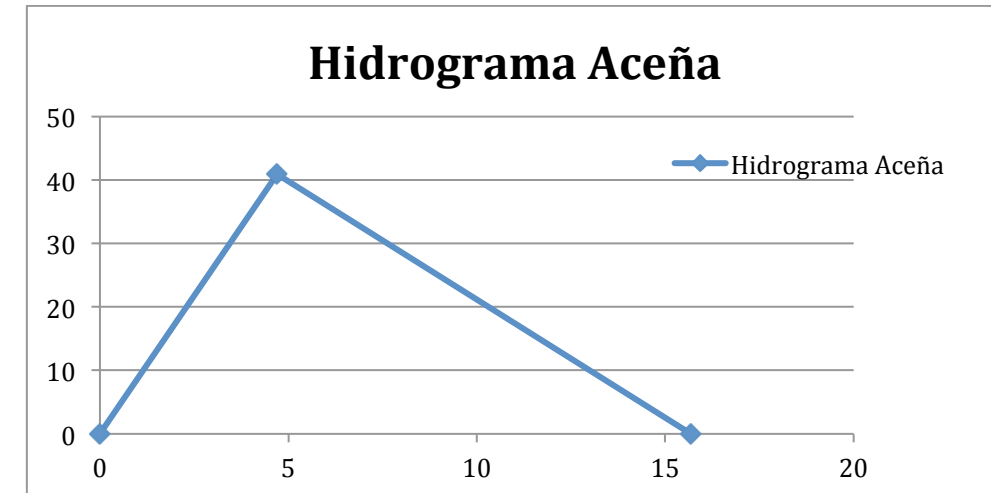


Ilustración 9. Hidrograma unitario Rambla Aceña.

Hidrograma Inter Caste-Aceña	
Tiempo concentración (h)	3,52
Duración tormenta (h)	7,03
Tiempo al pico (h)	2,11
Caudal pico (m3/s)	24,63

Tabla 11. Hidrograma Intercuenca Castellana-Aceña.

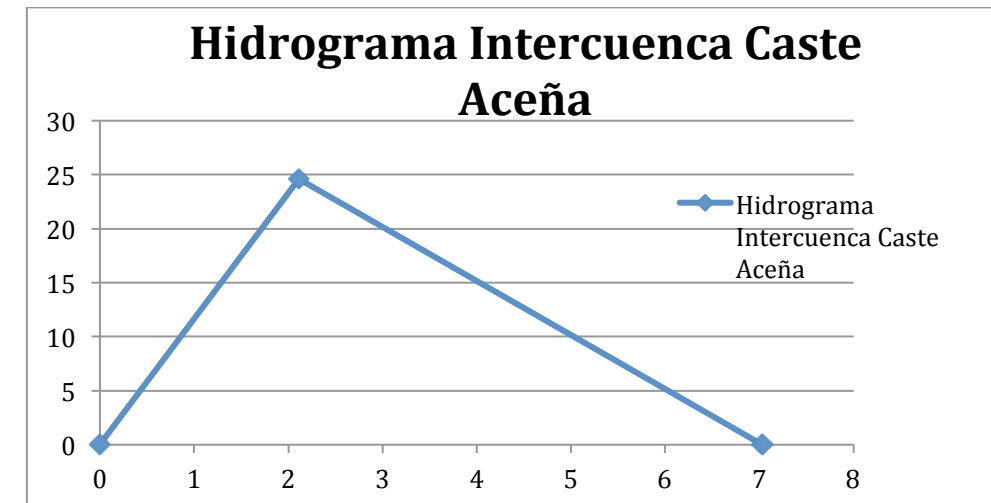


Ilustración 10. Hidrograma unitario Intercuenca Castellana-Aceña.

Hidrograma Azud	
Tiempo concentración (h)	1,79
Duración tormenta (h)	3,59
Tiempo al pico (h)	1,08
Caudal pico (m3/s)	4,13

Tabla 12. Hidrograma Subcuenca Azud.

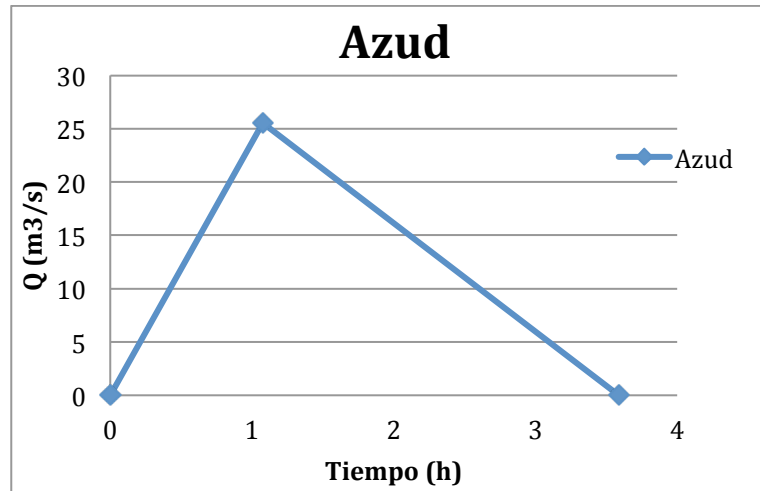


Ilustración 11. Hidrograma unitario Subcuenca Azud.

Una vez obtenidos los siete hidrogramas unitarios, se deben aunar en uno solo para así obtener el hidrograma unitario de la cuenca que drena al punto de captación, y para ello se suman dichos hidrogramas.

El hidrograma unitario resultante se expone a continuación, siendo el caudal máximo al que se verá expuesto el azud para un periodo de retorno $T=5$ años años de **183,30 m³/s** siendo el tiempo de la tormenta el máximo de los tiempos calculados anteriormente, 20.75 horas.

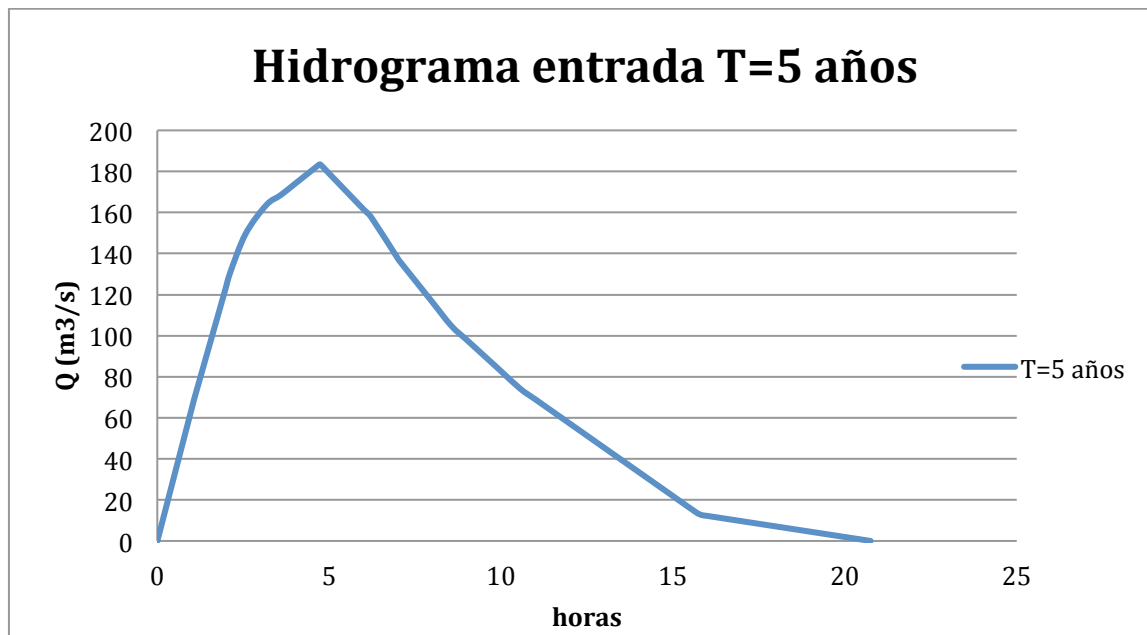


Ilustración 12. Hidrograma unitario cuenca drenante al punto de captación.



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE “LA PRESA”



ANEJO 1.2- CÁLCULOS HIDRÁULICOS



ÍNDICE

1. CURVA CARACTERÍSTICA DEL EMBALSE	2
2. HIDRÁULICA DE VERTEDERO.....	3
2.1. Situación normal.....	3
2.2. Situación accidental.....	4
2.3. Avenida Periodo retorno T=5años.....	4
3. CÁLCULO DEL CALADO AGUAS ABAJO DEL AZUD	5
3.1. Situación normal.....	5
3.2. Situación accidental.....	5
3.3. Avenida Periodo retorno T=5años.....	6

ÍNDICE DE TABLAS E ILUSTRACIONES

Tabla 1. Superficie y volumen de agua embalsada respecto a la cota.....	2
Tabla 2. Datos para el cálculo del volumen de laminación.....	3
Tabla 3. Altura de agua sobre cresta de aliviadero Q_m	3
Tabla 4. Resultados hidráulicos para Q_m	4
Tabla 5. Altura de agua sobre cresta de aliviadero Q_{100}	4
Tabla 6. Resultados hidráulicos para Q_{100}	4
Tabla 7. Altura de agua sobre cresta de aliviadero Q_5	4
Tabla 8. Resultados hidráulicos para Q_5	5
Tabla 9. Ángulos de las márgenes del río para Q_m	5
Tabla 10. Cálculo del calado y_3 para Q_m	5
Tabla 11. Cálculo del calado y_3 para Q_m	5
Tabla 12. Coordenadas de puntos para cálculo de pendiente media.....	5
Tabla 13. Cálculo del calado y_3 para Q_{100}	5
Tabla 14. Cálculo del calado y_3 para Q_{100}	6
Tabla 15. Cálculo del calado y_3 para Q_5	6
Tabla 16. Cálculo del calado y_3 para Q_5	6

Ilustración 1. Curva característica del embalse	2
Ilustración 2. Longitud de resalto. Cuenco Simple. (Bureau of Reclamation).....	4
Ilustración 3. Sección trapecial del río.....	5

1. CURVA CARACTERÍSTICA DEL EMBALSE

El objetivo por el cual se ha procedido al cálculo de la curva característica del embalse es para conocer cuanto aumentaría el volumen embalsado de agua por cada metro de aumento de la cota del umbral de vertedero del azud.

Para ello se ha empleado el programa ArcGis 10.2. en el cual se han introducido diversos mapas con información topográfica correspondientes a la zona donde se va a construir el azud . Con ello se procedió a la estimación de la superficie que ocupaba el agua embalsada desde la cota 104 msnm hasta los 110 msnm.

Una vez obtenidas dichas superficies se obtiene el volumen de agua embalsada.

A continuación se exponen tanto los datos de superficie y volumen de agua como el gráfico de la curva característica hallada:

Cota (msnm)	Superficie (m2)	Volumen (m3)
104	302,61	218,00
105	4374,12	3765,16
106	13465,46	15647,41
107	33616,38	45769,79
108	57362,11	96955,65
109	92346,31	180317,30
110	113403,00	283494,95

Tabla 1. Superficie y volumen de agua embalsada.

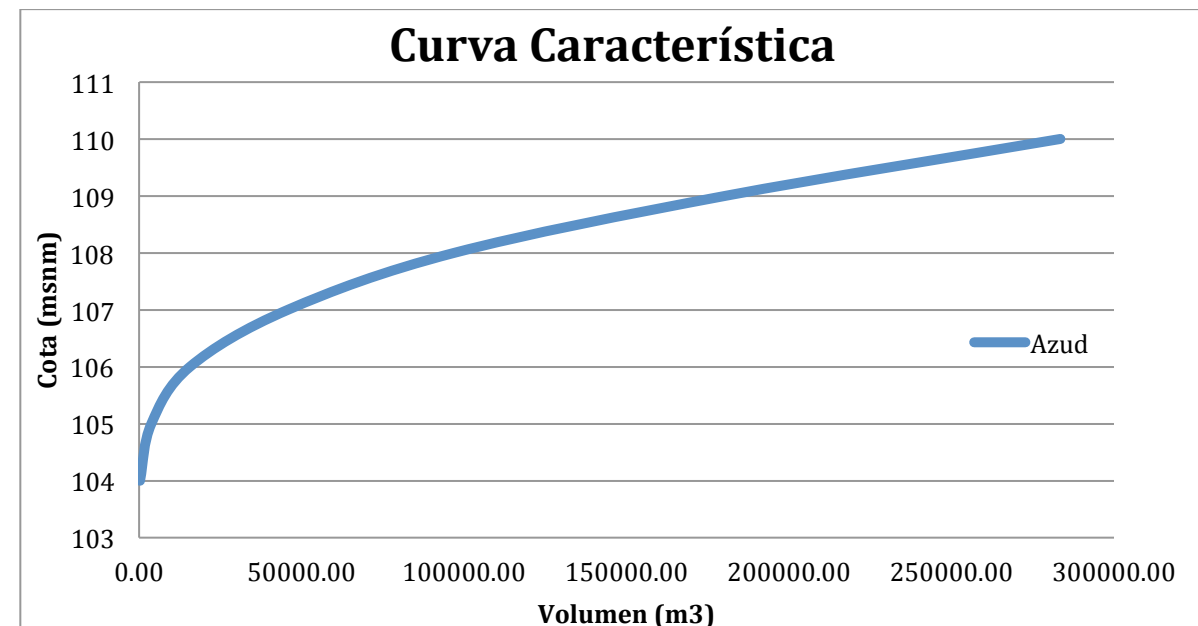


Ilustración 1. Curva característica del embalse



Una vez obtenida la curva característica del embalse, se puede calcular el volumen de laminación que tendría dicho azud, lo cual se calcula a partir del volumen que retendría el azud si estuviera lleno hasta arriba pero sin verter por coronación, a la cota 108,5 msnm, y con el volumen de agua que existiría si vertiese 1 metro de agua sobre cresta de aliviadero, es decir 109,5 msnm y así conocer el almacenamiento unitario del embalse:

Cota (msnm)	Volumen (m3)
108,5	163102,00
109,5	231587,39

Tabla 2. Datos para el cálculo del volumen de laminación

$$\text{Volumen de laminación (m}^3\text{)} = \text{Volumen (109.5 msnm)} - \text{Volumen (108.5 msnm)}$$

$$\text{Volumen de laminación (m}^3\text{)} = 231587,39 - 163102,00 = 68485,39 \text{ m}^3$$

A continuación se calcularía el volumen del hidrograma de la avenida de T=100 años, lo cual se calcula a partir del hidrograma unitario obtenido en el Anejo nº1. Cálculos hidrológicos.

$$\text{Volumen hidrograma (m}^3\text{)} = \sum Q_i * (t_i - t_{i-1})$$

$$\text{Volumen hidrograma (m}^3\text{)} = 43391776,11 \text{ m}^3$$

Como se puede observar, el volumen del hidrograma de la avenida de T=100 años es mucho mayor al volumen que sería capaz de laminar el embalse.

2. HIDRÁULICA DE VERTEDERO

2.1. Situación normal

Para realizar los cálculos hidráulicos del vertedero para la situación normal, es decir empleando el caudal medio, 13,53 m³/s, se empieza calculando la lámina de agua que pasará sobre la cresta del aliviadero, lo cual se calcula a partir de la siguiente fórmula:

$$Q = H^{\frac{3}{2}} * C_d * L \rightarrow H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{C_d * L}\right)^2}$$

La longitud de aliviadero se ha reducido con respecto a la empleada en la parte grupal de este TFG, pasando de los 55 metros iniciales a los 40 metros escogidos para este caso.

Se consideraba una longitud de vertido sobredimensionada para este caso de estudio, por lo que se decidió reducirla.

Para el diseño del vertedero se ha empleado el perfil Creager, al igual que se hizo en la parte grupal, siendo el coeficiente de desagüe 2,21. Los cálculos de diseño se detallan en el Anejo nº3 *Diseño del sistema de captación*.

Con los datos de partida anteriores, se realiza el cálculo de la altura de agua resultante:

Hidráulica de vertederos	
Caudal medio (m3/s)	13,53
Coefficiente desagüe	2,21
Longitud coronación (m)	40
Altura sobre cresta (m)	0,286

Tabla 3. Altura de agua sobre cresta de aliviadero Q_m

A continuación se calcula la velocidad que tendría el agua justo al inicio del cuenco amortiguador (v₁), el calado y₁ y el calado al final del cuenco (y₂) y con ello calcular la longitud del resalto hidráulico generado aguas abajo del azud.

Para dichos cálculos se emplean las siguientes fórmulas:

$$v_1 = \sqrt{2 * g * \left(Z - \frac{H}{2}\right)}$$

Siendo Z la distancia vertical entre el nivel del embalse y el lecho del canal en la salida y la H la altura de agua sobre la cresta del azud.

En el cálculo de Z influye el espesor del cuenco escogido, por lo que como se comentará más detalladamente en el Anejo nº3. *Diseño del sistema de captación*, el espesor de cuenco sobre el terreno, el que influiría en este cálculo es de 0,7 metros.

$$y_1 = \frac{Q_m}{(v * L_{\text{coronación}})}$$

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g * y_1}}$$

$$y_2 = \frac{y_1}{2} * (\sqrt{1 + 8 * F_1^2} - 1)$$

$$\text{Longitud de resalto} = \frac{L}{y_2} * y_2$$

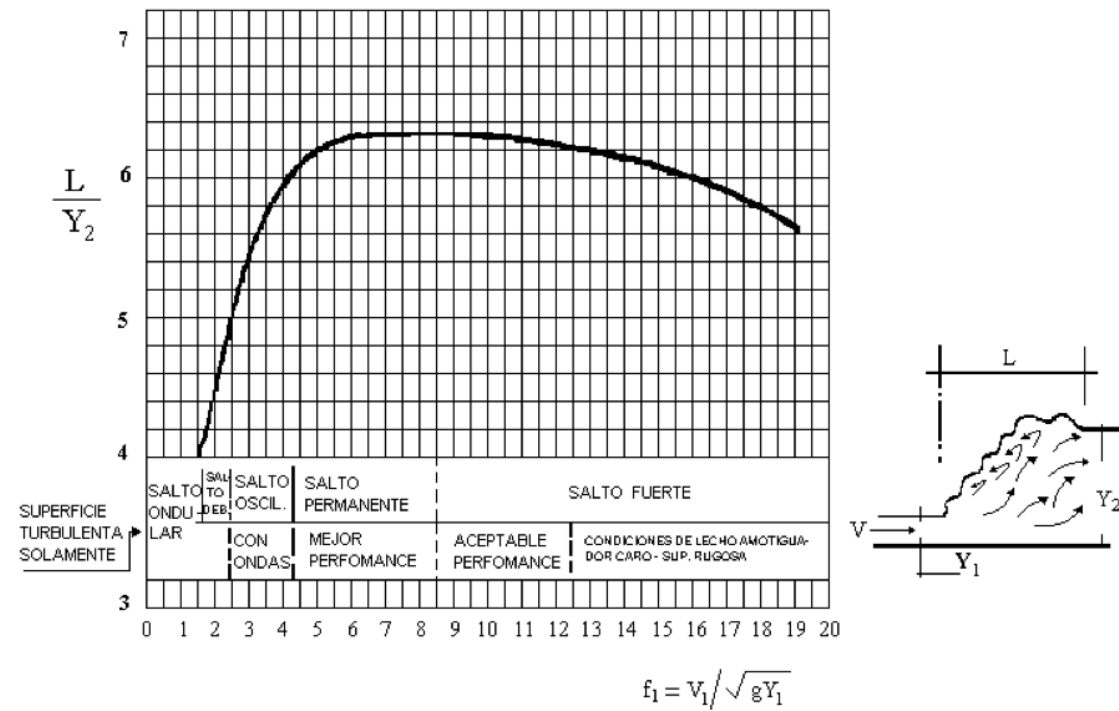


Ilustración 2. Longitud de resalto. Cuenco Simple. (Bureau of Reclamation)

A continuación se muestran todos los datos necesarios para dichos cálculos y los resultados obtenidos al aplicar las fórmulas anteriormente expuestas:

Hidráulica de vertederos	
g (m/s ²)	9,81
Z (m)	5,11
H (m)	0,29
V1 (m/s)	9,87
y1 (m)	0,03
F1	17,02
y2 (m)	0,81
L/y2	5,8
L (m)	4,69

Tabla 4. Resultados hidráulicos para Q_m

2.2. Situación accidental

Para realizar los cálculos hidráulicos del vertedero para la situación accidental, se emplea la avenida de T=100 años, con un caudal pico de 1397,72 m³/s,.

Con los datos de partida anteriores pero cambiando el caudal, se realiza el cálculo de la altura de agua resultante:

Hidráulica de vertederos	
Caudal avenida T=100 años (m ³ /s)	1397,72
Coefficiente desagüe	2,21
Longitud coronación (m)	40
Altura sobre cresta (m)	6,30

Tabla 5. Altura de agua sobre cresta de aliviadero Q₁₀₀

A continuación se calcula la velocidad que tendría el agua justo al inicio del cuenco amortiguador (v₁), el calado y₁ y el calado al final del cuenco (y₂) y con ello calcular la longitud del resalto hidráulico generado aguas abajo del azud.

Hidráulica de vertederos	
g (m/s ²)	9,81
Z (m)	11,12
H (m)	6,30
V1 (m/s)	12,50
y1 (m)	2,79
F1	2,39
y2 (m)	8,14
L/y2	4,4
L (m)	35,83

Tabla 6. Resultados hidráulicos para Q₁₀₀

2.3. Avenida Periodo retorno T=5años

Para realizar los cálculos hidráulicos del vertedero en la situación de avenida T=5 años, con un caudal asociado de 183,31 m³/s, calculado en el Anejo 1.1. Cálculos hidrológicos, se sigue el mismo procedimiento que se ha empleado en el subapartado anterior.

Los resultados de dichos cálculos se emplearán para el dimensionamiento de los cajeros del azud, cuyos cálculos se realizan en el Anejo 1.3. Diseño del sistema de captación.

Con los datos de partida anteriores pero cambiando el caudal, se realiza el cálculo de la altura de agua resultante:

Hidráulica de vertederos	
Caudal avenida T=5 años (m ³ /s)	183,31
Coefficiente desagüe	2,21
Longitud coronación (m)	40
Altura sobre cresta (m)	1,63

Tabla 7. Altura de agua sobre cresta de aliviadero Q₅

A continuación se calcula la velocidad que tendría el agua justo al inicio del cuenco amortiguador (v_1), el calado y_1 y el calado al final del cuenco (y_2) y con ello calcular la longitud del resalto hidráulico generado aguas abajo del azud.

Hidráulica de vertederos	
g (m/s ²)	9,81
Z (m)	6,45
H (m)	1,63
V1 (m/s)	10,51
y1 (m)	0,44
F1	5,08
y2 (m)	2,92
L/y2	4,4
L (m)	12,86

Tabla 8. Resultados hidráulicos para Q_5

3. CÁLCULO DEL CALADO AGUAS ABAJO DEL AZUD

3.1. Situación normal

Para el cálculo del calado que tendría el río aguas abajo del azud, es decir, y_3 , se emplean las siguientes fórmulas, dejando ambas fórmulas en función del calado:

$$v = \frac{1}{n} * R_H^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}}$$

$$v = \frac{Q}{S_m}$$

Al dejarlo en función del calado y_3 , se ejecuta la función SOLVE en Excel, para que ambas velocidades resulten el mismo valor, cambiando el calado, dando los siguientes resultados:

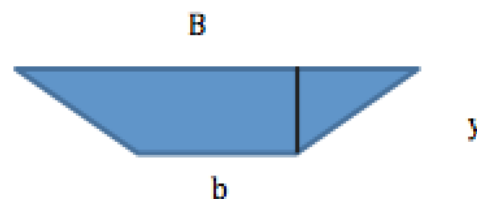


Ilustración 3. Sección trapezoidal del río

Ángulos márgenes	
Margen Derecha (°)	24
Margen Izquierda (°)	28

Tabla 9. Ángulos de las márgenes del río para Q_m

Calado y_3	
Q (m ³ /s)	13,53
V (m/s)	0,827

Tabla 10. Cálculo del calado y_3 para Q_m

Calado y_3	
l (m/m)	0,003
n	0,05
y3 (m)	0,71
b (m)	21,69
B (m)	24,61
Sm (m ²)	16,36
Pm (m)	24,93
RH (m)	0,66
V (m/s)	0,83

Tabla 11. Cálculo del calado y_3 para Q_m

Para el cálculo de la pendiente media del río se escogieron dos puntos suficientemente lejanos y teniendo tanto la distancia entre ellos como la diferencia de cota se calculó la pendiente. Estas son las coordenadas de ambos puntos:

	Coordenadas UTM		Cota
	X	Y	
Punto 1	702040,542	438619,961	107
Punto 2	701217,0248	4385863,16	104

Tabla 12. Coordenadas de puntos para cálculo de pendiente media

3.2. Situación accidental

Para el cálculo del calado aguas abajo del azud que tendría el río en situación accidental, es decir, para la avenida de T=100 años, se procede de igual manera que en el anterior, obteniéndose los siguientes resultados:

Calado y_3	
Q (m ³ /s)	1397,723907
V (m/s)	3,602

Tabla 13. Cálculo del calado y_3 para Q_{100}



Calado y_3	
I (m/m)	0,003
n	0,05
y (m)	9,43
b (m)	21,69
B (m)	60,61
Sm (m ²)	388,02
Pm (m)	64,96
RH (m)	5,97
V (m/s)	3,61

Tabla 14. Cálculo del calado y_3 para Q_{100}

3.3. Avenida Periodo retorno T=5años

Para el cálculo del calado aguas abajo del azud que tendría el río en situación accidentada para la avenida de T=5 años, se procede de igual manera que en el anterior, obteniéndose los siguientes resultados:

Calado y_3	
Q (m ³ /s)	183,31
V (m/s)	2,017

Tabla 15. Cálculo del calado y_3 para Q_5

Calado y_3	
I (m/m)	0,003
n	0,05
y (m)	3,21
b (m)	21,69
B (m)	34,94
Sm (m ²)	90,89
Pm (m)	36,42
RH (m)	2,50
V (m/s)	2,02

Tabla 16. Cálculo del calado y_3 para Q_5



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE "LA PRESA"



ANEJO 1.3. DISEÑO DEL SISTEMA DE CAPTACIÓN



ÍNDICE

1. ELECCIÓN DEL MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN	3
2. CLASIFICACIÓN DEL AZUD	3
3. DISEÑO DEL SISTEMA DE CAPTACIÓN	3
3.1. Cuerpo de azud	3
3.2. Cuenco amortiguador	4
3.3. Cajeros	5
3.4. Colchón de escollera	5
3.5. Dispositivo de vaciado	7
3.6. Equipo hidromecánico	8
3.6.1. Tipo de equipo hidromecánico	8
3.6.2. Hipótesis de carga	8
3.6.3. Espesores mínimos	8
3.6.4. Elementos y dispositivos especiales	8
3.6.4.1. Piezas Fijas	8
3.6.4.2. Ranuras	8
3.6.4.3. Dispositivos de estanqueidad	8
3.6.5. Accionamiento	8
3.6.6. Sistemas de aireación	8
3.6.7. Sección Aproximada del desagüe de fondo	9
4. CÁLCULO DE ESTABILIDAD DEL AZUD	9
4.1. Situación accidental	9
4.2. Situación normal	11

Tabla 22. Espesores mínimos en equipos hidromecánicos	8
Tabla 23. Sobreespesores mínimos frente a corrosión	8
Tabla 24. Caudal de diseño T=100 años	9
Tabla 25. Empujes resultantes Situación Accidental	9
Tabla 26. Sumatorio Empujes Situación Accidental	10
Tabla 27. Cálculo de excentricidades y momentos generados	10
Tabla 28. Cálculo Coeficiente de Seguridad al Deslizamiento	10
Tabla 29. Cálculo del Coeficiente de Seguridad al Hundimiento	11
Tabla 30. Empujes resultantes Situación Normal	11
Tabla 31. Sumatorio Empujes Situación Normal	11
Tabla 32. Cálculo de excentricidades y momentos generados	11
Tabla 33. Cálculo Coeficiente de Seguridad al Deslizamiento	12
Tabla 34. Cálculo del Coeficiente de Seguridad al Hundimiento	12
Tabla 35. Empleo de anclajes	12
Ilustración 1. Curva granulométrica Escollera	7
Ilustración 2. Sección Aproximada Desagüe de fondo	9
Ilustración 3. Empujes resultantes	10

INDICE DE TABLAS E ILUSTRACIONES

Tabla 1. Altura sobre cresta de aliviadero Q_m	3
Tabla 2. Perfil Creager para Q_m	3
Tabla 3. Altura del azud	4
Tabla 4. Taludes del azud	4
Tabla 5. Altura del diente final del cuenco amortiguador	4
Tabla 6. Cuenco amortiguador	4
Tabla 7. Acuerdo entre el cuerpo de presa y el cuenco amortiguador	4
Tabla 8. Calado Aguas Arriba del azud	5
Tabla 9. Calado Aguas Abajo del cuenco amortiguador	5
Tabla 10. Puntos para la interpolación lineal	5
Tabla 11. Altura de cajeros	5
Tabla 12. Calado máximo de socavación	5
Tabla 13. Longitud máxima de excavación	5
Tabla 14. Diámetro medio de la escollera	6
Tabla 15. Tensión tangencial crítica	6
Tabla 16. Factor de seguridad de la escollera	6
Tabla 17. Curva Granulométrica de Stevens	6
Tabla 18. Espesor revestimiento escollera	7
Tabla 19. Diámetros de cálculo	7
Tabla 20. Cambio de unidades	7
Tabla 21. Rugosidad resultante	7

BIBLIOGRAFÍA

- Barreno, M. N. (1985). *Manual de diseño de pequeñas centrales hidroeléctricas* (Vol. 3). Colombia: Obras Civiles.
- Comité Español de Grandes Presas. (2003). *Estado del arte de las presas de hormigón compactado con rodillo*. Madrid: Comité Español de Grandes Presas.
- Comité Nacional de Grandes Presas. *Dimensionamiento de las instalaciones de fabricación y puesta en obra del hormigón de la presa de Ibiur*. Córdoba: Comité Nacional de Grandes Presas.
- Instituto Argentino del Cemento Portland. *La vibración en el hormigón*. Buenos Aires: Instituto Argentino del Cemento Portland.
- United States Department of the Interior. (1987). *Design of Small Dams*. Washington D.C.: United States Department of the Interior.
- Vallarino, E. (2001). *Tratado Básico de Presas* (Vol. 2). Madrid: Copegraf/Visagrafic S.L.



1. ELECCIÓN DEL MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN

Se ha proyectado un azud de hormigón en masa convencional, ya que, tras analizar el hormigón compacto con rodillo (HCR), el cual poseía mayores ventajas que el convencional, no se ha podido escoger dicho hormigón ya que no se disponía del ancho de coronación estipulado como mínimo, es decir, 6 metros, según la Guía Técnica nº2. *Criterios para proyectos de presa y sus obras anejas* del Comité Nacional Español de Grandes Presas.

Las presas de hormigón vibrado convencionales, para evitar los problemas de retracción de grandes masas, se dividen en bloques de hormigonado verticales de, generalmente, 15 a 20 metros de anchura. Para la ejecución de estos bloques y con objeto de optimizar la puesta en obra, se subdivide la altura total en tongadas horizontales de 2 metros de altura. (Comité Nacional de Grandes Presas)

El vibrado de hormigón permite emplear hormigones de menor contenido en agua, lo cual se traduce en (Instituto Argentino del Cemento Portland):

- Mayor resistencia mecánica
- Mayor impermeabilidad
- Mayor durabilidad y resistencia a los agentes agresivos
- Menores cambios volumétricos
- Menor tendencia a la segregación o exudación del agua.

El vibrado asegura una mayor homogeneidad del hormigón, evitando o reduciendo al mínimo la formación de huecos, siendo un material económico.

2. CLASIFICACIÓN DEL AZUD

De acuerdo a la Guía Técnica nº2. *Criterios para proyectos de presa y sus obras anejas* del Comité Nacional Español de Grandes Presas, el azud diseñado corresponde a la categoría C: “Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas”.

Se ha llegado a dicha conclusión ya que el azud se encuentra en zona agrícola, lejano a la zona urbana del término municipal de Vilamarxant, cuya rotura no supondría ningún riesgo tanto para dicho término municipal como a los municipios contiguos.

Por ello, se emplea la avenida de periodo de retorno de T=100 años para calcular la estabilidad del azud para la situación accidental, lo que corresponde a un caudal de pico de 1397,72 m³/s. Los cálculos hidrológicos realizados se detallan en el *Anejo 0.3. Cálculos hidrológicos*, de la parte grupal de este TFG.

3. DISEÑO DEL SISTEMA DE CAPTACIÓN

3.1. Cuerpo de azud

Para el diseño del aliviadero del azud se ha empleado el perfil Creager, definido según un perfil unitario teórico, siendo posteriormente escalado en función de la altura de agua sobre la cresta del aliviadero, cuyo cálculo se ha realizado en el *Anejo nº2. Cálculos hidráulicos*. Al tratarse de un azud sumergido, se dimensiona para el caudal medio del río, siendo 13,53 m³/s, por lo que dicha altura es :

Altura sobre cresta (m)	0,286
-------------------------	-------

Tabla 1. Altura sobre cresta de aliviadero Q_m.

PERFIL UNITARIO TEÓRICO		PERFIL PARA Q _m	
X	Y	X	Y
0	0,126	0	0,036
0,1	0,036	0,029	0,010
0,2	0,007	0,057	0,002
0,3	0	0,086	0
0,4	0,007	0,114	0,002
0,6	0,06	0,172	0,017
0,8	0,142	0,229	0,041
1	0,257	0,286	0,074
1,2	0,397	0,343	0,114
1,4	0,565	0,401	0,162
1,7	0,87	0,486	0,249
2	1,22	0,572	0,349
2,5	1,96	0,715	0,561
3	2,82	0,858	0,807
3,5	3,82	1,001	1,093
4	4,93	1,145	1,411
4,5	6,22	1,288	1,780

Tabla 2. Perfil Creager para Q_m

La altura del azud (108,5 msnm) viene impuesta por la parte grupal de este TFG, ya que este azud se construye con el objetivo de dar la cota necesaria para la toma lateral de agua, la cual se realiza mediante un canal en lámina libre. Lo único que ha cambiado es la longitud de coronación, la cual se ha reducido como se comenta en el *Anejo 1.2. Cálculos hidráulicos*. Las características del azud son las siguientes:



Altura del azud	
Longitud coronación (m)	40
Altura sobre cimientos (m)	5,5
Cimientos (m)	1,5
Altura total (m)	7
Cota Terreno (msnm)	103
Cota Coronación (msnm)	108,5
Cota Cimientos (msnm)	101,5

Tabla 3. Altura del azud.

Tras conocer la altura necesaria del azud, se deben elegir los taludes de los paramentos tanto aguas arriba como el de aguas abajo.

La suma de taludes ha venido impuesta principalmente por la estabilidad al deslizamiento, es decir, por el peso necesario para contrarrestar la presión hidrostática y la subpresión.

Cabe destacar que para el cálculo de las características geométricas del azud se han tenido en cuenta dos condicionantes:

- Que cumplan los factores de seguridad de estabilidad de presas, es decir, el de deslizamiento y el de hundimiento, tanto para la situación accidental como para la normal.
- Que no existan tracciones en el plano de contacto presa-cimiento.

Estos son los taludes del azud escogidos atendiendo a los dos condicionantes anteriores:

Paramento	Talud
Aguas Arriba	0.05H:1V
Aguas Abajo	1.5H:1V

Tabla 4. Taludes del azud

La elección de estos taludes da como resultado un ancho de base del azud de 8,7 metros. El ancho de coronación de 0,1 metros.

EL plano de cimentación se diseña con una contrapendiente del 5% (Vallarino, 2001) pues permite aumentar la estabilidad con un sobrecoste reducido.

3.2. Cuenco amortiguador

El cuenco amortiguador tendrá la misma longitud que el resalto hidráulico que se genera aguas abajo del cuerpo del azud, el cual se calcula en el Anejo 1.2. Cálculos hidráulicos.

El espesor del cuenco amortiguador se ha intentado optimizar lo máximo posible respecto al de la solución adoptada en la parte grupal de este TFG, el cual tenía 2 metros. En este caso, el espesor del cuenco es de 1,75 metros, de los cuales 1,05 metros excavados y 0,7 metros sobre terreno. El espesor excavado es función de la cota del pie de aguas abajo del cuerpo de azud.

Una vez calculadas las dimensiones del cuenco, se pretende dimensionar el diente final de dicho cuenco, y para ello se emplea la siguiente fórmula (Barreno, 1985):

$$h = 0,08 * H^{\frac{2}{3}} * P$$

donde H (m) es la altura de agua sobre la cresta el aliviadero y P (m) es la altura del azud sobre cimientos.

Aplicando dicha fórmula se obtiene el siguiente resultado:

	Diente Final del Cuenco
H (m)	0,286
P (m)	5,5
h (m)	0,19

Tabla 5. Altura del diente final del cuenco amortiguador

Las características del cuenco amortiguador serían:

Características Cuenco Amortiguador	
Longitud del cuenco amortiguador (m)	4,70
Espesor cuenco bajo terreno (m)	1,05
Espesor cuenco sobre terreno (m)	0,7
Espesor cuenco total (m)	1,75
Altura diente final (m)	0,2

Tabla 6. Cuenco amortiguador

Tras el dimensionamiento del cuenco amortiguador, se procede a calcular el radio del acuerdo existente entre el cuerpo del azud con el cuenco amortiguador, que se calcula a partir de la siguiente fórmula:

$$R = 10^{\frac{v+6,4*H+16}{3,6*H+64}}$$

Siendo v(pies) la velocidad a la salida de la rápida, es decir, v₁ y H (pies) la altura de agua sobre cresta del aliviadero.

Características	A1
v (m)	9,87
v (pies)	32,37
H (m)	0,29
H (pies)	0,94
R (pies)	6,41
R (m)	1,95

Tabla 7. Acuerdo entre el cuerpo de presa y el cuenco amortiguador



3.3. Cajeros

Para el diseño de los cajeros del azud se ha decidido escoger las alturas de agua que se darían para la avenida de periodo de retorno T=5 años. En primer lugar se ha calculado el caudal máximo para dicha avenida en el *Anejo 1.1. Cálculos hidrológicos* y posteriormente se ha calculado la hidráulica de vertedero en el *Anejo 1.2. Cálculos hidráulicos* dando los siguientes valores:

Altura de agua Aguas Arriba	
Caudal medio (m ³ /s)	183,31
Coefficiente desagüe	2,21
Longitud coronación (m)	40
Altura sobre cresta (m)	1,63

Tabla 8. Calado Aguas Arriba del azud.

Altura de agua Aguas abajo	
g (m/s ²)	9,81
Z (m)	6,45
H (m)	1,63
V1 (m/s)	10,51
y1 (m)	0,44
F1	5,08
y2 (m)	2,92
L/y2	4,4
L (m)	12,86

Tabla 9. Calado Aguas Abajo del cuenco amortiguador.

La altura de cajeros del canal de descarga será igual a la altura de agua sobre la cresta del aliviadero y la altura de cajeros aguas abajo del cuenco será igual al calado que tendría el agua al final del cuenco, aplicándose a cada una de ellas un resguardo, que será igual a una sexta parte de los calados anteriores.

La altura del agua aguas abajo del cuenco se calcula realizando una interpolación lineal, ya que se tienen 2 puntos y se quiere conocer el calado de un punto intermedio, siendo el punto 1 el correspondiente al calado inicial del resalto hidráulico para T=5años, el punto 2 el calado final del resalto hidráulico y el punto x, el correspondiente al calado al final del cuenco amortiguador de longitud 4,70 metros.

	x	y
punto 1	0	0,44
punto 2	12,85	2,92
punto x	4,70	1,35

Tabla 10. Puntos para la interpolación lineal.

Una vez obtenido el calado aguas abajo del cuenco amortiguador, se obtienen la altura de cajeros, obteniendo estos resultados:

Altura Cajeros (m)	
Aguas Arriba	1,90
Aguas Abajo	1,60

Tabla 11. Altura de cajeros

3.4. Colchón de escollera

Debido a que la acción erosiva del agua sobre obras hidráulicas es muy importante, se decide colocar un colchón de escollera aguas abajo del cuenco amortiguador y así evitar la erosión localizada en el pie del mismo.

En primer lugar se debe calcular la socavación máxima que se produciría y así saber el espesor de escollera que se debería colocar como mínimo para evitar el efecto producido por el agua sobre el cuenco empleando la siguiente fórmula (United States Department of the Interior, 1987):

$$d_s = 1,90 * H_T^{0,225} * q^{0,54}$$

donde H_T (m) es la diferencia de altura de nivel de agua entre el embalse y aguas abajo del cuenco y q (m³/s) es el caudal por metro de ancho, calculado a partir del caudal medio y de la longitud de coronación.

Aplicando dicha fórmula se obtiene el siguiente resultado:

Calado máximo de Socavación	
h embalse (m)	5,79
h río Aguas abajo (m)	0,71
Ht (m)	5,08
Qm (m ³ /s)	13,53
L coronación (m)	40
q (m ³ /sm)	0,34
ds (m)	1,53

Tabla 12. Calado máximo de socavación

Una vez se conoce la altura máxima de socavación, se pretende conocer cual será la longitud máxima a la que se prolongará dicha socavación, la cual se calcula a partir de la siguiente fórmula (Barreno, 1985):

$$L = (1,5 - 2,0) * d_s$$

En este caso se escoge, para quedarse de lado de la seguridad, multiplicar la socavación máxima por 2, obteniendo el siguiente resultado:

Longitud máxima de socavación	
ds (m)	1,53
L (m)	3,05

Tabla 13. Longitud máxima de socavación

Por último, conociendo tanto la longitud y el calado máximo de socavación que produciría el efecto del agua sobre el pie de aguas abajo del cuenco amortiguador, se dimensiona el tamaño de escollera, la cual,



estudiado el caso, se pretende que tenga una masa de unos 500 kilogramos de peso por piedra, lo cual se ha preguntado a profesionales de la ingeniería civil, que han llevado a cabo proyectos de protecciones de lechos de río.

A partir de dicha masa, se puede calcular el diámetro que tendría cada piedra si tuviese la misma forma que una esfera, empleando la siguiente fórmula (Barreno, 1985):

$$G \geq 0,5 * \gamma_s * D_m^3 \rightarrow D_m = \sqrt[3]{\frac{G}{0,5 * \gamma_s}}$$

donde G (Tn) es el peso de la escollera y γ_s (Tn/m³) es el peso específico de la escollera.

Diámetro medio escollera	
Peso esp Escollera (Tn/m3)	2,65
G (Tn)	0,5
Dm (m)	0,72

Tabla 14. Diámetro medio de la escollera

Con el diámetro de escollera calculado, se procede a comprobar si dicho colchón de escollera sería estable. Para ello se emplea el método de Shields para calcular la tensión tangencial crítica:

$$\tau_c = \gamma_w * R_H * I$$

siendo γ_w (Tn/m³) el peso específico del agua, R_H (m) el radio hidráulico del cauce del río e I, la pendiente media del río.

Tensión tangencial Crítica	
Peso esp Agua (Tn/m3)	1
I	0,003
RH (m)	0,66
Toc (N/m ²)	1,97

Tabla 15. Tensión tangencial crítica

Una vez calculada la tensión tangencial crítica se calcula el factor de seguridad, el cual debe ser mayor a 1 para que fuese estable, recomendándose siempre que supere 1,5. Para ello se emplean una serie de fórmulas:

$$\eta = \frac{1}{0.047} * \frac{\tau_s}{(\gamma_s - \gamma) * D_s}$$

$$\tan(\beta) = \frac{\cos \lambda}{\frac{2 * \sin \phi}{\eta * \tan \theta} + \sin \lambda}$$

$$\eta' = \eta * \frac{1 + \sin(\lambda + \beta)}{2}$$

$$FS = \frac{\cos \phi * \tan \theta}{\eta' * \tan \theta + \sin \phi * \cos \beta}$$

Cabe destacar que el ángulo de velocidad (λ) se ha supuesto 45°, el ángulo de rozamiento interno de la escollera (θ) es 42° y el ángulo de talud escogido es el correspondiente al ángulo del talud del cauce del río si se aproximase a un canal trapezoidal, siendo dicho ángulo de 28°.

El factor de seguridad, aplicando todos los parámetros anteriores resulta ser:

Toc (N/m ²)	1,97
D50 (m)	0,72
n	0,04
tg β	0,56
β	0,51
n'	0,03
FS	1,80

Tabla 16. Factor de seguridad de la escollera

Como se puede observar en la tabla anterior, el colchón de escollera propuesto sería estable por lo que se procede al cálculo de la curva granulométrica de la misma, la cual se calcula a partir del método de Stevens, empleando como dato inicial el diámetro medio:

Curva granulométrica de Stevens		
Dt/D50	% pasa	Curva Granulométrica
0,25	0	0,18
0,35	10	0,25
0,5	20	0,36
0,65	30	0,47
0,8	40	0,58
1	50	0,72
1,2	60	0,87
1,4	70	1,01
1,6	80	1,16
1,8	90	1,30
2	100	1,45

Tabla 17. Curva Granulométrica de Stevens

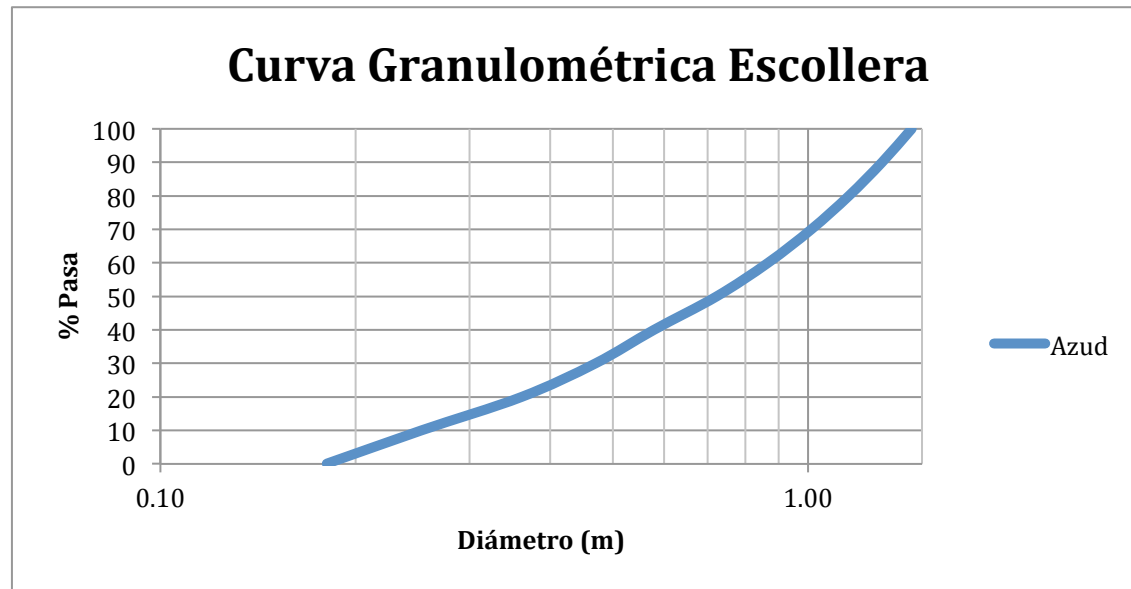


Ilustración 1. Curva granulométrica Escollera

Aunque el espesor del escollero se había calculado a partir de la socavación máxima, existen recomendaciones de que el espesor de los revestimientos con escollera deben cumplir las siguientes especificaciones:

$$e \geq 1,1 \text{ a } 1,2 * D_{100}$$

$$e \geq 1,8 \text{ a } 2 * D_{50}$$

$$e \geq 30 \text{ cm}$$

Espesor mínimo	
e (m) D100	1,73
e (m) D50	1,45
e (m)	0,30

Tabla 18. Espesor revestimiento escollera

Por lo tanto, el espesor del revestimiento de escollera debía ser mayor a la socavación máxima producida por la erosión del agua, resultando ser 1,53 metros y también debe ser mayor o igual a la especificación más restrictiva de la última tabla, el espesor escogido será pues el de 1,73 metros, aproximando a 1,75 metros por temas constructivos.

Finalmente, para acabar con el dimensionamiento del escollero, se calcula la rugosidad de Manning real. Para ello se emplean las siguientes fórmulas y se realiza la media aritmética de todos los resultados obtenidos:

✓ Strickler

$$D_{50} \text{ (pies)} \quad n = \frac{D_{50}^{1/6}}{31.3}$$

$$D_{65} \text{ (mm)} \quad n = \frac{D_{65}^{1/6}}{75.5}$$

✓ Lane y Carlson

$$D_{75} \text{ (pulgadas)} \quad n = \frac{D_{75}^{1/6}}{39}$$

✓ U.S Federal Highway Administration

$$D_{50} \text{ (pies)} \quad n = 0.0395 * D_{50}^{1/6}$$

Diámetros necesarios para el cálculo de la rugosidad			
D75	1,084	m	42,68 pulgadas
D65	0,939	m	
D50	0,723	m	2,37 pies

Tabla 19. Diámetros de cálculo

Cambio de unidades			
1	m	39,37	pulgadas
1	m	3,28	pies

Tabla 20. Cambio de unidades

	Rugosidad de Manning	
Strickler (D50)	n	0,037
Strickler (D65)	n	0,041
Lane Carlson (D75)	n	0,048
USFHA (D50)	n	0,046
	n media	0,043

Tabla 21. Rugosidad resultante

3.5. Dispositivo de vaciado

Como ya se ha comentado anteriormente, la principal función del azud es proporcionar la cota suficiente que viene impuesta por la obra de toma que se realizará aguas arriba de la captación. Aunque sea ésta su función, el azud debe ir provisto de un dispositivo de vaciado que permita desembalsar total o parcialmente el agua para posibles actuaciones de mantenimiento o para poder garantizar el caudal ecológico del río.

El dispositivo de vaciado dispondrá de un equipo hidromecánico que se instalará aguas arriba, e irá provisto de una reja de entrada la cual se instala para evitar la entrada de depósitos de gran tamaño que afecten al funcionamiento de éste y otra reja de salida, para evitar actos vandálicos.



A continuación se describen las siguientes especificaciones (United States Department of the Interior, 1987):

- Los desagües en presas pequeñas de retención se construyen generalmente cerca del nivel del lecho del río.
- El desagüe principal se dispone en cabecera pero siempre complementado con un conducto para el desembalse.
- Se suele dejar cierto volumen de agua que no se vacía a efectos de sedimentación, cría de especies piscícolas y recreo. Cuanto mayor sea dicho volumen de agua, menor será la presión hidrostática a la que estarán sometidos los equipos hidromecánicos.
- En presas de gran o mediana altura se deben disponer de dos desagües de fondo, pero para azudes de este tipo solo sería necesario un único desagüe de fondo.

3.6. Equipo hidromecánico

El proyecto de construcción, fabricación y montaje de los equipos hidromecánicos se realiza por la casa suministradora, pero en este apartado se ha querido justificar, mediante especificaciones técnicas extraídas tanto de la Guía Técnica nº5. Aliviaderos y Desagües del Comité Nacional Español de Grandes Presas como de catálogos de diversas empresas suministradoras.

3.6.1. Tipo de equipo hidromecánico

La elección de los equipos hidromecánicos se realiza teniendo en cuenta en primer lugar el uso al que va a destinarse el dispositivo de vaciado. En este caso, el desagüe de fondo se plantea que esté siempre cerrado, solo abriéndolo en ocasiones para evitar posibles aterramientos, por lo que deberá trabajar tanto totalmente abierto como parcialmente abierto y el equipo que mejor se acopla a dicho uso es el Equipo hidromecánico Bureau, que se compone tanto del cuerpo de válvula como del tablero de cierre.

Una vez montada la estructura de dicho equipo quedaría totalmente hormigonada en el cuerpo de azud.

Además, dicho equipo puede trabajar tanto para la explotación del desagüe como de seguridad y apenas tienen mantenimiento, reduciéndolo al mínimo con un cierre de compuerta mediante un sistema metal/metal.

3.6.2. Hipótesis de carga

La hipótesis de carga escogida en un principio es la asociada al caudal medio del río, 13,53 m³/s, lo que produce una lámina de agua sobre la cresta del aliviadero de 0,29 metros según los cálculos realizados en el *Anejo 1.2. Cálculos hidráulicos*, lo cual la presión a la que se vería sometida el equipo hidromecánico sería de 5,79 mca a lo que se le debería restar la altura de agua que correspondiera al volumen muerto.

Ya que el equipo hidromecánico escogido puede trabajar con diferencias de presiones más altas, se ha querido también tener en cuenta la presión a la que trabajaría dicho equipo en el caso de avenida de proyecto. Como se ha comentado antes, el caudal asociado a la avenida de T=100 años es de 1397,72 m³/s, lo que produce una lámina de agua sobre cresta de aliviadero de 6,3 metros según los cálculos realizados en el *Anejo 1.2. Cálculos hidráulicos*, lo que conlleva una presión de 11,8 mca.

Por seguridad el equipo hidromecánico se diseña para soportar una carga máxima de 12 mca.

3.6.3. Espesores mínimos

Como norma general, deben adoptarse los siguientes espesores mínimos en todos los proyectos de equipos hidromecánicos:

Espesores mínimos	
Espesor de chapas de acero estructural en contacto con el agua	8 mm
Espesor de chapas y perfiles de refuerzo en zonas empotradas en hormigón	6 mm
Espesor de chapas de acero inoxidable para apoyo de juntas de estanqueidad	4 mm

Tabla 22. Espesores mínimos en equipos hidromecánicos

Se deberá determinar un sobreespesor por corrosión que deben tener los equipos hidromecánicos, en función del contacto del equipo con el agua. Los valores mínimos son:

Sobreespesores mínimos	
Superficies en contacto permanente o casi permanente con el agua	1 mm
Superficies en contacto variable entre atmósfera y agua	2 mm

Tabla 23. Sobreespesores mínimos frente a corrosión

3.6.4. Elementos y dispositivos especiales

3.6.4.1. Piezas Fijas

Las superficies metálicas de apoyo y deslizamiento de los perfiles elastoméricos de estanqueidad de compuertas debe ser de acero inoxidable al cromo-níquel 18/8.

3.6.4.2. Ranuras

Las ranuras que dispone el equipo hidromecánico escogido para el tablero son lo más estrechas posibles y así evitar la cavitación y perturbaciones del flujo.

3.6.4.3. Dispositivos de estanqueidad

El cierre del tablero del equipo hidromecánico Bureau dispone de 3 lados en los que se incorporan juntas de elastómero de cierre de altas prestaciones en bronce y acero inoxidable.

3.6.5. Accionamiento

El accionamiento de la compuerta puede ser tanto hidráulico, eléctrico como manual, pero al no disponer de una cavidad donde instalar el accionamiento manual, se dispondrán los otros dos.

3.6.6. Sistemas de aireación

En este tipo de equipo hidromecánico sería posible incorporar mecanismos de aireación para evitar cavitaciones y sistemas de by-pass para equilibrar presiones aguas arriba y aguas abajo del equipo, pero por falta de espacio, no se dispondrán.

3.6.7. Sección Aproximada del desagüe de fondo

A continuación se muestra como debería ser, aproximadamente, la sección transversal del desagüe de fondo, dejando una altura de embalse muerto de 0,90 metros.

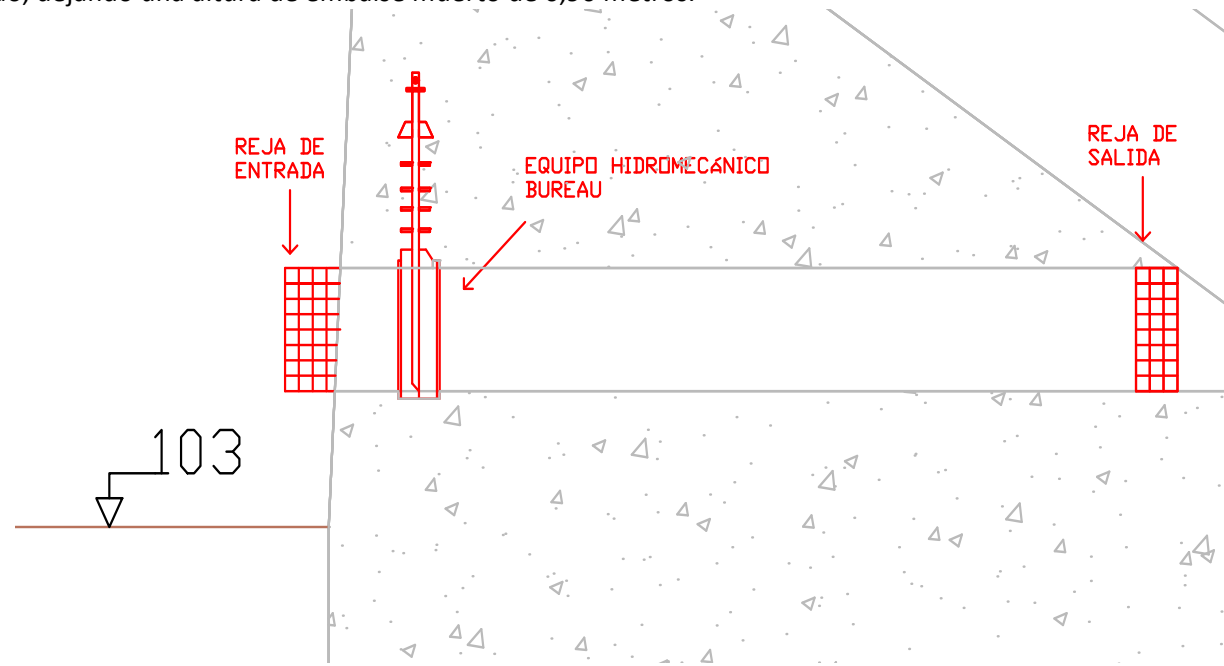


Ilustración 2. Sección Aproximada Desagüe de fondo.

4. CÁLCULO DE ESTABILIDAD DEL AZUD

El cálculo de estabilidad, como se ha dicho anteriormente, se calcula para la situación accidental y para la situación normal.

4.1. Situación accidental

Para el cálculo de estabilidad frente a deslizamiento y hundimiento en situación accidental se tienen en cuenta tres tipos de fuerzas:

1. Empuje del agua: Tanto el empuje horizontal como el empuje vertical (Ew), que a su vez se divide en dos:

- El empuje producido por el agua en el paramento de aguas arriba del azud que se calcula con el caudal de avenida de periodo de retorno T=100 años, calculado en el *Anejo nº 3. Cálculos hidrológicos*:

T=100 años	
Q diseño (m3/s)	1397,72

Tabla 24. Caudal de diseño T=100 años

- El empuje producido por el agua sobre el cuerpo de presa y el cuenco amortiguador, que se calcula a partir del calado que llevaría el río en situación accidental, calculado en el *Anejo 1.2. Cálculos hidráulicos*.

2. La ley de subpresiones (U) se calcula con el caudal medio del río ya que si viniese la avenida de T=100 años, no daría tiempo a desarrollarse el aumento de subpresión correspondiente. En este caso se tiene en cuenta tanto la subpresión que se da bajo el cuerpo de presa como la que se da bajo el cuenco amortiguador.

3. Peso del azud. El cálculo del empuje vertical hacia el terreno que produciría el cuerpo de azud se calcula con las características geométricas anteriormente calculadas.

A continuación se muestran numéricamente los resultados obtenidos:

Empujes Situación Accidental (Tn/m)			
Empuje Aguas Arriba	Empujes Horizontales	Ew1	24,50
		Ew2	44,10
	Empujes Verticales	Ew3	0,96
Empuje Aguas Abajo	Empujes Horizontales	Ew4	21,57
		Ew5	25,81
	Empujes Verticales	Ew6	22,59
		Ew7	51,23
		Ew8	40,25
Subpresión	U1	26,07	
	U1x	1,30	
	U1y	26,04	
	U2	18,42	
	U2x	0,92	
	U2y	18,40	
	U3	3,31	
U4	5,42		
Peso Hormigón	Cuerpo de Azud	P1	1,78
		P2	1,29
		P3	53,32
	Cimentación	P4	4,37
		P5	21,66
		Cuenca Amortiguador	P6

Tabla 25. Empujes resultantes Situación Accidental

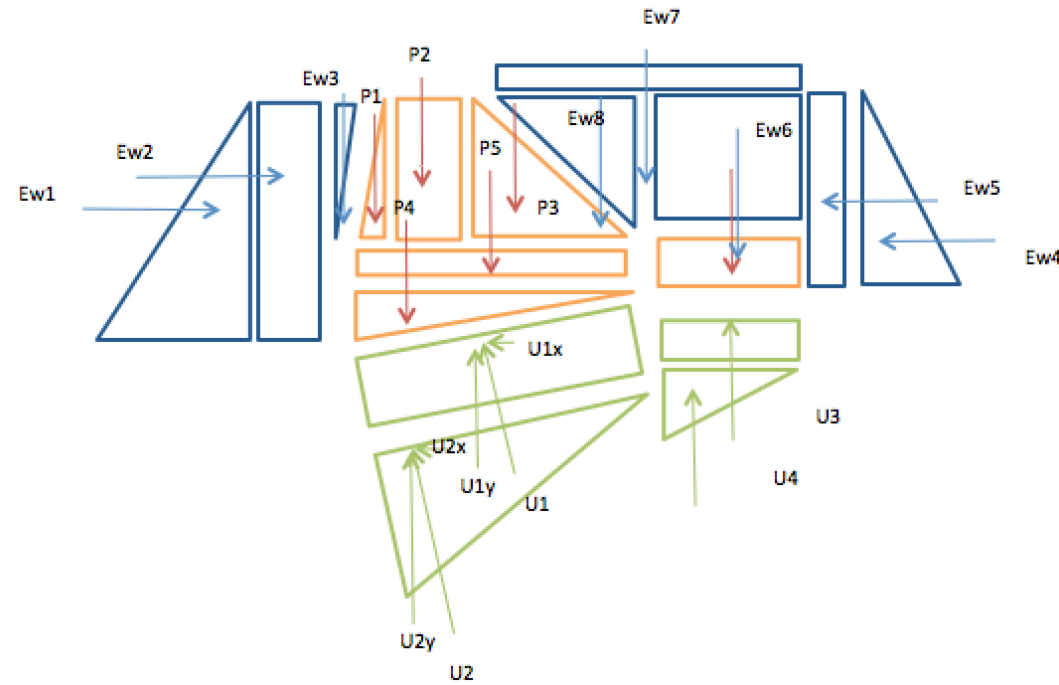


Ilustración 3. Fuerzas resultantes

Sumatorio Situación Accidental (Tn/m)	
Fuerzas Verticales	163,53
Fuerzas Horizontales	18,99

Tabla 26. Sumatorio Empujes Situación Accidental

Empujes Situación Accidental (Tn/m)		Excentricidad (m)	Momento (Tn*m)	
Empuje Aguas Arriba	Empujes Horizontales	Ew1	0,83	20,42
		Ew2	2,00	88,19
	Empujes Verticales	Ew3	0,09	0,09
Empuje Aguas Abajo	Empujes Horizontales	Ew4	1,83	39,55
		Ew5	2,75	70,99
	Empujes Verticales	Ew6	10,97	247,74
		Ew7	6,79	348,02
		Ew8	3,06	123,09
Subpresión	U1			
	U1x	1,28	1,67	
	U1y	4,31	112,30	
	U2			
	U2x	4,23	3,89	
	U2y	2,88	52,90	
U3	10,98	36,36		

Peso Hormigón	Cuerpo de Azud	U4	10,19	55,20
		P1	0,18	0,33
		P2	0,33	0,42
	Cimentación	P3	3,13	166,61
		P4	2,88	12,57
	Cuenca Amortiguador	P5	4,31	93,42
	P6	10,97	211,16	

Tabla 27. Cálculo de excentricidades y momentos generados

Ahora se procede al cálculo de estabilidad del azud, en primer lugar el coeficiente de seguridad al deslizamiento y luego el coeficiente de seguridad al hundimiento, para lo que se emplean las siguientes fórmulas:

$$CSD = \frac{F_h \max}{\sum E_h} = \frac{\sum E_v * \tan \theta + C * B}{\sum E_h}$$

siendo θ el ángulo de rozamiento de la roca, C la cohesión de la roca y B el ancho del azud.

Deslizamiento	
Tipo de suelo	Roca Caliza
Angulo de rozamiento	40 °
Cohesión	5
Capacidad Portante	750 Tn/m ²
Fh max	180,34 Tn/m
CSD	9,50

Tabla 28. Cálculo Coeficiente de Seguridad al Deslizamiento.

Cabe decir que la cohesión para roca caliza, es 5 Tn/m² y que al no conocer el grado de fragmentación de la roca caliza sobre la que se asienta el cuerpo de azud, se ha cogido una capacidad portante de 750 Tn/m², siendo éste el mínimo valor que adquiere este tipo de roca, y así quedarse de lado de la seguridad.

El azud cumple la estabilidad frente a deslizamiento para la situación accidental ya que el valor mínimo de CSD para dicha situación es 1,1. El valor obtenido es muy alto respecto al valor mínimo pero no se ha optimizar la sección ya que sino aparecían tracciones en el pie de aguas arriba del azud, es decir, la excentricidad de la fuerza actuante fuera mayor que la sexta parte de la base del azud conocida como núcleo del azud, lo que llevaría a cumplir solo uno de los dos condicionantes anteriormente expuestos.

Se procede pues al cálculo de estabilidad por hundimiento, empleando las siguientes fórmulas:

$$CSH = \frac{q_v}{\sigma_{max}}$$

$$\sigma_{AAriba} = \frac{R_v}{S} + \frac{R_v * e * (-\frac{B}{2})}{I}$$

$$\sigma_{AAbajo} = \frac{R_v}{S} + \frac{R_v * e * \frac{B}{2}}{I}$$

$$e = X - \frac{B}{2}$$

$$X = \frac{\sum x * E}{\sum E_v}$$

$$S = B * b$$

$$I = \frac{b * B^3}{12}$$

Hundimiento	
b (m)	1
B (m)	8,63
B/2 (m)	4,31
B/6 (m)	1,44
I (m4)	53,47
S (m2)	8,63
X (m)	5,74
e (m)	1,43
Rv (Tn/m)	163,53
Sigma Ag Ar (Tn/m)	0,09
Sigma Ag Ab (Tn/m)	37,83
CSH	19,82

Tabla 29. Cálculo del Coeficiente de Seguridad al Hundimiento

El azud cumple la estabilidad frente a hundimiento para la situación accidental ya que el valor mínimo de CSH para dicha situación es 3.

4.2. Situación normal

Para el cálculo de estabilidad frente a deslizamiento y hundimiento en situación normal se tienen en cuenta tres tipos de empujes:

1. Empuje del agua: Tanto el empuje horizontal como el empuje vertical (Ew) producido por el agua en el paramento de aguas arriba del azud, calculado empleando el caudal medio del río, 13,53 m³/s.

2. La ley de subpresiones (U), que se calcula con el caudal medio del río, 13,53 m³/s.

3. Peso del azud. El cálculo del empuje vertical hacia el terreno que produciría el cuerpo de azud se calcula con las características geométricas anteriormente calculadas.

Empujes Situación Normal (Tn/m)			
Empuje Aguas Arriba	Empujes Horizontales	Ew1	24,50
		Ew2	1,62
	Empujes Verticales	Ew3	0,96

Subpresión	U1	26,07		
	U1x	1,30		
	U1y	26,04		
	U2	18,42		
	U2x	0,92		
	U2y	18,40		
	U3	3,31		
	U4	5,42		
	Peso Hormigón	Cuerpo de Azud	P1	1,78
			P2	1,29
			P3	53,32
		Cimentación	P4	4,37
P5			21,66	
Cuenca Amortiguador			P6	19,25

Tabla 30. Empujes resultantes Situación Normal.

Sumatorio Situación Normal (Tn/m)	
Empujes Verticales	49,46
Empujes Horizontales	24,28

Tabla 31. Sumatorio Empujes Situación Normal.

Empujes Situación Accidental (Tn/m)		Excentricidad (m)	Momento (Tn*m)	
Empuje Aguas Arriba	Empujes Horizontales	Ew1	2,33	57,17
		Ew2	3,50	7,01
	Empujes Verticales	Ew3	0,09	0,09
Subpresión	U1			
	U1x	4,31	5,61	
	U1y	4,31	112,30	
	U2			
	U2x	2,88	2,65	
	U2y	2,88	52,90	
	U3	10,98	36,36	
	U4	10,20	55,26	
Peso Hormigón	Cuerpo de Azud	P1	0,18	0,33
		P2	0,33	0,42
		P3	3,13	166,61
	Cimentación	P4	4,31	18,85
		P5	2,88	62,28
		Cuenca Amortiguador	P6	10,97

Tabla 32. Cálculo de excentricidades y momentos generados



Ahora se procede al cálculo de estabilidad del azud, en primer lugar el coeficiente de seguridad al deslizamiento y luego el coeficiente de seguridad al hundimiento, para lo que se emplean las mismas fórmulas que para la situación accidental:

Deslizamiento	
Tipo de suelo	Roca Caliza
Angulo de rozamiento	40 °
Cohesión	5 Tn/m ²
Capacidad Portante	750 Tn/m ²
Fh max	84,63 Tn/m
CSD	3,49

Tabla 33. Cálculo Coeficiente de Seguridad al Deslizamiento

Como se puede observar, el CSD es menor en la situación normal, lo cual es debido a que, como se ha comentado antes, en la situación accidental se tiene en cuenta tanto el empuje vertical como el horizontal que tendría el agua sobre el azud, lo cual no se ha tenido en cuenta en la situación normal ya que el cambio sería ínfimo.

El azud cumple la estabilidad frente a deslizamiento para la situación normal ya que el valor mínimo de CSD para dicha situación es 1,3. En este caso, si se intentará optimizar la sección reduciendo el talud aguas abajo del azud, también se darían tracciones en el pie de aguas abajo del azud.

Hundimiento	
b (m)	1
B (m)	8,63
B/2 (m)	4,31
B/6 (m)	1,44
I (m ⁴)	53,47
S (m ²)	8,63
X (m)	5,23
e (m)	0,92
Rv (Tn/m)	49,46
Sigma Ag Ar (Tn/m)	2,06
Sigma Ag Ab (Tn/m)	9,41
CSH	79,73

Tabla 34. Cálculo del Coeficiente de Seguridad al Hundimiento.

El azud cumple la estabilidad frente a hundimiento para la situación normal ya que el valor mínimo de CSH para dicha situación es 3.

A continuación se realiza un cálculo de si fuese necesario el uso de anclajes. Sería necesario su uso si, en situación normal, la subpresión ejerciera un empuje mayor que el peso del azud, contando con ello tanto el cuerpo de azud como el cuenco amortiguador.

Empuje hormigón (Tn/m)	101,67
Empuje subpresión (Tn/m)	53,17
Resultante (Tn/m)	48,50

Tabla 35. Empleo de anclajes

Como se puede observar, la resultante es de signo positivo, lo que significa que no sería necesario el uso de anclajes al terreno, ya que el azud no se levantaría.



PARTE 2:

Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento. Proyecto de toma y canal a cielo abierto (T.M. Villamarchante) para el abastecimiento a la ETAP de "La Presa".

Autor: Álvaro Ortín Teruel



Con todo mi cariño y agradecimiento para las personas que me han ayudado a recorrer este duro camino; y en especial a mis padres y mis abuelos que han hecho todo en la vida para que yo pueda cumplir mis sueños.



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE "LA PRESA"





ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. ALCANCE DE LA PARTE INDIVIDUAL.....	1
3. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA.....	1
4. DISEÑO DE LA OBRA DE TOMA.....	1
4.1. Localización de la obra de toma.....	1
4.2. Tipología de compuerta.....	1
5. DISEÑO DEL SISTEMA DE TRANSPORTE.....	1
5.1. Localización del sistema de transporte.....	1
5.2. Diseño del canal a cielo abierto.....	2
5.2.1. Descripción del trazado.....	2
5.2.2. Diseño de sección.....	2
5.2.3. Revestimiento y juntas.....	2
5.2.4. Sistema de drenaje.....	2
6. VALORACIÓN ECONÓMICA.....	2
6.1. Valoración económica de la obra de toma.....	2
6.1.1. Componentes de la toma.....	2
6.1.2. Estimación económica.....	3
6.2. Valoración económica del canal a cielo abierto.....	3
6.2.1. Unidades de obra y su coste.....	3
6.2.2. Mediciones por unidades de obra.....	3
6.2.3. Estimación económica.....	4
6.3. Coste total del proyecto.....	4
7. BIBLIOGRAFIA.....	5

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coordenadas UTM de la toma.....	1
Tabla 2. Dimensiones de la compuerta.....	1
Tabla 3. Coordenadas UTM del punto de entrega a la cámara de carga.....	2
Tabla 4. Elementos y dimensiones de la toma.....	2
Tabla 5. Coste total de los elementos de la toma.....	3
Tabla 6. Descripción y coste de las unidades de obra.....	3
Tabla 7. Desbroce.....	3
Tabla 8. Excavación y transporte.....	3
Tabla 9. Revestimiento.....	4

Tabla 10. Firme.....	4
Tabla 11. Restitución de cultivos.....	4
Tabla 12. Coste total del canal a cielo abierto.....	4
Tabla 13. Presupuesto total.....	4

ÍNDICE DE ANEJOS

- Anejo 1. Cálculos Hidráulicos



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE “LA PRESA”





1. INTRODUCCIÓN

En esta parte se describe el procedimiento seguido para el diseño y dimensionamiento detallado de la solución acordada en la parte grupal de este TFG así como de las modificaciones introducidas por Álvaro Ortín Teruel, autor individual del proyecto "Diseño de un sistema de captación y transporte para su posterior aprovechamiento. Proyecto de obra de toma y canal a cielo abierto".

2. ALCANCE DE LA PARTE INDIVIDUAL

En la parte 0 de este documento, se ha descrito un predimensionamiento de la obra, pero en esta parte se ha realizado un diseño más completo, incluyendo los siguientes aspectos:

- Definición de la tipología de la compuerta de regulación así como la embocadura hasta ella.
- Dimensionamiento del revestimiento del canal con su correspondiente armado y con las juntas necesarias para su correcto funcionamiento.
- Planteamiento de los elementos de drenaje indispensables en el canal y exteriores que eviten la entrada de aguas de escorrentía contaminadas y que permitan un buen funcionamiento de la infraestructura.
- Cálculo completo y detallado del funcionamiento hidráulico del canal junto con sus elementos aguas arriba y aguas abajo, compuerta y cámara de carga, que nos asegura un trabajo seguro de la infraestructura para los caudales de diseño establecidos.
- No se han tenido en cuenta los esfuerzos exteriores producidos por el terreno al carecer de información sobre las características geotécnicas de los suelos.
- No es objeto del TFG la planificación de la ejecución de las obras.

3. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

La zona de ejecución del canal a cielo abierto así como la ubicación de la toma con compuerta que lo alimenta fueron establecidas en consenso en la parte grupal de este TFG.

En esta parte individual se han llevado a cabo algunas modificaciones de las características establecidas en la parte grupal y se ha profundizado en la definición completa de los elementos del canal.

Se ha variado por completo la sección escogida para el canal. La trapecial previamente definida ha sido sustituida por una sección rectangular con la que se obtiene una importante reducción de la superficie de ocupación del canal. Al escoger dicha sección se hace necesario armar el revestimiento, que en la parte grupal se había definido de hormigón en masa.

Por último, se ha modificado mínimamente el trazado en planta de la infraestructura a fin de no afectar a la acequia mayor que discurre por la zona y a algunas viviendas unifamiliares.

4. DISEÑO DE LA OBRA DE TOMA

4.1. Localización de la obra de toma

La obra de toma se ubica en el margen derecho del río, fuera de la llanura de inundación del río Turia, en terrenos pertenecientes al municipio de Vilamarxant. Sus coordenadas UTM son:

Coordenadas UTM	
X	Y
701754,4	4385999,7

Tabla1. Coordenadas UTM de la toma

4.2. Tipología de compuerta

El mecanismo elegido para la regulación del canal es una compuerta canal vagón. Sus características y funcionamiento hidráulico se encuentran definidos en el *Anejo 1. Cálculos Hidráulicos*. Sus dimensiones son las siguientes:

		Dimensiones (m)
Compuerta	Tablero	4 x 3
	Marco	4 x 4
	Apertura máxima	1

Tabla 2. Dimensiones de la compuerta

La dimensiones de la compuerta de regulación están detalladas en el plano 2.1. *Compuerta de regulación*.

5. DISEÑO DEL SISTEMA DE TRANSPORTE

5.1. Localización del sistema de transporte

La obra de transporte se localiza al noroeste del municipio de Vilamarxant, comenzando unos 4 kilómetros aguas arriba del puente que une los municipios de Vilamarxant y Liria y finalizando muy cerca de éste.



La cota de la lámina de agua en el embalse para su caudal medio se ha estimado en 108,78 m.s.n.m, siendo la cota de los terrenos colindantes, no pertenecientes a la llanura de inundación, de 110 msnm.

Las coordenadas UTM del punto donde comienza el canal son las mismas anteriormente mostradas para la ubicación de la toma mientras que las coordenadas donde finaliza son:

Coordenadas UTM	
X	Y
703754,1	4383379,2

Tabla 3. Coordenadas UTM del punto de entrega a la cámara de carga

5.2. Diseño del canal a cielo abierto

5.2.1. Descripción del trazado

Para el canal a cielo abierto se ha definido un trazado en planta y en alzado siguiendo los condicionantes que se describen en el *Anejo 1. Cálculos Hidráulicos*.

Tanto el trazado en planta como el alzado quedan definidos en los planos *2.2. Planta general y perfil longitudinal* y *2.3. Secciones de excavación*.

5.2.2. Diseño de sección

Para la elección de la sección a escoger, se han estudiado, para el régimen uniforme, varias secciones con distintos anchos y calados, teniendo en cuenta el cumplimiento de los requisitos técnicos preestablecidos. Éstos y las secciones estudiadas así como la finalmente establecida y los cálculos realizados para ello se encuentran detallados en el *Anejo 1. Cálculos hidráulicos*.

La sección escogida aparece definida en el plano *2.4 Detalle de sección*.

5.2.3. Revestimiento y juntas

Para el canal a cielo abierto existen dos condicionantes que hacen necesario su revestimiento:

- El transporte de agua que será tratada para su posterior consumo humano.
- El terreno no es capaz de soportar de forma natural la inclinación vertical de los cajeros.

Por ello se dimensiona un revestimiento de hormigón armado a partir de unas sencillas operaciones y siguiendo los criterios de armadura mínima geométrica presentes en la Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE, 2008).

Por otro lado, al tratar con un material tan rígido como es el hormigón, es indispensable la realización de juntas, transversales y longitudinales, que permitan pequeños movimientos del revestimiento por asientos diferenciales del terreno o acciones exteriores sin que éste se agriete ni fisure.

Los cálculos realizados para el dimensionamiento de las armaduras y el diseño de las juntas aparecen en el *Anejo 1. Cálculos hidráulicos*.

5.2.4. Sistema de drenaje

Para el correcto funcionamiento del canal se dispone un sistema de drenaje compuesto por cunetas exteriores a diferentes alturas que impiden la entrada de agua de escorrentía en el canal y un conducto de PVC ranurado introducido en una zanja drenante longitudinal situada bajo la solera del canal que capta las posibles filtraciones que atraviesan el revestimiento y las evacúa al exterior.

Las dimensiones y características del sistema de drenaje se encuentran definidas en el *Anejo 1. Cálculos hidráulicos*.

6. VALORACIÓN ECONÓMICA

6.1. Valoración económica de la obra de toma

6.1.1. Componentes de la toma

A continuación se muestran los componentes y elementos constituyentes de la obra de toma junto con sus dimensiones o características, las cuales se emplean en la realización de la estimación económica de la parte individual de este TFG:

ELEMENTO	DIMENS./CARACTERÍST
Compuerta	4 x 3
Accionamiento	Hidráulico
2 Rejas de gruesos	2 x 3

Tabla 4. Elementos y dimensiones de la toma

6.1.2. Estimación económica

A partir de las dimensiones anteriormente expuestas, se obtiene el coste aproximado de cada uno de los elementos que componen la toma. El coste de la compuerta y de su accionamiento se ha calculado interpolando los datos existentes en el proyecto "Reutilización EDAR Pinedo conducción Albufera" de la Consejería de Medio Ambiente de la Generalitat Valenciana.

ELEMENTO	COSTE (€)
Compuerta (m)	71550
Accionamiento	14310
2 Rejas de gruesos (m)	11912
TOTAL	97772

Tabla 5. Coste total de los elementos de la toma

6.2. Valoración económica del canal a cielo abierto

6.2.1. Unidades de obra y su coste

UO	DESCOMPUESTO	COSTE/UNIDAD
CAJEROS	Muro de hormigón armado 2C, H<=3 m, espesor 20 cm, realizado con hormigón HA-30/P/12/IIa+Qa fabricado en central con Distintivo de calidad Oficialmente Reconocido (D.O.R.), con cemento MR, con aditivo hidrófugo, y vertido con cubilote, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, 56,4 kg/m ³ ; montaje y desmontaje del sistema de encofrado metálico, con acabado tipo industrial para revestir.	348,7 €/m ³
FIRME	Firme flexible para tráfico pesado T42 sobre explanada E1, compuesto de capa granular de 35 cm de espesor de zahorra artificial ZA25 y mezcla bituminosa en frío para capa de rodadura de 5 cm de SF20; tratamiento superficial monocapa con riego de emulsión bituminosa, tipo ECR-3 y gravilla A 20/10.	15,34 €/m ²

DESBROCE	Desbroce y limpieza del terreno con arbustos, hasta una profundidad mínima de 35 cm, con medios mecánicos, retirada de los materiales excavados y carga a camión, sin incluir transporte a vertedero autorizado	2,37 €/m ²
EXCAVACION	Excavación en zanjas para cimentaciones en suelo de arena semidensa, con medios mecánicos, retirada de los materiales excavados y carga a camión	9,47 €/m ³
DRENAJE	Zanja drenante rellena con grava filtrante sin clasificar, envuelta en geotextil, en cuyo fondo se dispone un tubo ranurado de PVC de doble pared, la exterior corrugada y la interior lisa, color teja RAL 8023, con ranurado a lo largo de un arco de 220°, de 80 mm de diámetro.	19,1 m
SOLERA	Solera de hormigón armado de 10 cm de espesor, realizada con hormigón HA-30/P/12/IIa+Qa fabricado en central con Distintivo de calidad Oficialmente Reconocido (D.O.R.), con cemento MR, con aditivo hidrófugo, y vertido desde camión, extendido y vibrado mecánico, y malla electrosoldada ME 20x30 Ø 5-5 B 500 T 6x2,20 UNE-EN 10080 sobre separadores homologados, para base de un solado.	19,2 €/m ²
TRANSPORTE	Transporte de tierras con camión a vertedero específico, instalación de tratamiento de residuos de construcción y demolición externa a la obra o centro de valorización o eliminación de residuos, situado a una distancia no limitada	5,44 €/m ³
RESTITUCIÓN	Restitución del terreno de cultivo afectado por las obras a su estado original, despedregado manual y/o mecánico, arado y rasanteado con medios mecánicos, preparado para cultivar.	3,03 €/m ³

Tabla 6. Descripción y coste de las unidades de obra

6.2.2. Mediciones por unidades de obra

DESBROCE	
Longitud de ocupación (m)	3990
Ancho de ocupación (m)	12
Total desbroce (m ²)	47880

Tabla 7. Desbroce

EXCAVACIÓN/TRANSPORTE	
Secc. Transv. de excav (m ²)	35,27
Longitud del canal (m)	3990
Total excav./transp. (m ³)	140727,3

Tabla 8. Excavación y transporte

Restitución	3,03	€/m2	139650	m2	423139,5
TOTAL					4006684,983

Tabla 12. Coste total del canal a cielo abierto

REVESTIMIENTO		
Solera	Ancho del revestimiento	4,2
	Total revestimiento	16758
	Longitud revestimiento	3990
Cajeros	Altura del revestimiento	2,4
	Espesor del revestimiento	0,1
	Total revestimiento	1915,2

Tabla 9. Revestimiento

FIRME	
Ancho del camino (m)	5
Longitud del camino (m)	3990
Total firme (m2)	19950

Tabla 10. Firme

RESTITUCIÓN DE CULTIVOS	
Ancho de restitución (m)	35
Longitud (m)	3990
Total a restituir (m2)	139650

Tabla 11. Restitución de cultivos

6.2.3. Estimación económica

UO	Coste/Unidad		Medición		Coste total (€)
Desbroce	2,37	€/m2	47880	m2	113475,6
Excavación	9,47	€/m3	140727,3	m3	1332687,531
Transporte	5,44	€/m3	140727,3	m3	765556,512
Drenaje	19,1	€/m	3990	m	76209
Solera	19,2	€/m2	16758	m3	321753,6
Cajeros	348,7	€/m3	1915,2	m3	667830,24
Firme	15,34	€/m2	19950	m2	306033

6.3. Coste total del proyecto

El importe total aproximado de esta parte individual "Proyecto de obra de toma y canal a cielo abierto" asciende a:

ELEMENTO		COSTE
Toma		97772
Canal		4006684,98
Actuaciones ambientales	10% total	410445,698
Reposición de servicios	5% total	205222,849
TOTAL PROYECTO (€)		4720125,53

Tabla 13. Presupuesto total

El presupuesto total obtenido difiere significativamente respecto al obtenido en la parte grupal, el cuál fue calculado a partir de un número gordo en M€/km de canal proporcionado por uno de los tutores del TFG. En el obtenido en esta parte sólo se han tenido en cuenta las principales unidades de obra y no se han considerado los costes indirectos ni el beneficio industrial.



7. BIBLIOGRAFIA

- José Liria Montañés. *Proyecto, construcción, gestión y modernización de canales hidráulicos*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. 2001.
- Juan Fullana Montoro. *Material docente de la asignatura de Obras y Aprovechamientos Hidráulicos*. 2013.
- Ministerio de Fomento. *Instrucción de Hormigón Estructural (EHE)*. 2008.
- CYPE Ingenieros, S. A. *www.generadordeprecios.info*. Recuperado Julio 2014.
- Tecmoncade S.L. Fabricación y montaje de equipamiento hidráulico. *www.tecmoncade.com*. Recuperado Julio 2014.
- Estruagua. Maquinaria para tratamientos de aguas. *www.STRUAGUA.com*. Recuperado Julio 2014.
- Quilton S.A. Filtración y procesos. *www.quilton.com*. Recuperado Julio 2014.



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE "LA PRESA"



ANEJO 2.1. CÁLCULOS HIDRÁULICOS



ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN.....	1
2.	DATOS DE PARTIDA.....	1
2.1.	Caudales de diseño.....	1
2.2.	Cotas.....	1
3.	DESCRIPCIÓN DEL TRAZADO.....	1
3.1.	Trazado en planta.....	1
3.2.	Trazado en alzado.....	1
4.	DISEÑO DEL SISTEMA DE TRANSPORTE.....	1
4.1.	Diseño de sección.....	1
4.2.	Resguardo.....	2
4.3.	Revestimiento y juntas.....	2
4.4.	Drenaje.....	3
5.	OBRA DE TOMA.....	4
6.	CÁLCULOS HIDRÁULICOS.....	4
6.1.	Clasificación espacio-temporal del flujo.....	4
6.2.	Funcionamiento hidráulico del sistema.....	4

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Secciones de estudio.....	2
Tabla 2.	Armaduras.....	3
Tabla 3.	Cuantías de armado.....	3
Tabla 4.	Aperturas de compuerta.....	7

ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen 1.	Cuantías mínimas geométricas marcadas por la EHE.....	2
Imagen 2.	Detalle junta longitudinal de poliuretano.....	3
Imagen 3.	Detalle junta transversal de contracción.....	3



1. INTRODUCCIÓN

El objeto de este anejo es el diseño y dimensionamiento hidráulico de los elementos que conforman el diseño una obra de toma y canal a cielo abierto que constituye una de las partes individuales del Trabajo Fin de Grado "Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento" desarrollado por los alumnos de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Luis Manuel Brox Escudero, Vicente Ferruses García, Álvaro Ortín Teruel y Antonio Vallés Murcia. La redacción de dicho documento corre a cargo de Álvaro Ortín Teruel como responsable del "Proyecto de obra de toma y canal a cielo abierto".

2. DATOS DE PARTIDA

2.1. Caudales de diseño

Los únicos datos de partida proporcionados han sido los caudales de diseño facilitados por uno de los tutores del TFG, Vicente Javier Macián Cervera. Estos caudales son de $5,5 \text{ m}^3/\text{s}$ y $3,5 \text{ m}^3/\text{s}$. El canal a cielo abierto se dimensionará con la suficiente capacidad hidráulica para trasegar el primero de estos caudales cumpliendo con las restricciones técnicas preestablecidas. Igualmente se diseñará la obra de toma para su correcto funcionamiento con los dos caudales y se determinará un correcto funcionamiento de todo el sistema hidráulico con ambos caudales.

2.2. Cotas

Las cotas iniciales conocidas son la altura de la lámina de agua existente en el embalse para el caudal medio del río, $108,78 \text{ m.s.n.m}$ (Anejo XX. Cálculos hidrológicos). El otro dato conocido es la cota final de entrega en los depósitos de la E.T.A.P, establecida en 62 m.s.n.m .

El transporte final hasta la planta se realiza mediante una conducción que nace desde la cámara de carga en la que desemboca el canal. En el predimensionamiento realizado en la parte grupal se ha obtenido que el conjunto de pérdidas localizadas y continuas no supone problema alguno en la energía necesaria para el transporte del agua sin bombeo, por lo que no existen restricciones para el lugar de emplazamiento de la cámara de carga.

Se fija la cota en la solera de la toma y en el comienzo del canal en $106,5 \text{ m.s.n.m}$. Una vez fijada la ubicación de la cámara de carga, se establecen las dos cotas de la lámina de agua para los dos caudales de $5,5 \text{ m}^3/\text{s}$ y $3,5 \text{ m}^3/\text{s}$. Estas cotas son de 108 m.s.n.m y de $107,5 \text{ m.s.n.m}$ respectivamente. Dichas cotas junto con la del embalse serán las condicionantes del funcionamiento hidráulico del canal.

3. DESCRIPCIÓN DEL TRAZADO

3.1. Trazado en planta

El trazado en planta se ve fundamentalmente condicionado por la pendiente longitudinal necesaria para que no se alcancen velocidades superiores a los $0,8 \text{ m/s}$, con las que se obtienen números de Froud muy bajos, asegurando el transporte de agua en régimen subcrítico.

Se decide por tanto realizar el trazado del eje del canal siguiendo en la medida de lo posible la curva de nivel a la cota 109, alejándose de ella lo menos posible en aquellas zonas de cruce con parcelas con viviendas y con la acequia mayor que discurre en las proximidades de toda la zona de proyecto.

Toda la zona de proyecto se encuentra en un área rústica con cultivos agrarios y alguna vivienda unifamiliar aislada que no generará servidumbres y que sólo provocará la expropiación de terrenos de cultivos.

El trazado en planta permitirá la presencia de una banquetta interior en la que se dispondrá del sistema de drenaje oportuno y la existencia de un camino en el lateral del canal que permita la circulación de los vehículos de inspección y conservación y del tráfico del lugar en aquellos tramos que sea necesario.

Todos los radios de las curvas fijadas en el trazado en planta son superiores a cinco veces el ancho máximo del canal por lo que se hace innecesario el cálculo de la sobreelevación de la lámina de agua en las curvas.

3.2. Trazado en alzado

El trazado en alzado se ve condicionado por la pendiente geométrica establecida. Se requiere de una pendiente muy pequeña que junto a la sección escogida y el número de Manning del revestimiento sea capaz de transportar el máximo caudal de diseño cumpliendo la limitación de velocidad citada anteriormente.

Por tanto se fija una pendiente geométrica constante a lo largo de todo el canal de una diezmilésima (10cm/km). De esta forma el desnivel a salvar por todo el canal a lo largo de sus 4000 metros es de $0,4$ metros quedando así la cota en la desembocadura en la solera del canal en $106,1 \text{ m.s.n.m}$. Esta pendiente escogida permite un acople óptimo de la sección transversal al terreno que minimizará los costes de ejecución.

4. DISEÑO DEL SISTEMA DE TRANSPORTE

4.1. Diseño de sección

Se ha decidido variar la sección trapecial fijada en la parte grupal modificándola por una sección rectangular que reduce significativamente el ancho de ocupación del canal.

Para determinar la sección a escoger se trabaja con la limitación de velocidad de $0,8 \text{ m/s}$ y el caudal de diseño máximo. Este se aumenta en un 10% para cubrir las posibles pérdidas que pudieran producirse a lo largo del canal. Se utilizará la fórmula de Manning para fijar las dimensiones de la sección a través de una serie de tanteos entre anchos de canal y calados para régimen uniforme que

con el número de Manning y pendiente geométrica establecidos cumplan con la limitación de velocidad y sean capaces de trasegar el caudal necesario.

$$\text{Manning: } V = \frac{1}{n} \times Rh^{2/3} \times \sqrt{I} \quad \text{siendo } Rh = \frac{Sm}{Pm} = \frac{B \times y}{B + 2y}$$

- n = número de Manning = 0,015
- I = pendiente geométrica = 0.0001 m/m
- B = ancho del canal
- y = calado normal en régimen uniforme

B (m)	y (m)	Área (m ²)	Pm (m)	Rh(m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	F
3	3,1	9,300	9,200	1,011	0,67	6,245	0,12232
3,5	2,55	8,925	8,600	1,038	0,68	6,099	0,13662
4	2,20	8,800	8,400	1,048	0,69	6,051	0,14802
4,5	2,00	9,000	8,500	1,059	0,69	6,233	0,15635

Tabla 1. Secciones de estudio

Por tanto la sección escogida es la sombreada en azul en la tabla superior. Ésta cumple con los requisitos de velocidad y régimen subcrítico establecidos y posee la capacidad hidráulica mínima necesaria para trasegar el caudal de diseño así como el inferior perímetro mojado que ofrece resistencia al flujo.

4.2. Resguardo

El espacio entre la cota de la coronación y superficie del agua se establecerá una vez calculado el funcionamiento hidráulico del canal para el máximo caudal de diseño.

Se dispondrá de un resguardo aproximado a la sexta parte del máximo calado alcanzado, de tal forma que:

$$R = \frac{ymáx}{6} = \frac{2,04}{6} = 0,34 \text{ metros}$$

En el cálculo hidráulico del canal, que se explica posteriormente, se observa cómo no se alcanza el calado normal del régimen uniforme. El máximo calado alcanzado para el mayor caudal de diseño es de 2,04 metros, por lo que es éste el que se utiliza en el cálculo del resguardo. Se incrementa dicho resguardo en 2 centímetros tal que la altura de cajeros sea un número que facilite la ejecución. Por tanto, la altura de cajeros será de 2,40 metros.

4.3. Revestimiento y juntas

Al tratarse de un transporte de agua para su posterior aprovechamiento humano una vez tratada en la planta potabilizadora, se precisa de un revestimiento que reduzca la permeabilidad y proteja a los cajeros y solera frente a la erosión del agua impidiendo así su contaminación. Seleccionada la sección, se fija para ésta un revestimiento de hormigón armado común sin pulir que proporciona un número de Manning igual a 0,015. El espesor del revestimiento se obtiene como resultado del máximo calado alcanzado en el canal para el máximo caudal de diseño dividido por veinte. Se utiliza un hormigón tipo HA-30/P/12/IIa-Qa.

$$\text{espesor} = \frac{ymáx}{20} = \frac{2,04}{20} = 0,102 \text{ m} \approx 10 \text{ cm}$$

El armado del hormigón se obtiene mediante las indicaciones de cuantía mínima geométrica necesaria que establece la normativa española (EHE) en su artículo 42.3.

Cuantías EHE 08 en tanto por mil			
Tipo de elemento estructural		B-400-S	B-500-S
Pilares		4,0	4,0
Losas		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios	0,7	0,6
Vigas		3,3	2,8
Muros	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

Imagen 1. Cuantías mínimas geométricas marcadas por la EHE.

Se utilizarán las cuantías de armaduras sombreadas en la imagen superior correspondientes al armado de losas y muros con acero B500S. El tipo y números a disponer se calcula a partir de la siguientes fórmulas:

$$A_{mín} = A_{sección} \cdot \text{Cuantía} (\text{‰})$$

$$A_{mín} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot n$$

Siendo:

$A_{mín}$ = área de armadura

$A_{sección}$ = área de la sección

ϕ = diámetro del redondo

n = número de redondos

Los resultados obtenidos para las cuatro distintas disposiciones de armaduras son los siguientes:

		ϕ (mm)	nº de redondos	Separación (mm)	Rnom (mm)
Cajeros	Armadura vertical	10	5	226,5	30
	Armadura horizontal	10	10	249	30
Solera	Armadura transversal	10	5	226,5	30
	Armadura longitudinal	10	15	285	30

Tabla 2. Armaduras

Se ha impuesto que la separación entre armaduras sea superior a 80mm e inferior a 300mm. Esto ha supuesto la necesidad de tener que triplicar el número de redondos en la armadura longitudinal de la solera. La cuantía total de armadura necesaria en solera y cajeros por metro cúbico de hormigón es la siguiente:

Cuantía de Acero (kg/m3)	
Cajeros	Solera
37	29,35

Tabla 3. Cuantías de armado

Por ser el hormigón un material muy rígido, se adapta mal a las deformaciones del terreno y tiende a agrietarse y fisurarse pudiendo provocar grandes pérdidas por filtraciones. De ello deriva la necesidad de disponer de juntas, debidamente impermeabilizadas, que permitan el movimiento sin agrietamiento ni filtraciones. La necesidad de las juntas viene determinada fundamentalmente por efecto de los asientos diferenciales, esfuerzos de retracción y origen térmico.

Se disponen juntas longitudinales y transversales. Las longitudinales son de poliuretano y se sitúan en la mitad de la sección de los cajeros con el fin de dotar a la sección de articulaciones que permitan ajustarse a las deformaciones del terreno por pequeños asientos diferenciales.

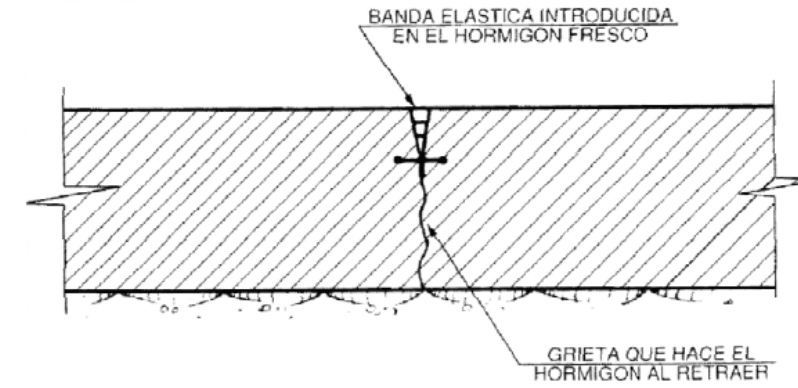


Imagen 2. Detalle junta longitudinal de poliuretano

En sentido transversal se disponen juntas de contracción iniciadas para absorber las retracciones del hormigón en su puesta en obra. Su separación será de 3 metros y tendrá una amplitud de movimiento de 2 milímetros.

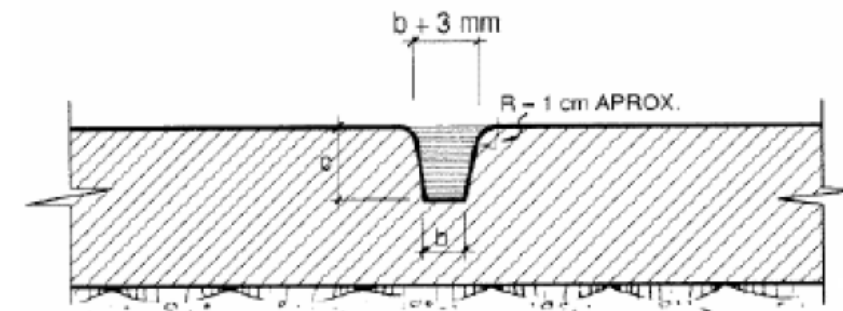


Imagen 3. Detalle junta transversal de contracción

$c = 40\text{mm}; b = 2\text{mm}$

Las juntas por contracción del hormigón compensan en gran medida el efecto del aumento de temperatura exterior por lo que se hace innecesario la construcción de juntas de dilatación.

4.4. Drenaje

Se disponen dos tipos de drenaje, un drenaje exterior para aguas superficiales compuesto por cunetas de coronación a mayor altura del canal y cunetas de derivación en el pie del camino adyacente al canal o en la misma explanación para evitar acumulaciones de agua y el vertido de escorrentías sobre el canal. Estas cunetas se conectan para su desagüe a las acequias que riegan los terrenos de cultivo colindantes.

Por otro lado se coloca un sistema de drenaje interior destinado a la protección del revestimiento evacuando las filtraciones que lo atraviesan. Se dispone un tubo longitudinal



introducido en una zanja drenante capaz de admitir agua por su periferia y conducirla a un punto de salida donde se evacua al exterior. Dicho tubo será de PVC ranurado rodeado por una capa de material filtrante de granulometría seleccionada y una lámina de geotextil que garantice las condiciones de filtro evitando el lavado de finos. Se colocará bajo el revestimiento siguiendo el eje del canal.

En la actual técnica hidráulica se considera que las pérdidas mayores permisibles en un canal sean de 50 l/m².

$$\frac{50}{24h \times 60min \times 60seg} = 0.00058 \text{ l/sm}^2$$

Se establece que para secciones de canal cuyo perímetro no supere los 10 metros de longitud como es el caso de nuestra sección escogida, bastará con un tubo drenante de 8 centímetros de diámetro interior. El sistemas de drenaje profundo evacua sus aguas a la red de saneamiento más cercana.

5. OBRA DE TOMA

La obra de toma consta de un pequeño tramo de pendiente horizontal y 10 metros de longitud a modo de embocadura que finaliza en una compuerta canal vagón, idónea por su sencillez, robustez, estanqueidad, baja pérdida de carga y mínimo mantenimiento la cual regula la entrada de agua en el canal a cielo abierto. Se encuentra ubicada en el margen derecho del embalse que crea el azud de captación.

La toma dispondrá de dos rejillas de dimensiones 2000x3500 milímetros unidas entre sí, con aberturas de 50x50 milímetros e inclinadas 60º respecto a la horizontal, con el objetivo de impedir la entrada en el canal de objetos de tamaño superior como troncos, peces o residuos sólidos arrastrados por el río. Se colocará inmediatamente aguas arriba de la compuerta de regulación.

La compuerta de regulación será tipo canal vagón, de instalación habitual en canales para regulación de agua de grandes dimensiones. Se trata de una compuerta estanca en tres lados y con su marco embebido en el hormigón. Tendrá unas dimensiones de 4000x3000 milímetros de tablero y de 4000x4000 mm en su marco, permitiendo una apertura máxima de compuerta de 1 metro. Funcionará mediante un accionamiento hidráulico controlado desde la E.T.A.P que gobernará las diferentes aperturas en función de las necesidades de caudal en la planta. Su coeficiente de contracción es igual a 0,8.

6. CÁLCULOS HIDRÁULICOS

6.1. Clasificación espacio-temporal del flujo

Para realizar un estudio del movimiento de un líquido en lámina libre, se debe conocer una clasificación de éste en función de dos criterios, el temporal y el espacial. Según el criterio temporal, un flujo puede ser estacionario, si no varía a lo largo del tiempo, o transitorio, cuando sí hace. Según el criterio espacial, un flujo en lámina libre puede ser uniforme o variado, dependiendo si sus características varían o no en el espacio.

Cuando un flujo no varía temporal ni espacialmente, hablamos de régimen estacionario y uniforme del flujo, régimen que apenas se manifiesta en la realidad y que solamente se alcanza con suficiente aproximación en tramos muy largos de canales prismáticos, con sección transversal y pendiente longitudinal constantes a lo largo de su trazado. Este régimen uniforme es el empleado para la elección final de la sección y el primer predimensionamiento. Una vez establecida la sección y las características del canal, se realiza un cálculo completo del funcionamiento hidráulico del canal en régimen gradualmente variado, obteniendo sus curvas de remanso y la situación de desagüe.

6.2. Funcionamiento hidráulico del sistema

El estado del flujo en canales en lámina libre viene gobernado básicamente por el efecto de la relación entre tres fuerzas: las de inercia, en relación con la viscosidad y la gravedad. Al relacionar las fuerzas de inercia con las de gravedad, obtenemos el número de Froude, el cual evalúa el régimen del flujo en función de su estado crítico:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}}$$

El dimensionamiento del canal se realiza de tal forma que el flujo circule en régimen subcrítico ($F < 1$), siendo controlado desde aguas abajo por la energía que proporciona el calado existente en la desembocadura de la cámara de carga.

Se obtendrán los calados normales y críticos para ambas situaciones de caudal con las características geométricas asignadas al canal mediante las siguientes ecuaciones:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 \cdot g}} \quad Q = \left(\frac{B \cdot y_0}{n}\right) \left(\frac{B \cdot y_0}{B + 2y_0}\right)^{2/3} \cdot \sqrt{I}$$

Se realizará el cálculo del funcionamiento hidráulico para ambos caudales de diseño.

$$Q = 5,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

El nivel establecido en la cámara de carga para dicho caudal es de 108 m.s.n.m y la cota de la solera en la desembocadura es de 106,1 m.s.n.m lo que proporciona una energía en el embalse de:



$$H_{cc} = 108 - 106,1 = 1,9 \text{ metros}$$

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 \cdot g}} = \sqrt[3]{\frac{6,05^2}{4^2 \cdot 9,81}} = 0,61 \text{ metros}$$

$$Q = \left(\frac{B \cdot y_o}{n}\right) \left(\frac{B \cdot y_o}{B + 2y_o}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I} \rightarrow y_o = 2,20 \text{ metros}$$

Obtenemos la forma típica de la curva de remanso que se producirá a través de su ecuación general:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_f}{1 - F^2}$$

donde S_o es la pendiente de la solera del canal, S_f es la pendiente motriz y F es el número de Froude.

Con los datos anteriores se puede conocer que la curva de remanso que resultará será una S2 ya que el calado en la desembocadura es menor que el calado normal del canal y obtenemos que a lo largo de sus 3990 metros el calado no alcanza su calado normal (régimen uniforme), siendo el calado aguas abajo de la compuerta de 2,04 metros.

Como se ha mencionado anteriormente, la toma consta de un pequeño tramo de pendiente horizontal de 10 metros de longitud antes de la compuerta de regulación. La energía existente en el embalse es:

$$H_{embalse} = 108,78 - 106,5 = 2,28 \text{ metros}$$

Igualando energías entre el embalse y la embocadura:

$$H_{emboc} = y + \frac{6,05^2}{2g \cdot y^2 \cdot 4^2} \rightarrow y = 2,26 \text{ metros}$$

A lo largo del tramo de embocadura la lámina de agua permanece constante, siendo la energía inmediatamente aguas arriba de la compuerta igual a 2,26 metros.

Por último, obtendremos las condiciones que se dan en la compuerta para nuestro caudal. Aplicando la condición de desagüe libre obtenemos la apertura máxima de compuerta, situación más favorable en desagüe libre, mediante el cálculo del calado conjugado impuesto desde aguas abajo con la ecuación de Bélanger:

$$y_{2,r} = y_{2,l} * = \frac{y_{2,l}}{2} (\sqrt{1 + 8F^2} - 1) = 0,106 \text{ metros}$$

$$y_{2,r} = w \cdot C_c \rightarrow w = \frac{0,106}{0,8} = 0,133 \text{ m}$$

siendo:

- $y_{2,l}$ = calado lento impuesto desde aguas abajo
- $y_{2,r}$ = calado rápido del lento impuesto desde aguas abajo

Igualando energías entre aguas arriba y aguas abajo de la compuerta obtenemos el calado se produce aguas arriba de la compuerta para la situación de desagüe libre:

$$H_0 = H_2 = y_{2,r} + \frac{6,05^2}{4^2 \cdot y_{2,r}^2 \cdot 2g} = 10,50 \text{ metros}$$

$$y_o + \frac{6,05^2}{4^2 \cdot y_o^2 \cdot 2g} = 10,50 \rightarrow y_o = 10,50 \text{ metros}$$

siendo:

- H_0 = energía específica aguas arriba de la compuerta
- H_2 = energía específica aguas abajo de la compuerta
- y_o = calado aguas arriba de la compuerta

De esta manera, con nuestra apertura máxima de 0,133 metros se alcanzaría un calado aguas arriba de la compuerta de 10,50 metros, un número totalmente desorbitado que hace imposible realizar unos cajeros de tal altura.

Por tanto nuestra condición de desagüe será anegada imponiendo un calado aguas arriba de la compuerta igual al calado existente para el caudal medio del río y un calado aguas abajo de la compuerta igual al calado en régimen lento que viene impuesto desde a cámara de carga.

Establecemos igualdad de energías entre aguas arriba de la compuerta y aguas abajo e igualdad de cantidad de movimiento entre inmediatamente aguas abajo de la compuerta y aguas abajo de la compuerta:



$$H_0 = H_1 \rightarrow 2,26 + \frac{6,05^2}{4^2 \cdot 2,28^2 \cdot 2g} = y_1 + \frac{6,05^2}{4^2 \cdot (0,8 \cdot w)^2 \cdot 2g} \rightarrow y_1 + \frac{36,6}{200,91 \cdot w^2} = 2,283$$

$$M_1 = M_2 \rightarrow \frac{y_1^2}{2} + \frac{\left(\frac{6,05}{4}\right)^2}{g \cdot 0,8 \cdot w} = \frac{y_2^2}{2} + \frac{\left(\frac{6,05}{4}\right)^2}{g \cdot y_2} \rightarrow \frac{y_1^2}{2} + \frac{2,28}{7,85 \cdot w} = 2,195$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones con dos incógnitas obtenemos:

$$w = 0,67 \text{ metros} \quad y_1 = 1,88 \text{ metros}$$

Comprobamos que el desagüe trabaja en situación anegada:

$$y_{1,r} = w \cdot C_c = 0,67 \cdot 0,8 = 0,536 \text{ m} \rightarrow y_{1,r}^* = 0,70 \text{ m}$$

Como $y_{1,r}^* < y_{2,l} \rightarrow$ DESAGÜE ANEGADO

$$Q = 3,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

El nivel establecido en la cámara de carga para dicho caudal es de 107,5 m.s.n.m y la cota de la solera en la desembocadura es de 106,1 m.s.n.m lo que proporciona una energía en el embalse de:

$$H_{cc} = 107,5 - 106,1 = 1,4 \text{ metros}$$

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 \cdot g}} = \sqrt[3]{\frac{3,85^2}{4^2 \cdot 9,81}} = 0,46 \text{ metros}$$

$$Q = \left(\frac{B \cdot y_0}{n}\right) \left(\frac{B \cdot y_0}{B + 2y_0}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I} \rightarrow y_0 = 1,57 \text{ metros}$$

Obtenemos la forma típica de la curva de remanso que se producirá a través de su ecuación general:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - F^2}$$

donde S_0 es la pendiente de la solera del canal, S_f es la pendiente motriz y F es el número de Froude.

Con los datos anteriores se puede conocer que la curva de remanso que resultará será una S2 ya que el calado en la desembocadura es menor que el calado normal del canal y obtenemos que a lo largo de sus 3990 metros el calado no alcanza su calado normal (régimen uniforme), siendo el calado aguas abajo de la compuerta de 1,50 metros.

Como se ha mencionado anteriormente, la toma consta de un pequeño tramo de pendiente horizontal de 10 metros de longitud antes de la compuerta de regulación. La energía existente en el embalse es:

$$H_{embalse} = 108,78 - 106,5 = 2,28 \text{ metros}$$

Igualando energías entre el embalse y la embocadura:

$$H_{emboc} = y + \frac{3,85^2}{2g \cdot y^2 \cdot 4^2} \rightarrow y = 2,27 \text{ metros}$$

A lo largo del tramo de embocadura la lámina de agua permanece constante, siendo la energía inmediatamente aguas arriba de la compuerta igual a 2,27 metros.

Por último, obtendremos las condiciones que se dan en la compuerta para nuestro caudal. Aplicando la condición de desagüe libre obtenemos la apertura máxima

de compuerta, situación más favorable en desagüe libre, mediante el cálculo del calado conjugado impuesto desde aguas abajo con la ecuación de Bélanger:

$$y_{2,r} = y_{2,l}^* = \frac{y_{2,l}}{2} (\sqrt{1 + 8F^2} - 1) = 0,08 \text{ metros}$$

$$y_{2,r} = w \cdot C_c \rightarrow w = \frac{0,08}{0,8} = 0,1 \text{ m}$$

siendo:

- $y_{2,l}$ = calado lento impuesto desde aguas abajo
- $y_{2,r}$ = calado rápido del lento impuesto desde aguas abajo



Igualando energías entre aguas arriba y aguas abajo de la compuerta obtenemos el calado se produce aguas arriba de la compuerta para la situación de desagüe libre:

$$H_0 = H_2 = y_{2,r} + \frac{3,85^2}{4^2 \cdot y_{2,r}^2 \cdot 2g} = 7,47 \text{ metros}$$

$$y_0 + \frac{6,05^2}{4^2 \cdot y_0^2 \cdot 2g} = 7,47 \rightarrow y_0 = 7,47 \text{ metros}$$

siendo:

- H_0 = energía específica aguas arriba de la compuerta
- H_2 = energía específica aguas abajo de la compuerta
- y_0 = calado aguas arriba de la compuerta

De esta manera, con nuestra apertura máxima de 0,1 metros se alcanzaría un calado aguas arriba de la compuerta de 7,47 metros, un número muy elevado que no es posible llevar a ejecución.

Por tanto nuestra condición de desagüe será anegada imponiendo un calado aguas arriba de la compuerta igual al calado existente para el caudal medio del río y un

calado aguas abajo de la compuerta igual al calado en régimen lento que viene impuesto desde la cámara de carga.

Establecemos igualdad de energías entre aguas arriba de la compuerta y aguas abajo e igualdad de cantidad de movimiento entre inmediatamente aguas abajo de la compuerta y aguas abajo de la compuerta:

$$H_0 = H_1 \rightarrow 2,27 + \frac{3,85^2}{4^2 \cdot 2,27^2 \cdot 2g} = y_1 + \frac{3,85^2}{4^2 \cdot (0,8 \cdot w)^2 \cdot 2g} \rightarrow y_1 + \frac{14,823}{200,91 \cdot w^2} = 2,28$$

$$M_1 = M_2 \rightarrow \frac{y_1^2}{2} + \frac{\left(\frac{3,85}{4}\right)^2}{g \cdot 0,8 \cdot w} = \frac{y_2^2}{2} + \frac{\left(\frac{3,85}{4}\right)^2}{g \cdot y_2} \rightarrow \frac{y_1^2}{2} + \frac{0,927}{7,85 \cdot w} = 1,188$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones con dos incógnitas obtenemos:

$$w = 0,263 \text{ metros}$$

$$y_1 = 1,22 \text{ metros}$$

Comprobamos que el desagüe trabaja en situación anegada:

$$y_{1,r} = w \cdot C_c = 0,263 \cdot 0,8 = 0,21 \text{ m} \rightarrow y_{1,r}^* = 1,39 \text{ m}$$

Como $y_{1,r}^* < y_{2,l} \rightarrow \text{DESAGÜE ANEGADO}$

Por tanto, las aperturas de compuerta para ambos caudales de diseño serán:

Q (m3/s)	Apertura de compuerta (m)
3,5	0,26
5,5	0,67

Tabla 4. Aperturas de compuerta



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE “LA PRESA”



PARTE 3:

Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento. Proyecto de cámara de carga y tubería (TT.MM. de Villamarchante, Ribarroja y Manises, Valencia) para abastecimiento a la ETAP de La Presa.

Autor: Antonio Valles Murcia



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE “LA PRESA”





ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	4
2. CÁMARA DE CARGA	4
2.1. Localización	4
2.2. Descripción de las obras	4
2.3. Pretratamiento de las aguas	5
2.4. Cálculos estructurales	5
3. TUBERÍA FORZADA	6
3.1. Trazado	6
3.2. Sección tipo en zanja.....	6
3.3. Valvulería y accesorios.....	7
3.3.1. Ventosas	7
3.3.2. Desagües.....	8
3.3.3. Válvulas de corte	9
3.4. Arquetas.....	9
3.5. Cálculo hidráulico.....	10
3.6. Cálculo mecánico	10
4. VALORACIÓN ECONÓMICA	12
4.1. Mediciones.....	12
4.2. Justificación de Precios	13
4.3. Presupuesto General.....	14
BIBLIOGRAFÍA.....	15

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.Coordenadas UTM-30. Cámara de Carga	4
Tabla 2. Armaduras Necesarias.....	6
Tabla 3. Relación entre PFA, PMA y PEA con PN en las válvulas.....	7
Tabla 4. Diámetros de las ventosas en función del tamaño de la tubería	7
Tabla 5. Ventosas.....	8

Tabla 6. Diámetros. Desagües de fondo.....	8
Tabla 7. Desagües.....	8
Tabla 8. Válvulas de Corte	9
Tabla 9. Armaduras Necesarias. Arquetas.....	9

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Reja con dispositivo automático de limpieza	5
Ilustración 2. Disposición de armaduras.....	6

ÍNDICE DE ANEJOS

- Anejo 3.1- Cálculos Hidráulicos
- Anejo 3.2- Cálculos Mecánicos
- Anejo 3.3- Cálculos Estructurales



1. INTRODUCCIÓN.

Tras la parte conjunta del presente Trabajo de Fin de Grado, en la que se definió la problemática, objeto del trabajo, y se plantearon las distintas soluciones a la misma concluyendo en la elección de la solución idónea según los criterios convenidos, la presente memoria, correspondiente a la parte individual, entrará más en detalle en lo concerniente al diseño de la solución adoptada, comprobando y redimensionando, en su caso, las infraestructuras prediseñadas en la parte global. Concretamente, en este caso, el diseño de la cámara de carga y de la tubería forzada que se encargan de transportar el caudal deseado por los términos de Vilamarxant, Ribarroja y Manises hasta la ETAP.

2. CÁMARA DE CARGA

La cámara de carga es una estructura de hormigón armado cuya función consiste en actuar como interfase entre en canal y la tubería forzada, disipando la energía cinética del agua en energía de posición.

Las principales funciones de la cámara de carga o tanque de presión son: permitir la conexión entre el sistema de conducción y la tubería de presión, producir la sedimentación y eliminación de materiales sólidos que pudiera transportar el canal, impidiendo de esta forma la entrada a la tubería de presión de materiales sólidos, de arrastre y flotantes.

Con este fin se realizará un primer tratamiento del agua proveniente del canal, mediante una serie de rejas y macrotamices, tal y como se definirá en su apartado correspondiente “Pretratamiento de las aguas”.

2.1. Localización

La cámara de carga se sitúa en el término de Vilamarxant, el objetivo que se buscó para el emplazamiento de la cámara de carga fue evitar la necesidad de impulsión de las aguas, consiguiendo transportar el agua por gravedad mediante una tubería forzada desde la misma hasta la ETAP. Con este fin, y consensuando la localización idónea con el responsable del trazado del canal que desemboca en la cámara, se llegó al emplazamiento definitivo de la misma, cuyas coordenadas en la cabecera de la tubería forzada son las siguientes:

Coord. Cámara de Carga	
X	Y
703749	4383364

Tabla 1.Coordenadas UTM-30. Cámara de Carga

2.2. Descripción de las obras

Se trata de una cámara enterrada, cimentada a 4.5 m bajo el nivel del terreno (cota 108.5) , de hormigón armado ejecutado in situ, de planta cuadrada de medidas interiores 8 x 8 m² y una altura de muros de 4.5 m sobre la cota de la solera, siendo la altura máxima del agua 4 m, dejando así un resguardo de 0.5 m.

Movimiento de tierras

Se realizará un desbroce y despeje de la zona para proceder a la excavación del emplazamiento del cimiento de la cámara hasta 4 m bajo el nivel del terreno.

No se prevé la presencia de roca, puesto que en los estudios geotécnicos de la zona proporcionados por el IGME se comprueba que en la zona se disponen terrazas, tales como arenas, limos y cantos.

Cimentación mediante losa

La cimentación se resuelve mediante losa de hormigón armado, se establece en 40 cm y está apoyada sobre una capa de hormigón de limpieza de 10 cm de espesor.

Las armaduras, tanto en la parrilla inferior como en la superior serán de $\varnothing 16$ cada 20 cm en ambos sentidos.

Los materiales a emplear en la cimentación serán HA-30/P/20/IV y acero B 400 S.

La losa se trata de forma que quede una superficie regular con pendiente del 1% hacia el desagüe de fondo.

Muros perimetrales

Los muros serán de 0.35 m de espesor y 4.5 m de altura armados tal y como se define en el apartado de “Cálculos estructurales”.

Los materiales a emplear, al igual que en la losa, serán HA-30/P/20/IV y acero B 400 S.

Una vez desencofrados, se tratarán las superficies interiores de la cámara mediante tratamientos impermeabilizantes a base de resinas y poliuretanos aptas para aguas potables y resistente a la intemperie.

Desagüe de fondo

El desagüe de fondo consiste en una tubería de acero de diámetro nominal 400 mm en la que se dispone de una rejilla de acero inoxidable para evitar la entrada de cuerpos sólidos.

El apertura del desagüe de fondo está controlada mediante una válvula de mariposa de igual diámetro y de accionamiento manual.

El agua desaguada, al igual que el agua que rebose por el aliviadero, se conducirá mediante las tuberías citadas a un canal que reintegrará este agua al río. El diseño de estas obras no son objeto del presente TFG.

2.3. Pretratamiento de las aguas

En el tratamiento de potabilización de las aguas superficiales se siguen una serie de procesos físico-químicos que se pueden resumir en:

- **Pretratamientos**, cuyo objetivo es realizar un primer desbaste de las partículas de mayor tamaño presentes en el agua; sólidos de gran tamaño (ramas, cañas, hojas, etc...) mediante la utilización de rejillas y/o tamices de diferentes secciones de paso, así como un desarenado por sedimentación de arenas y gravas.
- **Clarificación**, cuyo objeto es eliminar la materia sólida en suspensión disuelta en el agua y que consta de las siguientes etapas:
 - o Coagulación-floculación
 - o Decantación
 - o Filtración

En la solución adoptada, la entrega de agua a la planta se realiza directamente a las cámaras de mezcla y reparto, sin pasar por el pretratamiento que actualmente tiene instalado la ETAP. Por ello, ese pretratamiento debe realizarse antes de llegar a la misma y se ejecutará en la cámara de carga, antes de que el agua pase a la tubería forzada.

De los procesos mencionados anteriormente, el pretratamiento de aguas de la cámara de carga se encargará del desbaste de las partículas de mayor tamaño.

Según el paso libre de la rejilla (separación entre barrotes), se realizará un primer desbaste medio (con una separación de 10 a 25 mm) y un posterior desbaste fino (con una separación de 3 a 10 mm).

Para ello se utilizará una primera rejilla autolimpiante de 20 mm y un macrotamiz de 5 mm.

La elección de una rejilla de limpieza automática se basa en el riesgo de llegada brusca de materiales vegetales con tendencia a formar un fieltro sobre la rejilla, capaz de producir un atascamiento en un plazo relativamente pequeño. Además, una rejilla de limpieza automática permite ajustar más el dimensionado de la rejilla, pues si la limpieza es manual conviene sobredimensionar la superficie de la misma para evitar intervenciones demasiado frecuentes.

La rejilla se construye en un perfil metálico de sección rectangular, con una resistencia mecánica suficiente para soportar la presión del agua por su grado de inmersión. En su dimensionado se considera un coeficiente de reducción de paso para la velocidad de diseño, en torno al 85 %, así como el grado de colmatación entre el 80% y 90%.

La disposición de la rejilla se diseña recta e inclinada un ángulo de 85° respecto a la horizontal.

La siguiente ilustración, presenta un ejemplo típico de rejilla autolimpiante, como la que se dispondrá en el pretratamiento de la cámara de carga.

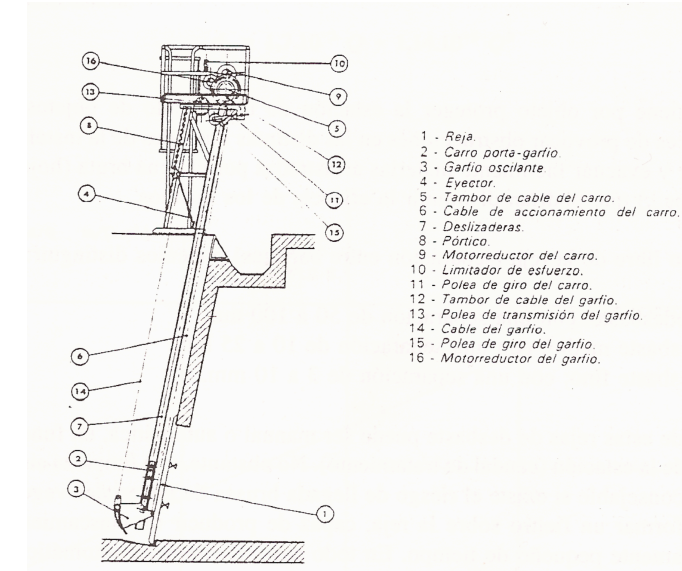


Ilustración 1. Reja con dispositivo automático de limpieza

2.4. Cálculos estructurales

En el siguiente apartado se comprueba estructuralmente las dimensiones prefijadas de la cámara de carga obteniendo la armadura necesaria para que tanto los muros perimetrales como la losa de cimentación soporten las hipótesis de carga consideradas, estos cálculos se encuentran en el *Anejo 3.3 Cálculos estructurales*.

Tanto en los muros como en la solera, el cálculo se lleva a cabo por el método de cálculo de depósitos propuesto por Jiménez Monoya, García Meseguer y Morán Cabré, en su libro *Hormigón Armado*.

Para empezar fue necesario definir el tipo de exposición ambiental, que por el alto grado de humedad y los posibles cloruros que puedan utilizarse en el pretratamiento se estableció como tipo IV para las caras en contacto con el agua y de tipo IIa para las caras en contacto con el terreno.

Dada la clase de exposición y al tratarse de elementos prefabricados “in situ” el recubrimiento según la EHE debe ser de 40 mm.

Los materiales escogidos para el hormigón y las armaduras son:

- HA-30/P/20/IV
- Acero B 400 S

Una vez establecidas las consideraciones previas a los cálculos se procedió a los mismos, suponiendo dos hipótesis de carga diferentes. Una con el depósito lleno, sin considerar los empujes del terreno, y otra con el depósito vacío, considerando solamente estos últimos, teniendo en cuenta en ambas el peso propio de la cámara.

A continuación, despreciando las acciones de sismo y viento, se procede al cálculo de los esfuerzos, que según el método anteriormente citado, consiste en calcular los muros como placas rectangulares sometidas a cargas triangulares, con la sustentación que corresponda al diseño. Así pues, se determinan las leyes de momentos flectores y las reacciones en los apoyos.

Finalmente, se procede a la obtención de las armaduras de flexión y las de tracción sumándose las secciones correspondientes y obteniendo los siguientes resultados:

ARMADURAS DE LA CÁMARA DE CARGA				
PLACA	Armadura tipo	Momento de servicio (kNm/m)	Armadura total	
			A (cm ²)	∅ - s (mm-cm)
Pared	1	$m_{vm} = 5.12$	7	∅12 - 16
	2	-	7	∅12 - 16
	3	$m_{ve} = 58.88$	11.49	∅16 - 17.5
	7	$m_{hm} = 17.92$	8.6	∅12 - 13
	8	$m_{he} = 32$	8.6	∅12 - 13
	9	refuerzo	-	∅12 - 13
Losa	4	$m_{inf} = 63$	10.48	∅16 - 20
	5	solapo	-	∅16 - 20
	6	$m_{sup} = 58.88$	10.4	∅16 - 20

Tabla 2. Armaduras Necesarias

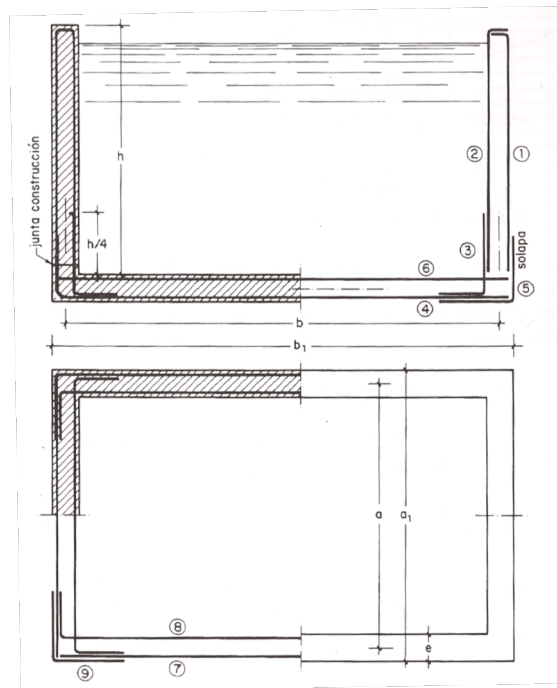


Ilustración 2. Disposición de armaduras

3. TUBERÍA FORZADA

Se trata de una tubería de acero L 355 de Diámetro Nominal 1800 mm y espesor 16 mm, soldado helicoidalmente, que se encarga de transportar un caudal dado desde la cámara de carga anteriormente definida hasta la ETAP de La Presa de Manises. Trascurriendo por los Términos Municipales de Vilamarxant, Ribarroja y Manises.

El caudal de diseño para el que se dimensiona la tubería es de 5.5 m³/s, aunque el caudal normal de operación será de 3.5 m³/s.

3.1. Trazado

Para el diseño del trazado se ha tenido en cuenta el mínimo impacto posible sobre las parcelas por las que discurre. Con este objetivo, y como se comentó en la parte común, el trazado en planta se ha intentado ajustar al recorrido de la ruta ciclista que recorre la zona, manteniéndose siempre en la margen derecha del río Turia debido al condicionante que supone el Parque Natural del Turia, y a que la ETAP se sitúa en este mismo margen del río.

Respecto al trazado en alzado, se ha utilizado una pendiente mínima del 4 por mil en tramos ascendentes y del 4 por mil en tramos descendentes, en el sentido del flujo del agua para evitar los peligros y problemas de explotación que origina la acumulación de aire en el interior de las conducciones.

3.2. Sección tipo en zanja

Para la instalación de la tubería de 1800 mm de diámetro se ha adoptado como ancho de zanja en el fondo de la excavación el diámetro de la misma más 0.40 m de sobrancho a cada lado.

Como secciones tipo normales se consideran la Tipo A trapecial, con taludes de excavación según materiales del sustrato y roca a excavar, y la Tipo B vertical y con entibación, que se desarrolla en rellenos antrópicos o allí donde la superficie de ocupación a causa del talud de la zanja sea demasiado extenso para las condiciones del entorno.

La altura mínima de recubrimiento sobre la clave de los tubos se ha fijado en 1 m y la máxima se ha fijado en 5 m, realizando las comprobaciones oportunas en el caso de alcanzar esta última profundidad, como se detalla en el Anejo 3.2 Cálculos Mecánicos.

En el caso de que las zanjas Tipo A superen una profundidad de 5 m, salvo que haya sostenimientos con entibación, se realizará una variante de la misma en la que, siguiendo las recomendaciones de la “Guía técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión” editada por el CEDEX, se dispondrán bermas de 1 m de anchura a 3 m del fondo.



Respecto a los rellenos, se dispondrá una cama de asiento, situada bajo la entubación, con un espesor de 20 cm extendida a lo ancho de toda la zanja, y compuesta por arena compactada al 95 % del P.N. Posteriormente se rellenará hasta la altura necesaria para formar un apoyo de 120° con la tubería. Esta arena se puede obtener bien del material de la excavación o de prestamos cercanos a la traza.

Seguidamente a la cama de asiento, se colocará un relleno primario, generalmente hasta una altura de 30 cm por encima de la generatriz superior de las tuberías con material seleccionado procedente de las propias excavaciones cribado a un tamaño máximo de 20 mm para no dañar la tubería y se compactará hasta el 100% del P.M.

Posteriormente se rellenará el resto de la zanja hasta 30 cm por debajo del terreno natural con material procedente de la excavación, con un tamaño máximo de 150 cm y compactado al 95% del P.M.

Finalmente se recubrirá el relleno con 30 cm de tierra vegetal, o reconstruyendo el camino ciclista, para quedar perfectamente integrado.

La banda total de ocupación para la colocación de las tuberías es de 20 m de anchura y está compuesta por las siguientes zonas, desde el centro hacia fuera:

Zona de servidumbre de 10 m: para ejecución de zanjas e instalación de tuberías y arquetas, y se dispondrán simétricamente con la tubería, 5 metros a cada lado del eje.

Zona de ocupación temporal de 10 m: 5 m para pista de trabajo a un lado de la zona central para zanjas, y otro 5 m para acopio de tierras al otro lado de la zona central para zanjas.

Esta distribución puede variar en algunos puntos singulares del trazado hasta llegar a disponer de toda la ocupación temporal a un mismo lado de la zanja por disponibilidades o conveniencia de dichos puntos.

3.3. Valvulería y accesorios

Las válvulas y accesorios instalados a lo largo de la tubería se han dispuesto y dimensionado siguiendo los criterios de la “Guía Técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión” del CEDEX, aplicándolos al caso concreto del presente trabajo.

3.3.1. Ventosas

Se disponen ventosas trifuncionales, de doble cuerpo y con purgador, en los puntos más adecuados para cumplir las funciones de admisión de aire durante el vaciado, la expulsión de aire durante el llenado y la purga de aire durante el funcionamiento habitual, situándolas siempre en puntos altos, cambios convexos de alineación en los que la pendiente varíe más de un 10 % y no dejando nunca tramos sin ventosas de más de 1000 metros.

En las válvulas, la Presión Nominal es la Presión de Diseño que pueda alcanzarse en el emplazamiento de la válvula. Las PN normalizadas son las indicadas en la tabla adjunta:

PN	PFA (N/mm ²)	PMA (N/mm ²)	PEA (N/mm ²)
6	0,6	0,8	1,2
10	1,0	1,2	1,7
16	1,6	2,0	2,5
25	2,5	3,0	3,5

Tabla 3. Relación entre PFA, PMA y PEA con PN en las válvulas.

Donde:

- PFA: Presión hidrostática máxima que un componente es capaz de soportar de forma permanente en servicio.
- PMA: Presión máxima, incluido el golpe de ariete, que un componente es capaz de soportar de forma permanente en servicio.
- PEA: Presión hidrostática máxima que un componente recién instalado es capaz de soportar, durante un período de tiempo corto.

La presión nominal de estas válvulas y válvulas asociadas es PN 25, que como se verá en posteriores apartados, es igual o superior a la de la conducción en la que van instaladas.

Con respecto al Diámetro Nominal (DN) de las ventosas, la “Guía técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión” proporciona una serie de diámetros nominales en función del tamaño de la tubería:

Diámetro de la tubería (mm)	Diámetro de la ventosa (mm)
< 250	50, 60, 65
250 a 600	80, 100
600 a 900	125, 150
900 a 1.200	200
> 1.200	2 x 200

Tabla 4. Diámetros de las ventosas en función del tamaño de la tubería

Así pues, las ventosas se dispondrán en grupos de 2 unidades de 200 mm de diámetro, de forma que cada una de ellas tenga un 60 % de la capacidad total necesaria por motivos de seguridad.

Las dos ventosas se colocan sobre la tapa de una boca de hombre constituida por una derivación de igual diámetro al de la conducción y de la misma calidad que la de esta.

Toda ventosa lleva una válvula de compuerta de igual diámetro para permitir aislarla de la conducción sin tener que interrumpir el servicio.



También se instalan ventosas aguas abajo de toda válvula de corte para mejorar su funcionamiento frente a aperturas parciales durante la explotación, evitando así cavitaciones en las mismas.

Todas las ventosas van instaladas en el interior de arquetas con rejillas para facilitar la ventilación y la aireación.

En total hay 25 puntos con ventosas (50 en total), 2 en cada uno de las PP.KK. siguientes:

VENTOSAS			
P.K. (m)	X (m)	Y (m)	Cota Terreno (m)
13+076	703761.605	4383361.97	109
12+349	704468.966	4383201.59	95
11+921	704791.535	4382921.63	93
11+618	705014.839	4382716.83	92
11+398	705180.488	4382573.52	89
11+267	705309.728	4382552.82	90
10+895	705642.477	4382407.74	88
9+508	706858.322	4382011.88	86
9+440	706887.261	4381950.4	86
9+137	707012.252	4381674.38	84
8+881	707110.166	4381440.46	83
8+116	707703.285	4380977.56	77
7+478	708314.101	4380825.45	76
6+261	709441.872	4380503.67	71
5+108	710464.503	4380480.56	71
5+052	710504.097	4380440.96	72
4+533	710878.808	4380083.82	70
4+296	711083.658	4379965.92	70
4+231	711146.108	4379947.89	72
3+462	711827.359	4379650.58	64
2+509	712578.271	4379274.7	65
2+346	712674.749	4379143.32	65
1+657	712836.74	4378483.83	80
0+816	713485.908	4377962.25	56
0+189	714024.434	4377713.23	60

Tabla 5. Ventosas

3.3.2. Desagües

Se dispondrán desagües para permitir el eventual vaciado de la conducción en todos los puntos bajos y junto a válvulas de corte en el lado que se deba desaguar, o en ambos si está en un punto bajo.

Los desagües son de tubería de la misma calidad o superior que la de la tubería principal y dispondrán de dos válvulas, una de compuerta y otra de mariposa.

La instalación de estas dos válvulas deriva de la necesidad de aumentar la seguridad, ya que en caso de avería de la válvula de mariposa, pueda repararse sin necesidad de vaciar la tubería.

Al igual que en el caso anterior, el Diámetro Nominal de los desagües está relacionado con el DN de la tubería según la siguiente tabla:

DN de la tubería	DN del desagüe
DN < 200	80
250 < DN < 350	100
400 < DN < 600	150
700 < DN < 1.000	200
1.200 < DN < 1.600	300
DN > 1.600	400

Tabla 6. Diámetros. Desagües de fondo.

Así pues, los desagües se establecen con un diámetro de 400 mm y de PN 25, así como sus correspondientes válvulas.

En total hay 31 desagües, en cada uno de los PP.KK siguientes:

DESAGÜES			
P.K. (m)	X (m)	Y (m)	Cota Terreno (m)
12+095	704663.301	4383039.24	92
11+760	704910.188	4382812.81	91
11+483	705114.33	4382625.58	86
11+322	705255.42	4382561.3	86
11+191	705383.471	4382534.43	83
9+563	706823.94	4382054.74	79
9+559	706826.493	4382051.66	79
9+508	706858.322	4382011.88	86
9+488	706867.612	4381994.19	84
8+995	707070.828	4381545.02	81
8+839	707137.57	4381408.63	78
8+200	707625.146	4381008.24	77
7+518	708277.867	4380842.39	72
6+863	708889.27	4380689.31	70
6+324	709380.837	4380488.13	71
6+239	709463.182	4380509.13	70
5+152	710433.394	4380511.67	65
5+094	710474.402	4380470.66	69
4+938	710584.697	4380360.34	69
4+531	710880.517	4380082.78	70
4+419	710976.259	4380024.66	66
4+270	711108.638	4379958.71	67
3+503	711795.613	4379676	64
3+498	711798.873	4379672.2	63
2+724	712451.014	4379447.99	60
2+557	712549.86	4379313.39	59
2+406	712639.236	4379191.68	62
1+805	712815.564	4378630.03	56
1+193	713176.282	4378176.38	55
0+832	713472.425	4377970.78	55
0+383	713889.112	4377840.87	54

Tabla 7. Desagües



3.3.3. Válvulas de corte

Las válvulas de corte se instalan con el objetivo de aislar tramos de tubería y poder trabajar en ellos independientemente del resto.

En las grandes tuberías de transporte las longitudes usuales de los tramos de tuberías a aislar mediante válvulas de paso son de unos 1000 a 5000 m.

Serán válvulas de mariposa motorizadas cuyo accionamiento podrá ser manual o por aplicación de corriente desde un grupo generador móvil del servicio de explotación o de la red.

Estas válvulas de corte van instaladas en el interior de arquetas con rejillas para facilitar la ventilación y la aireación de la ventosa que siempre llevan aguas abajo.

En total se disponen 5 válvulas de corte, una en cada uno de los PP.KK siguientes:

V. CORTE			
P.K. (m)	X (m)	Y (m)	Cota Terreno (m)
13+089	703749.401	4383364.4	108.5
11+922	704790.798	4382922.31	93
9+561	706825.217	4382053.2	79
6+842	708909.453	4380683.53	71
3+501	711796.917	4379674.48	64

Tabla 8. Válvulas de Corte

3.4. Arquetas

Una arqueta es un pequeño depósito donde se posibilita el acceso a la tubería y a los accesorios y singularidades que esta contiene.

En el presente trabajo se disponen un total de 3 arquetas diferentes: arquetas de ventosas, arquetas de desagüe y arquetas de corte o seccionamiento. Cada una alojando el accesorio correspondiente y permitiendo el acceso para labores de explotación, inspección y mantenimiento.

Las arquetas se dimensionan de manera que como máximo sobresalgan del terreno 1 m, siendo así todas ellas enterradas en su mayor parte.

Por simplicidad constructiva y de cálculo se han escogido unas mismas dimensiones perimetrales para todas las arquetas, siendo la altura de estas variable dependiendo de la profundidad a la que se encuentre la tubería a su paso por la arqueta. Previendo esta variabilidad de alturas, se proyectó un trazado en alzado de la conducción tal que la altura máxima de las arquetas fuera menor a 5 m, con lo que los cálculos estructurales y del armado de las arquetas se realizarán para una altura de 5 m, quedando así del lado de la seguridad.

Las dimensiones planteadas para las arquetas, tal y como se muestran en la correspondiente serie de planos 3.2.5, quedan de la siguiente manera:

- a = 3 m
- b = 4 m.
- Espesor de pared = 0.40 m
- Espesor de solera = 0.40 m
- Altura de agua Hw = 5 m
- Altura del relleno de tierras Ht = 5 m

El cálculo, tanto de los muros como de la solera, de las arquetas, se lleva a cabo, como en el caso de la cámara de carga, por el método de cálculo de depósitos propuesto por Jiménez Montoya, García Meseguer y Morán Cabré, en su libro *Hormigón Armado*.

Para la cubierta se toman losas de hormigón armado prefabricadas, de espesor 40 cm, con una carga de rotura de 25 Tm y con una armadura en ambos sentidos de 16ø cada 20 cm tanto inferior como superior, asegurando así su resistencia a las posibles sobrecargas de uso que deba soportar.

Para todos los cálculos se tiene en consideración la clase de exposición que como en el caso anterior, será de tipo IV para la cara en contacto con el agua y IIa para la cara exterior.

Así pues, se fija el mismo recubrimiento nominal de 40 mm para las armaduras y se procede al cálculo de las mismas obteniendo los siguientes resultados:

ARMADURAS DE LAS ARQUETAS				
PLACA	Armadura tipo	Momento de servicio (kNm/m)	Armadura total	
			A (cm ²)	ø - s (mm-cm)
Pared a	1	m _{vm} = 12.5	8	ø14 - 20
	2	-	8	ø14 - 20
	3	m _{ve} = 43.75	8	ø14 - 20
	7	m _{hm} = 16.25	9.65	ø16 - 20
	8	m _{he} = 37.5	9.65	ø16 - 20
Pared b	9	refuerzo	-	ø16 - 20
	1	m _{vm} = 12.5	8	ø14 - 20
	2	-	8	ø14 - 20
	3	m _{ve} = 43.75	8	ø14 - 20
	7	m _{hm} = 16.25	9.39	ø16 - 20
Losa axb	8	m _{he} = 37.5	9.39	ø16 - 20
	9	refuerzo	-	ø16 - 20
	4	m _{inf} = 35	10.25	ø16 - 20
Losa bxa	5	solapo	-	ø16 - 20
	6	m _{sup} = 43.75	10.25	ø16 - 20
	4	m _{inf} = 26.25	10.19	ø16 - 20
	5	solapo	-	ø16 - 20
	6	m _{sup} = 43.75	10.19	ø16 - 20

Tabla 9. Armaduras Necesarias. Arquetas

Siguiendo la misma disposición de armaduras que se definió para la cámara de carga.



3.5. Cálculo hidráulico

Es necesario comprobar las características hidráulicas de la tubería diseñada, para ello en el *Anejo 3.1 Cálculos Hidráulicos* se realizan los cálculos necesarios para el dimensionamiento y comprobación del diámetro de la tubería, así como el cálculo de la altura piezométrica en la misma y su Presión Máxima de Diseño (MDP).

Para ello se comienza obteniendo la velocidad máxima admisible para la circulación del agua mediante la expresión de Mougny, que por las características de la tubería resulta de 2.5 m³/s. Este valor, se comprueba que es mayor que la velocidades que se alcanzan cuando circula el caudal de diseño de 5.5 m³/s, que son de 2.24 m/s.

Una vez comprobado que el diámetro de la tubería proporciona velocidades admisibles se procede a calcular las pérdidas de carga que se dan a lo largo de la conducción.

Primero se obtienen las pérdidas de carga continuas por fricción mediante la fórmula universal de Darcy-Weisbach representando finalmente los resultados en un gráfico con el que se puede comprobar que la línea de alturas piezométricas está siempre por encima de la cota geométrica del eje de la tubería, evitando así puntos vulnerables a cavitación en las zonas de elevada cota topográfica.

Adicionalmente a las pérdidas de carga continuas, deben calcularse las pérdidas de carga localizadas. Son pérdidas de energía mecánica debidas a las perturbaciones locales del flujo ocasionadas por los elementos accesorios de la tubería. Estas pérdidas producen una discontinuidad en la línea de energía en la sección correspondiente a la singularidad y se adicionan a las pérdidas de fricción.

Estas singularidades incluyen tanto codos como válvulas.

En cuanto a los codos, en el diseño del trazado, tanto en planta como en alzado, se disponen de acuerdos circulares en todo cambio de alineación superior a 10 grados. Esto hace que los codos dispuestos a lo largo de la conducción presenten radios y longitudes tales como para considerar una pérdida de carga equivalente a la pérdida de carga continua producida en su longitud.

Sin embargo, sí cabe considerar las válvulas anteriormente definidas, así como la embocadura desde la cámara de carga a la tubería.

Estas pérdidas se evalúan como una fracción K del término de velocidad de la fórmula de Darcy-Weisbach.

En cuanto a la embocadura, al tratarse de una embocadura de bordes vivos, se toma un valor de 0.5 para el coeficiente K.

Las válvulas de corte, en este caso válvulas de mariposa, tienen un coeficiente de pérdidas en abierto entre 0.1 y 0.3 con lo que se considera una K de 0.25.

Para el caso de los desagües, como para las ventosas, se toma la recomendación del fabricante tomando un valor de 0.3 y 0.4 respectivamente.

Tras el cálculo de estas pérdidas, y sumándolas a las pérdidas continuas, se llega a la conclusión de que se tiene energía suficiente para que el caudal de diseño circule por gravedad en todo su recorrido y que en el punto de inicio de la entrega, el valor de esta energía será de 26 m.

Por último, respecto a los cálculos hidráulicos necesarios, se obtiene el valor de la Presión Máxima de Diseño (MDP).

Para ello se suma la Presión de Diseño (DP), que se obtiene a partir de la ecuación de Bernoulli, y las sobrepresiones producidas por el posible golpe de ariete.

El cálculo del golpe de ariete, al tratarse de una conducción larga, se realiza utilizando la fórmula de Allieve (1903), obteniendo así el valor máximo no en el extremo de cierre, sino en un punto genérico del interior de la tubería.

Finalmente, tras los cálculos citados y sumando tanto la DP como el valor obtenido para el golpe de ariete, resulta una MDP de 2.58 MPa, valor que posteriormente será utilizado para los cálculos y comprobaciones mecánicas de la tubería.

3.6. Cálculo mecánico

Para comprobar que la tubería de acero elegida es adecuada se realizan los cálculos mecánicos oportunos, recogidos en el *Anejo 3.2 Cálculos Mecánicos*, donde se utiliza el procedimiento planteado por la "Guía Técnica sobre Tuberías para el transporte de agua a presión, CEDEX". Este método plantea varias hipótesis pésimas de carga", que las tuberías de acero enterradas deben cumplir.

Estas hipótesis son las siguientes:

- Estado tensional debido a la acción exclusiva de la presión interna.
- Deformación causada por la acción exclusiva de las acciones externas.
- Pandeo o colapso producido por la acción de las acciones externas y de la presión interna negativa.

Cabe recordar que se trata de una tubería de acero L 355, con un diámetro nominal de 1800 mm y un espesor de chapa de 16 mm.

Con las dimensiones anteriormente citadas se procede al cálculo y comprobación de las hipótesis mencionadas.

Estas comprobaciones, inicialmente, se realizaron utilizando las dimensiones de zanjas tipo definidas anteriormente y en el *Plano 324 Sección transversal tipo*. Donde la altura de tierras sobre clave es de 1.5 m. Obteniendo unos resultados satisfactorios para cada una de las hipótesis.

Sin embargo, la altura de tierras sobre la clave de la tubería es variable a lo largo de su traza y por ello se comprueban las hipótesis anteriores para la altura máxima de tierras sobre clave fijada, 5 m.



Realizando los cálculos de nuevo se comprueba que la hipótesis II, no cumple, resultando deformaciones, debidas a las acciones externas, superiores a la máxima admisible.

Para solucionar esto se propone mejorar el tipo de compactación del terreno, pasando de un terreno con compactación media a un terreno bien compactado, lo que solucionaría el problema haciendo cumplir todas las hipótesis.

Para finalizar, realizando los cálculos anteriores, a la inversa, de manera que la incógnita a resolver sea la altura de tierras, se obtiene que el valor máximo de altura de tierras sobre clave, a partir del cual se necesitará mejorar la compactación, es de 4.75 m.

Esta situación ocurre solamente en una ocasión a lo largo del trayecto de la tubería, en el PK 10+900, donde se deberán realizar las soluciones planteadas para el correcto funcionamiento de la conducción.



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE "LA PRESA"



4.2. Justificación de Precios

kg Acero B 400 S en armadura						
ACERO CORRUGADO EN REDONDOS, TIPO B-400-S (DE LÍMITE ELÁSTICO 400 N/mm ²), EN CIMENTACIONES, MUROS Y LOSAS INCLUSO SUMINISTRO, FERRALLADO, COLOCACIÓN, Y PARTE PROPORCIONAL DE SEPARADORES, DESPUNTES Y SOLAPES.						
Descompuesto	Ud	Descomposición	Rend.	Precio unitario	Precio partida	
	h	Oficial primera	0.006	11.23	0.07	
	h	Ayudante	0.008	10.57	0.08	
	kg	ACERO CORRUGADO B 400 S	1	0.65	0.65	
	kg	Alambre atar 1.30 mm	0.006	0.63	0.00	
	%	Medios auxiliares	2.000	0.81	0.02	
	%	Costes indirectos	3.000	0.82	0.02	
					Total por kg	0.85 €
UD Válvula de mariposa diam 400 mm, PN 16						
VÁLVULA DE MARIPOSA (VM) DE FUNDICIÓN DÚCTIL, PN 16 ATM, DN 400 MM, CON UNIÓN MEDIANTE TORNILLERÍA DE ACERO INOXIDABLE Y JUNTAS ELASTOMÉRICAS DE ESTANQUEIDAD, INCLUSO ADQUISICIÓN, SUMINISTRO, INSTALACIÓN Y PRUEBAS.						
Descompuesto	Ud	Descomposición	Rend.	Precio unitario	Precio partida	
	h	Oficial primera	4.500	11.23	50.54	
	h	Peón especializado	3.600	10.57	38.05	
	h	Ayudante	4.5	10.57	47.57	
	h	Camión grúa de 3 Tn	1.8	32	57.60	
	ud	Válvula mariposa Ønom=400 mm,PN16 bar	1.000	803.02	803.02	
	%	Medios auxiliares	2.000	996.77	19.94	
	%	Costes indirectos	3.000	1016.71	30.50	
					Total por UD	1,047.21 €

CAPITULO 2. TUBERÍA						
m ² Desbroce y limpieza del terreno con arbustos.						
Desbroce y limpieza del terreno con arbustos, hasta una profundidad mínima de 25 cm, con medios mecánicos, retirada de los materiales excavados y carga a camión, sin incluir transporte a vertedero autorizado.						
Descompuesto	Ud	Descomposición	Rend.	Precio unitario	Precio partida	
	h	Motosierra a gasolina, de 50 cm de espada y 3,2 CV de potencia.	0.020	3.00	0.06	
	h	Pala cargadora sobre neumáticos de 120 kW/1,9 m ³ .	0.015	40.13	0.60	
	h	Peón ordinario construcción.	0.060	10.53	0.63	
	%	Medios auxiliares	2.000	1.62	0.03	
	%	Costes indirectos	3.000	1.65	0.05	
					Total por m2	1.70 €
m ³ Excavación en cualquier terreno salvo roca.						
EXCAVACIÓN EN ZANJAS, POZOS Y EMPLAZAMIENTOS DE OBRAS DE FÁBRICA Y SIFONES, EN CUALQUIER CLASE DE TERRENO (EXCEPTO ROCA), INCLUSO REFINO DE TALUDES, AGOTAMIENTO NECESARIO Y TRANSPORTE DE PRODUCTOS SOBREPANTES A VERTEDERO O LUGAR DE EMPLEO.						
Descompuesto	Ud	Descomposición	Rend.	Precio unitario	Precio partida	
	h	Peón ordinario	0.048	10.53	0.51	
	h	Retrocargadora neum. 75 CV	0.048	32.15	1.55	
	h	Bomba autoas.el.ag.lim.a.p.3kW	0.008	2.31	0.02	
	h	Camión basculante 6x 4 20 t.	0.077	32.36	2.50	
	%	Medios auxiliares	2.000	4.57	0.09	
	%	Costes indirectos	3.000	4.66	0.14	
					Total por m3	4.80 €
m ³ Relleno cama de arena						
ARENA DE RÍO DE TAMAÑO 0/5 MM, EXTENDIDA EN CAPAS DE 20 CM DE ESPESOR EN RELLENOS, INCLUSO ADQUISICIÓN, CARGA, TRANSPORTE, VERTIDO, EXTENSIÓN, HUMECTACIÓN, Y COMPACTACIÓN.						
Descompuesto	Ud	Descomposición	Rend.	Precio unitario	Precio partida	
	h	Capataz	0.034	11.50	0.39	
	h	Peón ordinario	0.117	10.53	1.23	
	m ³	Arena de río 0/5 mm	1.000	11.34	11.34	
	h	Rodillo vibr. Autopr. Mixto 7 t.	0.043	8.28	0.35	
	h	Retrocargadora neum. 75 CV	0.086	24.12	2.07	
	h	Cisterna agua x/camión 10000 l.	0.043	25.40	1.09	
	%	Medios auxiliares	2.000	16.47	0.33	
	%	Costes indirectos	3.000	16.80	0.50	
					Total por m3	17.30 €

m ³ Relleno en zanja, mat. préstamos, Tmax=20 mm,100%P.M.						
RELLENO EN ZANJA CON MATERIAL SELECCIONADO COMPACTADO AL 100% DEL PROCTOR MODIFICADO, CON TAMAÑO MÁXIMO DE ÁRIDO 20 MM, INCLUSO ACOPIOS INTERMEDIOS, MACHAQUEO, CRIBADO, EXTENDIDO Y HUMECTACIÓN.						
Descompuesto	Ud	Descomposición	Rend.	Precio unitario	Precio partida	
	h	Oficial segunda	0.273	10.78	2.95	
	h	Peón ordinario	0.273	10.53	2.88	
	h	Cisterna agua x/camión 10000 l.	0.055	25.40	1.39	
	h	Pala carg. Neumát. 85 CV/1.2m ³	0.055	33.61	1.84	
	h	Rodillo v. Dúplex 55cm 800 kg.man	0.273	4.70	1.28	
	%	Medios auxiliares	2.000	10.33	0.21	
	%	Costes indirectos	3.000	10.54	0.32	
					Total por m3	10.85 €

m ³ Relleno en zanja, mat. excavación, Tmax=150 mm, 95%P.N.						
RELLENO EN ZANJA CON MATERIAL PROCEDENTE DE LA EXCAVACIÓN, COMPACTADO AL 95% PN, CON TAMAÑO MÁXIMO DE ÁRIDO 150 MM, INCLUSO ACOPIOS INTERMEDIOS, MACHAQUEO, CRIBADO, EXTENDIDO Y HUMECTACIÓN.						
Descompuesto	Ud	Descomposición	Rend.	Precio unitario	Precio partida	
	h	Peón ordinario	0.133	10.53	1.40	
	h	Cisterna agua x/camión 10000 l.	0.017	25.40	0.42	
	h	Pala carg. Neumát. 85 CV/1.2m ³	0.017	33.61	0.56	
	h	Rodillo v. Dúplex 55cm 800 kg.man	0.136	4.70	0.64	
	%	Medios auxiliares	2.000	3.03	0.06	
	%	Costes indirectos	3.000	3.09	0.09	
					Total por m3	3.18 €

m ² Entibación de zanja, con módulos metálicos de acero						
ENTIBACIÓN DE ZANJA, CON MÓDULOS METÁLICOS DE ACERO INCLUSO SUMINISTRO, COLOCACIÓN, RECUPERACIÓN Y LIMPIEZA.						
Descompuesto	Ud	Descomposición	Rend.	Precio unitario	Precio partida	
	h	Oficial primera	0.220	11.23	2.47	
	h	Peón ordinario	0.440	10.53	4.63	
	h	Retroexcavadora hidráulica s/ruedas, 14t	0.218	33.55	7.30	
	m ²	Panel metálico acero 200 usos, apuntalamiento zanjás, c/codales	2.000	0.57	1.14	
	%	Medios auxiliares	2.000	15.54	0.31	
	%	Costes indirectos	3.000	15.85	0.48	
					Total por m2	16.33 €

m Tubería de acero de Ø 1800 mm, espesor 16 mm						
TUBERÍA DE ACERO S355JR DE DIÁMETRO NOMINAL 1800 MM Y ESPESOR 16 MM, TOTALMENTE COLOCADA EN ZANJA Y PROBADA.						
Descompuesto	Ud	Descomposición	Rend.	Precio unitario	Precio partida	
	m	Tubo acero S355JR diámetro 1800 de 16mm de espesor	1.000	477.29	477.29	
	h	Grúa telescópica autoprop. 40 T.	0.190	90.25	17.11	
	h	Oficial primera	0.600	11.23	6.74	
	h	Ayudante	0.250	10.57	2.64	
	h	Peón especializado	0.380	10.57	4.02	
	h	Peón ordinario	0.380	10.53	4.00	
	%	Medios auxiliares	2.000	511.80	10.24	
	%	Costes indirectos	3.000	522.04	15.66	
					Total por m	537.70 €

CAPITULO 3. ARQUETAS						
m ² Desbroce y limpieza del terreno con arbustos.						
Desbroce y limpieza del terreno con arbustos, hasta una profundidad mínima de 25 cm, con medios mecánicos, retirada de los materiales excavados y carga a camión, sin incluir transporte a vertedero autorizado.						
Descompuesto	Ud	Descomposición	Rend.	Precio unitario	Precio partida	
	h	Motosierra a gasolina, de 50 cm de espada y 3,2 CV de potencia.	0.020	3.00	0.06	
	h	Pala cargadora sobre neumáticos de 120 kW/1,9 m ³ .	0.015	40.13	0.60	
	h	Peón ordinario construcción.	0.060	15.92	0.96	
	%	Medios auxiliares	2.000	1.62	0.03	
	%	Costes indirectos	3.000	1.65	0.05	
					Total por m2	1.70 €



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE "LA PRESA"



m³ Excavación en cualquier terreno salvo roca.					
EXCAVACIÓN EN ZANJAS, POZOS Y EMPLAZAMIENTOS DE OBRAS DE FÁBRICA Y SIFONES, EN CUALQUIER CLASE DE TERRENO (EXCEPTO ROCA), INCLUSO REFINO DE TALUDES, AGOTAMIENTO NECESARIO Y TRANSPORTE DE PRODUCTOS SOBREPESANTES A VERTEDERO O LUGAR DE EMPLEO.					
Descompuesto	Ud	Descomposición	Rend.	Precio unitario	Precio partida
	h	Peón ordinario	0.048	10.53	0.51
	h	Retrocargadora neum. 75 CV	0.048	32.15	1.55
	h	Bomba autoas.el.ag.lim.a.p.3kW	0.008	2.31	0.02
	h	Camión basculante 6x 4 20 t.	0.077	32.36	2.50
	%	Medios auxiliares	2.000	4.57	0.09
	%	Costes indirectos	3.000	4.66	0.14
Total por m3					4.80 €
m³ Hormigón en masa HM-20/P/20/Ila central					
HORMIGÓN EN MASA HM-20/P/20/IIA, (DE RESISTENCIA CARACTERÍSTICA 20 N/mm2) DE CONSISTENCIA PLÁSTICA, TAMAÑO MÁXIMO DEL ÁRIDO 20 mm, PARA AMBIENTE DE EXPOSICIÓN NORMAL, EN RELLENOS, OBRAS DE FÁBRICA, CUNETAS, ETC., INCLUSO FABRICACIÓN, TRANSPORTE Y VERTIDO.					
Descompuesto	Ud	Descomposición	Rend.	Precio unitario	Precio partida
	h	Oficial primera	0.255	11.23	2.86
	h	Peón ordinario	0.417	10.53	4.39
	m³	Hormigón HM-20/P/20/IIa	1.000	52.07	52.07
	h	Vibrador hormigón, aguja Ø56 mm	0.105	1.65	0.17
	%	Medios auxiliares	2.000	59.49	1.19
	%	Costes indirectos	3.000	60.68	1.82
Total por m3					62.50 €
m³ Hormigón HA-30/P/20/Ila central en cimentaciones					
HORMIGÓN HA-30/P/20/IV PARA ARMAR EN CIMENTACIONES (DE RESISTENCIA CARACTERÍSTICA 30 N/mm2) DE CONSISTENCIA PLÁSTICA, TAMAÑO MÁXIMO DE ÁRIDO 20 mm, PARA AMBIENTE DE EXPOSICIÓN TIPO IV, HUMEDAD ALTA, EN CIMENTACIONES, INCLUSO FABRICACIÓN, TRANSPORTE, VERTIDO, VIBRADO Y CURADO.					
Descompuesto	Ud	Descomposición	Rend.	Precio unitario	Precio partida
	h	Oficial primera	0.088	11.23	0.99
	h	Peón ordinario	0.216	10.53	2.27
	h	Peón especializado	0.216	10.57	2.28
	m³	Hormigón HA-30/P/20/Ila central	1.000	62.93	62.93
	h	Vibrador hormigón, aguja Ø56 mm	0.102	1.65	0.17
	%	Medios auxiliares	2.000	68.64	1.37
	%	Costes indirectos	3.000	70.01	2.10
Total por m3					72.12 €
m² Encofrado y desencofrado					
SUPERFICIE DE ENCOFRADO, CON PLACAS METÁLICAS EN PARAMENTOS VERTICALES PLANOS, INCLUSO SUMINISTRO DE LAS PLACAS, COLOCACIÓN, DESENCOFRADO Y PARTE PROPORCIONAL DE APEOS, APUNTALAMIENTOS Y DESENCOFRANTE.					
Descompuesto	Ud	Descomposición	Rend.	Precio unitario	Precio partida
	h	Oficial primera	0.222	11.23	2.49
	h	Peón ordinario	0.444	10.53	4.67
	h	Peón especializado	0.444	10.57	4.69
	h	Ayudante	0.333	10.57	3.52
	kg	Aditivo desencofrante	0.200	1.19	0.24
	kg	Alambre atar 1.30 mm	0.008	0.63	0.01
	kg	Puntas 20x100	0.040	1.03	0.04
	m²	Encof. Panel metal 5/10 m2. 50 p.	1.109	0.65	0.72
	m	Fleje para encofrado metálico	0.554	0.17	0.09
	%	Medios auxiliares	2.000	16.47	0.33
	%	Costes indirectos	3.000	16.80	0.50
Total por m2					17.30 €
m² Acero B 400 S en armadura					
ACERO CORRUGADO EN REDONDOS, TIPO B-400-S (DE LÍMITE ELÁSTICO 400 N/mm2), EN CIMENTACIONES, MUROS Y LOSAS INCLUSO SUMINISTRO, FERRALLADO, COLOCACIÓN, Y PARTE PROPORCIONAL DE SEPARADORES, DESPUNTES Y SOLAPES.					
Descompuesto	Ud	Descomposición	Rend.	Precio unitario	Precio partida
	h	Oficial primera	0.006	11.23	0.07
	h	Ayudante	0.008	10.57	0.08
	kg	ACERO CORRUGADO B 400 S	1	0.65	0.65
	kg	Alambre atar 1.30 mm	0.006	0.63	0.00
	%	Medios auxiliares	2.000	0.81	0.02
	%	Costes indirectos	3.000	0.82	0.02
Total por m2					0.85 €
UD Válvula de mariposa diam 400 mm, PN 16					
VÁLVULA DE MARIPOSA (VM) DE FUNDICIÓN DÚCTIL, PN 16 ATM, DN 400 MM, CON UNIÓN MEDIANTE TORNILLERÍA DE ACERO INOXIDABLE Y JUNTAS ELASTOMÉRICAS DE ESTANQUEIDAD, INCLUSO ADQUISICIÓN, SUMINISTRO, INSTALACIÓN Y PRUEBAS.					
Descompuesto	Ud	Descomposición	Rend.	Precio unitario	Precio partida
	h	Oficial primera	4.500	11.23	50.54
	h	Peón especializado	3.600	10.57	38.05
	h	Ayudante	4.5	10.57	47.57
	h	Camión grúa de 3 Tn	1.8	32	57.60
	ud	Válvula mariposa Ønom=400 mm,PN16 bar	1.000	803.02	803.02
	%	Medios auxiliares	2.000	996.77	19.94
	%	Costes indirectos	3.000	1016.71	30.50
Total por UD					1,047.21 €

4.3. Presupuesto General

CAPITULO 1. CÁMARA DE CARGA				
Denominación	Cantidad	Precio	Total	
m² Desbroce y limpieza del terreno con arbustos.	400.00	1.70 €	680.00 €	
m³ Excavación en cualquier terreno salvo roca.	549.18	4.80 €	2,638.54 €	
m³ Hormigón en masa HM-20/P/20/Ila central.	9.881	62.50 €	617.58 €	
m³ Hormigón HA-30/P/20/Ila central en cimentaciones.	122.518	72.12 €	8,835.41 €	
m² Encofrado y desencofrado	477	17.30 €	8,253.73 €	
kg Acero B 400 S en armadura	8013.84	0.85 €	6,783.63 €	
UD Válvula de mariposa diam 400 mm, PN 16	2	1,047.21 €	2,094.42 €	
TOTAL				29,903.31 €

CAPITULO 2. TUBERÍA				
Denominación	Cantidad	Precio	Total	
m² Desbroce y limpieza del terreno con arbustos.	242145.00	1.70 €	411,646.50 €	
m³ Excavación en cualquier terreno salvo roca.	299047.00	4.80 €	1,436,788.25 €	
m³ Relleno cama de arena	12041.88	17.30 €	208,370.50 €	
m³ Relleno en zanja, mat. préstamos, Tmax=20 mm,100%P.M.	47362.63	10.85 €	514,036.13 €	
m³ Relleno en zanja, mat. excavación, Tmax=150 mm, 95%P.N.	86439.85	3.18 €	274,725.72 €	
m² Entibación de zanja, con módulos metálicos de acero	2000.00	16.33 €	32,654.59 €	
m Tubería de acero de Ø 1800 mm, espesor 16 mm	13089	537.70 €	7,037,915.70 €	
TOTAL				9,916,137.39 €

CAPITULO 3. ARQUETAS				
Denominación	Cantidad	Precio	Total	
m² Desbroce y limpieza del terreno con arbustos.	10200.00	1.70 €	17,340.00 €	
m³ Excavación en cualquier terreno salvo roca.	40848.00	4.80 €	196,256.53 €	
m³ Hormigón en masa HM-20/P/20/Ila central.	231.504	62.50 €	14,469.49 €	
m³ Hormigón HA-30/P/20/Ila central en cimentaciones.	2793.312	72.12 €	201,440.18 €	
m² Encofrado y desencofrado	1854.4	17.30 €	32,087.44 €	
kg Acero B 400 S en armadura	272339.04	0.85 €	230,532.12 €	
UD Válvula de mariposa diam 400 mm, PN 16	31	1,047.21 €	32,463.47 €	
UD Válvula de mariposa Ø1800 mm, PN25	5.00	74,395.52 €	371,977.62 €	
UD Válvula de compuerta dn 400 mm PN16	31.00	2,094.45 €	64,927.85 €	
UD Válvula de compuerta (VC), DN 200 mm, PN 16 atm	50.00	380.81 €	19,040.55 €	
UD Ventosa trifuncional, PN 16 atm, Ø 200 mm	50.00	1,142.24 €	57,112.19 €	
TOTAL				1,237,647.44 €



BIBLIOGRAFÍA

aim-andalucía-Técnica constructiva. (s.f.). Obtenido de http://www.aim-andalucia.com/tipologias_depositos_agua.htm

CEDEX. *Guía Técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión* (6ª Edición ed.).

Ingeniería Hidráulica Aplicada a los Sistemas de Distribución de Agua (Vol. I).

Jiménez Montoya, P., García Meseguer, Á., & Morán Cabré, F. *Hormigón Armado* (14ª ed.).

Ministerio de Fomento. (2010). *EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural* (4ª ed.).

Tárrega Valle, J. *PROYECTO DE CONDUCCIÓN EN PRESIÓN ENTRE EL TÚNEL DE LA SIERRA DE CORBERA EN T.M. DE ALZIRA (VALENCIA) Y EL TÚNEL DE LA SIERRA DE BARXETA EN T.M. DE SIMAT DE LA VALLDIGNA (VALENCIA), PERTENECIENTE A LA OBRA DE CONEXIÓN DEL CURSO BAJO DEL RÍO JUCAR CON EL TRAMO V DEL PROYECTO DEROGADO DEL TRASVASE JÚCAR- VINALOPÓ.*



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE “LA PRESA”



ANEJO 3.1- CÁLCULOS HIDRÁULICOS



ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN.....	3
2.	VELOCIDAD MÁXIMA DEL AGUA.....	3
3.	PÉRDIDAS DE CARGA CONTINUAS	3
4.	PÉRDIDAS DE CARGA LOCALIZADAS.....	4
5.	PÉRDIDAS TOTALES. RESULTADOS.....	6
6.	CÁLCULO DE LA PRESIÓN MÁXIMA DE DISEÑO. MDP.	6
6.1.	Bernoulli.....	6
6.2.	Golpe de ariete.	7
6.3.	MDP	7

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Velocidad máxima del agua. Resultados.	3
Tabla 2.	Pérdidas de carga continuas. Resultados.	4
Tabla 3.	Pérdidas Localizadas. Ventosas.	5
Tabla 4.	Pérdidas Localizadas. Desagües.....	5
Tabla 5.	Pérdidas Localizadas. Válvulas de Corte.....	6
Tabla 6.	Pérdidas Localizadas. Embocadura.....	6

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1.	Problema planteado. Bernoulli.	6
----------------	-------------------------------------	---



1. INTRODUCCIÓN

En el presente anejo se afrontan los cálculos hidráulicos necesarios para el buen funcionamiento de la tubería dispuesta desde la cámara de carga hasta la ETAP.

De este modo, se pretende elegir el diámetro nominal óptimo en relación a los caudales circulantes, y así reducir las pérdidas que se produzcan a lo largo de la conducción, las posibles vibraciones, y obtener una durabilidad máxima reduciendo al máximo el riesgo de rotura de la tubería.

A los efectos de este anejo, siempre que se hagan referencias genéricas al diámetro de la conducción, debe entenderse que se trata del diámetro interior, ya que es el que condiciona la capacidad de transporte de la tubería.

A lo largo del anejo, y una vez dimensionado el diámetro de la tubería, se obtendrán las pérdidas de energía sufridas por fricción y localizadas, así como la presión a lo largo de la misma resultando en la Presión Máxima de Diseño, utilizada en el consiguiente cálculo mecánico.

2. VELOCIDAD MÁXIMA DEL AGUA

Un aspecto a tener presente a efectos del cálculo hidráulico es el relativo a la velocidad máxima admisible para la circulación del agua.

La determinación de la velocidad de circulación del agua debe ser el resultado de un ejercicio de optimización económica de la red que minimice los costes totales de la tubería, teniendo en cuenta tanto los costes de la propia instalación como los asociados a las pérdidas de carga.

De lo expuesto se desprende que la determinación de la velocidad óptima de diseño de una conducción puede resultar un problema complejo.

Una forma de simplificar el problema es la utilización de la clásica expresión de Mougny, que relaciona la velocidad (m/s) con el ID (m), obteniendo la velocidad máxima admisible:

$$V = 1,5 \cdot \frac{0,013}{n} \sqrt{ID + 0,05}$$

Siendo:

ID: Diámetro exterior de la tubería (m)

n: Número de Manning. Se toma 0.01 para el acero.

V: Velocidad en m/s. ($V \leq 2.5$ m/s)

Mediante la expresión anterior se comprueba que la velocidad del agua en la tubería propuesta, de 1800 mm de diámetro nominal y 16 mm de espesor, no supera la velocidad máxima admisible para el caudal de diseño (5.5 m³/s). Los resultados también muestran las velocidades alcanzadas cuando circula el caudal normal de operación (3.5 m³/s).

La velocidad para cada caudal se obtiene como resultado de aplicar la fórmula $Q = V \cdot S$ consiguiendo los siguientes resultados:

Velocidad Máxima del agua	2.63 > 2.5 m/s → 2.5 m/s
V (Q = 5.5 m ³ /s)	2.24 m/s
V (Q = 3.5 m ³ /s)	1.43 m/s
CUMPLE	

Tabla 1. Velocidad máxima del agua. Resultados.

3. PÉRDIDAS DE CARGA CONTINUAS

Las pérdidas de carga continuas se han calculado mediante la fórmula universal de Darcy-Weisbach:

$$J = \frac{\Delta H_c}{L} = \frac{f}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = \frac{f}{D} \cdot \frac{8 \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^4}$$

siendo:

- J: pérdidas de carga continuas (por unidad de longitud).
- ΔH_c : pérdida de carga continua.
- L: longitud del tramo.
- D: diámetro interior del tubo.
- v: velocidad del agua.
- g: aceleración de la gravedad.
- f: coeficiente de pérdida de carga por unidad de longitud (o coeficiente de fricción).
- Q: caudal de agua circulante por la tubería.

El cálculo del coeficiente de pérdida de carga por unidad de longitud, f, se realiza mediante la expresión de Colebrook-White (1939):

$$f = -2 \cdot \log \left(\frac{\varepsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

donde:

- ε : rugosidad absoluta del material. Tomada para el acero como 0.1 mm.
- Re: N° de Reynolds

Para el cálculo del nº de Reynolds se hace uso de la expresión:

$$Re = \frac{v \cdot D}{\nu}$$

siendo ν la viscosidad del agua, que para el presente caso se toma de $1.30 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Por lo tanto, y tras sustituir valores y resolver cada una de las expresiones anteriores, se obtienen los siguientes resultados para el caudal de diseño ($5.5 \text{ m}^3/\text{s}$):

Nº de Reynolds	3046823
Coefficiente de pérdidas de carga, f	0.01161
Pérdidas de carga continuas, J (m/m)	0.00168

Tabla 2. Pérdidas de carga continuas. Resultados.

A continuación se representa la línea de alturas piezométricas resultante de las pérdidas de carga continuas obtenidas, en el gráfico se puede observar una presión en cabecera de 3 mca, que es el valor fijado en la cámara de carga para el caudal de diseño considerado:

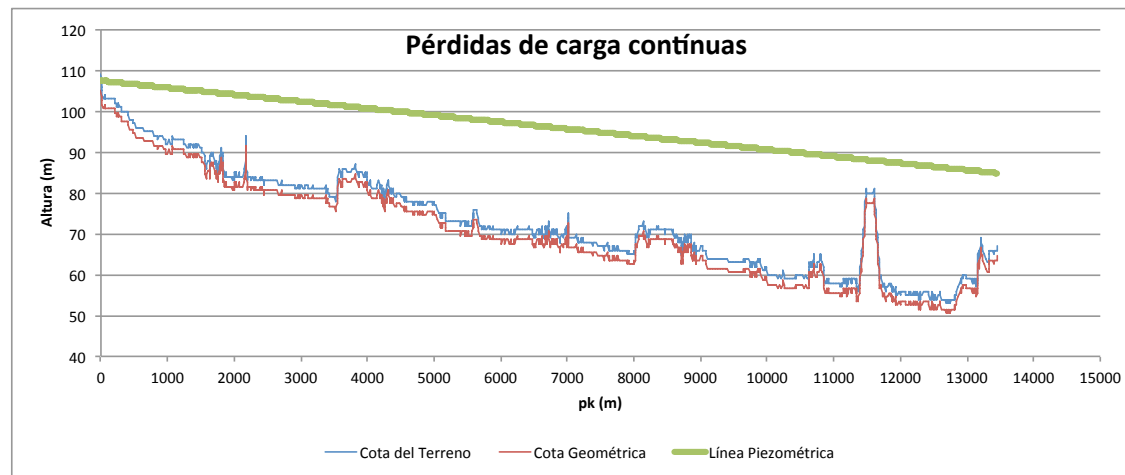


Gráfico 1. Pérdidas de carga continuas. Piezométrica.

4. PÉRDIDAS DE CARGA LOCALIZADAS

Adicionalmente a las pérdidas de carga continuas, deben calcularse las pérdidas de carga localizadas. Son pérdidas de energía mecánica debidas a las perturbaciones locales del flujo ocasionadas por los elementos

accesorios de la tubería. Estas pérdidas producen una discontinuidad en la línea de energía en la sección correspondiente a la singularidad y se adicionan a las pérdidas de fricción.

Estas pérdidas se evaluarán como una fracción k_i del término $v^2/2g$, cuyo coeficiente k_i varía dependiendo el tipo de singularidad a evaluar.

Las singularidades nombradas anteriormente incluyen tanto codos como válvulas.

Para el diseño del trazado, tanto en planta como en alzado, se disponen de acuerdos circulares en todo cambio de alineación superior a 10 grados. Esto hace que los codos dispuestos a lo largo de la conducción presenten radios y longitudes tales como para considerar una pérdida de carga equivalente a la pérdida de carga continua producida en su longitud.

Sin embargo sí cabe considerar las pérdidas de carga localizadas en las diferentes válvulas que se presentan en la entubación, así como la correspondiente a la embocadura desde la cámara de carga a la tubería ($k=0.5$).

Como se define en la memoria del presente trabajo, las válvulas instaladas en la tubería se han dispuesto siguiendo los criterios de la “Guía Técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión”, editada por el CEDEX.

Se han colocado válvulas de ventosa trifuncionales de 200 mm, en grupos de 2 unidades, en los puntos más adecuados para cumplir las funciones de admisión de aire durante el vaciado, la expulsión de aire durante el llenado y la purga de aire durante el funcionamiento habitual, situándolas siempre en puntos altos, cambios convexos de alineación y en los tramos largos de poca pendiente con una separación máxima de unos 1000 m entre ellas.

Siguiendo esos criterios se han colocados un total de 50 ventosas en 25 emplazamientos, 2 en cada uno de ellos.

A su vez se instalan desagües para permitir el eventual vaciado de la conducción en todos los puntos bajos y junto a válvulas de corte en el lado que se deba desaguar, o en ambos si está en un punto bajo, con lo que se llega a disponer un total de 31 desagües.

Por último, con el objetivo de aislar tramos de tubería y poder trabajar en ellos independientemente del resto, se instalan 4 válvulas de mariposa como válvulas de corte.

En las válvulas, el coeficiente de pérdidas depende fundamentalmente del tipo de las mismas y del grado de apertura en que se encuentren. En el caso de las válvulas de mariposa, el coeficiente de pérdidas trabajando en abierto varía entre 0.1 y 0.3.

En el caso de los desagües, según el fabricante, las pérdidas producidas por los mismos son del orden de 0.3 veces el término de velocidad.

Por último, en el caso de las ventosas, y a partir del fabricante, se conoce que el coeficiente de pérdidas es del orden de 0.4.



A partir de todo lo explicado se procede a la resolución de las pérdidas localizadas totales a lo largo de la conducción:

VENTOSAS			
P.K. (m)	K	$v^2/2g$	Perdida de Carga (m)
13+076	0.4	0.256	0.102
12+349	0.4	0.256	0.102
11+921	0.4	0.256	0.102
11+618	0.4	0.256	0.102
11+398	0.4	0.256	0.102
11+267	0.4	0.256	0.102
10+895	0.4	0.256	0.102
9+508	0.4	0.256	0.102
9+440	0.4	0.256	0.102
9+137	0.4	0.256	0.102
8+881	0.4	0.256	0.102
8+116	0.4	0.256	0.102
7+478	0.4	0.256	0.102
6+261	0.4	0.256	0.102
5+108	0.4	0.256	0.102
5+052	0.4	0.256	0.102
4+533	0.4	0.256	0.102
4+296	0.4	0.256	0.102
4+231	0.4	0.256	0.102
3+462	0.4	0.256	0.102
2+509	0.4	0.256	0.102
2+346	0.4	0.256	0.102
1+657	0.4	0.256	0.102
0+816	0.4	0.256	0.102
0+189	0.4	0.256	0.102
TOTAL			2.558

Tabla 3. Pérdidas Localizadas. Ventosas.

DESAGÜES			
P.K. (m)	K	$v^2/2g$	Perdida de Carga (m)
12+095	0.3	0.256	0.077
11+760	0.3	0.256	0.077
11+483	0.3	0.256	0.077
11+322	0.3	0.256	0.077
11+191	0.3	0.256	0.077
9+563	0.3	0.256	0.077
9+559	0.3	0.256	0.077
9+508	0.3	0.256	0.077
9+488	0.3	0.256	0.077
8+995	0.3	0.256	0.077
8+839	0.3	0.256	0.077
8+200	0.3	0.256	0.077
7+518	0.3	0.256	0.077
6+863	0.3	0.256	0.077
6+324	0.3	0.256	0.077
6+239	0.3	0.256	0.077
5+152	0.3	0.256	0.077
5+094	0.3	0.256	0.077
4+938	0.3	0.256	0.077
4+531	0.3	0.256	0.077
4+419	0.3	0.256	0.077
4+270	0.3	0.256	0.077
3+503	0.3	0.256	0.077
3+498	0.3	0.256	0.077
2+724	0.3	0.256	0.077
2+557	0.3	0.256	0.077
2+406	0.3	0.256	0.077
1+805	0.3	0.256	0.077
1+193	0.3	0.256	0.077
0+832	0.3	0.256	0.077
0+383	0.3	0.256	0.077
TOTAL			2.379

Tabla 4. Pérdidas Localizadas. Desagües.

V. CORTE			
P.K. (m)	K	$v^2/2g$	Perdida de Carga (m)
13+089	0.25	0.256	0.064
11+922	0.25	0.256	0.064
9+561	0.25	0.256	0.064
6+842	0.25	0.256	0.064
3+501	0.25	0.256	0.064
TOTAL			0.320

Tabla 5. Pérdidas Localizadas. Válvulas de Corte.

EMBOCADURA			
P.K. (m)	K	$v^2/2g$	Perdida de Carga (m)
13+089	0.5	0.256	0.128

Tabla 6. Pérdidas Localizadas. Embocadura.

Suponiendo un total de 5.4 m de pérdidas localizadas.

5. PÉRDIDAS TOTALES. RESULTADOS

Una vez analizadas tanto las pérdidas de carga continuas por fricción como las pérdidas de carga localizadas por las distintas singularidades, se obtiene el total de pérdidas como suma de ambos valores.

A lo largo de los 13089 metros de tubería a analizar se produce una pérdida de carga total por fricción de 22 m, que sumados a los 5.4 m de pérdidas localizadas hacen un total de 27.4 m.

Siendo la cota del agua en la cámara de carga de 108 m, y la cota de llegada a la entrega de 54.6 m se llega a la conclusión de que el caudal de diseño (5.5 m³/s) llegará al punto inicial de la entrega con una energía de 26 m.

6. CÁLCULO DE LA PRESIÓN MÁXIMA DE DISEÑO. MDP

El concepto de presión máxima de diseño o MDP se define como "la presión máxima de funcionamiento, en régimen permanente, de la red o de la zona de presión, fijada por el proyectista, considerando futuras ampliaciones, e incluyendo el golpe de ariete".

Es de vital importancia la resolución de este valor, ya que esta presión máxima de diseño es para la que realmente se diseña la tubería.

Para ello se suma la Presión de Diseño (DP), que se obtendrá a partir de la ecuación de Bernoulli, y las sobrepresiones producidas por el posible golpe de ariete.

6.1. Bernoulli

La ecuación de Bernoulli con la que se obtendrá la presión a lo largo de la tubería es la siguiente:

$$h_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta H$$

siendo:

- h_i : cota geométrica en la sección i.
- P_i : presión interior del agua en la sección.
- ΔH : pérdidas de carga totales, incluyendo continuas y localizadas.

Como se definió en la memoria, la cámara de carga, situada en cabecera de la tubería, está diseñada para proporcionar una altura de agua de 3 m sobre la tubería. Sabiendo esto y utilizando la formulación anterior se resuelve el problema planteado:

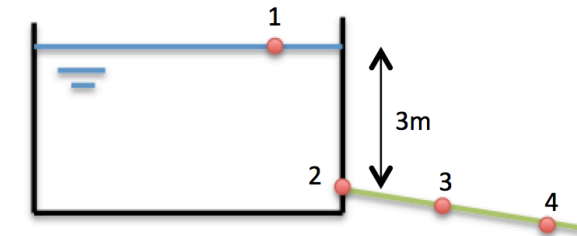


Ilustración 1. Problema planteado. Bernoulli.

Por lo tanto, para obtener la presión en el punto 2, que sería la primera sección de tubería:

$$3 = \frac{P_2}{9810} + \frac{8 \cdot 5.5^2}{g \cdot \pi \cdot 1.768^4} \rightarrow P_2 = 29430 \text{ Pa}$$

En el punto 1 se toma que la presión atmosférica es igual a 0. Se considera que no hay pérdidas de carga entre el punto 1 y el 2.

El mismo procedimiento se sigue para calcular la siguiente sección deseada, teniendo en cuenta las pérdidas de carga tanto por fricción como localizadas obtenidas en los apartados anteriores.

Así, se realiza el cálculo de presiones a lo largo de la tubería, obteniendo una presión máxima de 369405 Pa.



6.2. Golpe de ariete

Se entiende por golpe de ariete a las variaciones de presión que se generan dentro de una tubería debido a los fenómenos transitorios derivados de cambios de régimen de circulación, tales como cierre o apertura de válvulas.

En el caso de conducciones largas, el valor del golpe de ariete de oscilación elástica alcanza su valor máximo no en el extremo de cierre, sino en un punto genérico del interior de la tubería.

Este valor máximo de las sobrepresiones debidas al golpe de ariete se calcula mediante la fórmula de Allievi (1903):

$$\Delta P = \pm \frac{a \cdot v}{g}$$

donde:

- ΔP : sobrepresión debida al golpe de ariete, en m.
- v : velocidad de circulación del agua, en m/s.
- a : celeridad (velocidad de propagación de las ondas), en m/s.

El valor de la celeridad se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K_c \cdot \frac{D_m}{e}}}$$
$$K_c = \frac{10^{10}}{E}$$

siendo:

- D_m : diámetro medio de la tubería, en mm. (1768 mm)
- e : espesor de la tubería, en mm. (16 mm)
- E : módulo de elasticidad del material de la tubería, en kg/m².

Para el acero $E = 21 \cdot 10^9$ kg/m², por lo tanto, sustituyendo se obtiene:

$$K_c = 048$$

$$a = 985 \text{ m/s}$$

$$\Delta P = 203 \text{ mca} = 2.21 \text{ MPa}$$

6.3. MDP

Como se adelantaba en el apartado anterior, la MDP debe ser la suma entre las presiones y las posibles sobrepresiones a lo largo de la tubería, por lo tanto:

$$MDP = 0.37 + 2.21 = 2.58 \text{ MPa}$$



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE “LA PRESA”





ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	3
2. HIPÓTESIS I. PRESIÓN INTERNA (ESTADO TENSIONAL).....	3
3. HIPÓTESIS II. ACCIONES EXTERNAS (DEFORMACIONES).....	3
Cargas debidas al peso de las tierras, W_e	4
Cargas debidas al tráfico, W_t	4
4. HIPÓTESIS III. ACCIONES EXTERNAS Y PRESIÓN INTERNA NEGATIVA (PANDEO O COLAPSO)	4
Carga crítica de pandeo.	4
Cálculo de las acciones totales.....	5
5. CASO $H_T = 5$ METROS	5
5.1. Hipótesis I. Presión interna (estado tensional)	5
5.2. Hipótesis II. Acciones externas (deformaciones)	5
5.3. Hipótesis III. Acciones externas y presión interna negativa	6
5.4. Conclusión.....	7

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Deformaciones diametrales admisibles de los tubos (Manual AWWA M11).....	3
Tabla 2. Formulación W_t	4



1. INTRODUCCIÓN

El objeto del presente anejo es la realización del cálculo mecánico correspondiente de la tubería que transporta el caudal deseado desde la cámara de carga hasta su entrega en la ETAP, a fin de dimensionar y comprobar su correcto funcionamiento.

Para ello se utilizará el procedimiento planteado por la "Guía Técnica sobre Tuberías para el transporte de agua a presión, CEDEX". Donde se plantea como "hipótesis pésima de carga" a la combinación de acciones de cálculo que produzca la máxima sollicitación o deformación en la sección correspondiente.

Para el caso de tuberías de acero enterradas dichas hipótesis son las siguientes:

- Estado tensional debido a la acción exclusiva de la presión interna.
- Deformación causada por la acción exclusiva de las acciones externas.
- Pandeo o colapso producido por la acción de las acciones externas y de la presión interna negativa.

Calculadas y comprobadas a continuación.

Las dimensiones normalizadas propuestas para el cálculo de dichas comprobaciones son las siguientes:

- Acero L 355.
- Diámetro Nominal: 1800 mm.
- Espesor: 16 mm.

2. HIPÓTESIS I. PRESIÓN INTERNA (ESTADO TENSIONAL)

En la primera hipótesis se considera la actuación única de la presión interna del agua, comprobando que dicha presión produce un estado tensional inferior al admisible, supuesto el coeficiente de seguridad que se indica a continuación.

Dicha comprobación se realiza mediante la siguiente expresión (manual AWWA M11):

$$MDP \leq \frac{2 \cdot e}{OD} \cdot \sigma_{adm}$$

Donde:

- MDP: presión máxima de diseño, en N/mm²
- e: espesor del acero de la pared del tubo, mm.
- OD: Diámetro exterior del tubo, mm.
- σ_{adm} : Tensión a tracción admisible del acero en N/mm².

Tal y como se define en el Anejo 3.1- Cálculos Hidráulicos la Presión Máxima de Diseño (MDP) en la tubería propuesta es igual a 2.58 N/mm².

La σ_{adm} se adopta como el 50% del límite elástico mínimo del acero, recomendado en el manual M11 de AWWA ("Steel pipe. A guide for design and installation"). Este límite elástico $L_{e,min}$ para un acero L 355 ($e \leq 16$ mm) es igual a 355 N/mm².

Con todo se obtiene:

$$MDP = 2.58 \leq \frac{2 \cdot e}{OD} \cdot \sigma_{adm} = \frac{2 \cdot 16}{1800} \cdot 177,5 = 3,15 \text{ N/mm}^2$$

Así pues las dimensiones escogidas cumplen con la primera hipótesis de carga.

3. HIPÓTESIS II. ACCIONES EXTERNAS (DEFORMACIONES)

En la segunda hipótesis se considera la actuación única de las acciones exteriores al tubo (terreno y sobrecargas móviles), comprobando que la deformación máxima debida a la flexión transversal no supera la admisible.

Como deformación máxima admisible se admiten valores entre el 2 y el 5% del diámetro exterior según el tipo de revestimiento, tal y como se muestra en la siguiente tabla:

Tipo de revestimiento		Deformación admisible (% DN)
Exterior	Interior	
Flexible	Flexible	5
Flexible	Mortero de cemento	3 a 4
Mortero de cemento	Mortero de cemento	2

Tabla 1. Deformaciones diametrales admisibles de los tubos (Manual AWWA M11)

En el caso de la tubería forzada a analizar se establecen revestimientos flexibles tanto para la cara exterior, como para la cara interior del tubo, por lo tanto la deformación máxima admisible será $1800 \cdot 0.05 = 90$ mm.

El cálculo de la deformada máxima debida a la flexión transversal se obtiene mediante la formulación de Spangler (1841), la cual adopta la siguiente expresión:

$$d = D_1 \cdot \frac{K_a \cdot (W_e + W_t) \cdot r_m^3}{EI + 0.061 \cdot E' \cdot r_m^3}$$

Donde:

- d: deformación producida en el tubo.
- D_1 : coeficiente empírico de deformación diferida (1.2).
- K_a : coeficiente de factor de apoyo (ángulo de apoyo $2 \alpha = 120^\circ \rightarrow K_a = 0.090$).
- W_e y W_t : cargas debidas al peso de las tierras y al tráfico respectivamente.
- r_m : radio medio de la tubería. (0.9 m)



- E: módulo de elasticidad del acero. ($2.1 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$).
- I: momento de inercia de la pared del tubo ($I=e^3/12$).
- e: espesor de la pared del tubo.
- E': módulo de reacción del suelo (terreno con compactación media $\rightarrow E' = 2000 \text{ kN/m}^2$).

- $l_e = 0.20 + 1.4 \cdot 1.5 + 1.05 \cdot 1.8 = 4.19$
- $t = 1.4 \cdot 1.5 + 0.6 = 2.7$
- $s = 1.4 \cdot (1.5 - 1) = 0.7$
- $l'_e = 4.19 + 3 = 7.19$

Al ser $H > 1 \text{ m}$ y $OD > s$:

$$W_t = 30 \cdot (1.8 + 0.7) / (2.7 \cdot 7.19) = 3.86 \text{ t/m} = 37.9 \text{ kN/m}$$

Cargas debidas al peso de las tierras, W_e .

Se calculan las cargas debidas al peso de las tierras según la teoría de Marston, sin considerar ningún coeficiente reductor, lo que supone una seguridad adicional (Siderurgia del Tubo Soldado, 1996):

$$W_e = \gamma \cdot H \cdot OD$$

donde:

- γ : peso específico del terreno. Se toman 20 kN/m^3 .
- H : altura de tierras sobre la clave del tubo. Generalmente esta altura será de 1.5 m a lo largo del trazado de la tubería.
- OD : diámetro exterior del tubo.

Sustituyendo en la fórmula se obtiene:

$$W_e = 20 \cdot 1.5 \cdot 1.8 = 54 \text{ kN/m}$$

Cargas debidas al tráfico, W_t .

Ya que existen tramos en los que la tubería debe soportar posibles sobrecargas puntuales debidas al tráfico, se incluirán estas cargas en el análisis. Para su cálculo se emplea una simplificación de la formulación genérica de Boussinesq (IET-80), según la cual, para tubos menores de dos metros de diámetro y para una carga de triple eje con 60 t , el valor de las cargas puntuales debidas al tráfico son las siguientes:

alturas de tierra H menores de 1,0 m		
OD > t		$W_t = 30/l'_e$
OD < t	$l_e < 1,5 \text{ m}$	$W_t = 10 \text{ OD} / (t \times l_e)$
	$l_e > 1,5 \text{ m}$	$W_t = 30 \text{ OD} / (t \times l'_e)$
alturas de tierra H mayores de 1,0 m		
OD > s		$W_t = 30 (OD + s) / (t \times l'_e)$
OD < s		$W_t = 60 \text{ OD} / (t \times l'_e)$
$l_e = 0,20 + 1,4 H + 1,05 \text{ OD}$		
$t = 1,4 H + 0,60$		
$s = 1,40 (H - 1,00)$		
$l'_e = l_e + 3,0$		
H altura de tierras sobre la clave del tubo, en m		
OD diámetro exterior del tubo, en m		

Tabla 2. Formulación W_t .

Los resultados obtenidos tras sustituir en la formulación anterior son los siguientes:

Con todo lo hasta ahora obtenido ya se puede abordar el cálculo de la deformación máxima, que resultara de la siguiente manera:

$$d = 1.2 \cdot \frac{0.09 \cdot (54 + 37.9) \cdot 0.9^3}{2.1 \cdot 10^8 \cdot 3.41 \cdot 10^{-7} + 0.061 \cdot 2000 \cdot 0.9^3}$$

$$d = 45 \text{ mm}$$

Comprobando los resultados con la deformación máxima admisible considerada obtenemos que $45 \text{ mm} < 90 \text{ mm}$ y por tanto cumple ante la Hipótesis II.

4. HIPÓTESIS III. ACCIONES EXTERNAS Y PRESIÓN INTERNA NEGATIVA (PANDEO O COLAPSO)

Ante la actuación conjunta de las cargas externas y de las posibles depresiones internas negativas, debe comprobarse que el coeficiente de seguridad C frente al pandeo sea al menos 3 ($H/DN < 2$)

$$C = \frac{P_{crit}}{q_e} \geq 3$$

- P_{crit} : carga crítica de pandeo, en N/mm^2 .
- q_e : acciones totales, en N/mm^2 .

Carga crítica de pandeo.

Para el cálculo de la carga crítica de pandeo P_{crit} se utiliza la formulación de Lucher:

$$P_{crit} = \sqrt{32 \cdot f_f \cdot B' \cdot E' \cdot \frac{EI}{D_m^3}}$$

Donde:

- E: módulo de elasticidad del acero. ($2.1 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$).



- I : momento de inercia de la pared del tubo ($I=e^3/12$).
- E' : módulo de reacción del suelo (terreno con compactación media $\rightarrow E' = 2000 \text{ kN/m}^2$).
- f_f : factor de flotación:

$$f_f = 1 - 0.33 \cdot \frac{H_w}{H}$$

- H_w : altura del nivel freático sobre el tubo, en mm.
- H : altura de tierras sobre la clave del tubo, en mm.
- B' : coeficiente de origen empírico, de valor:

$$B' = \frac{1}{1 + 4 \cdot e^{(-0.213H)}}$$

Considerando el caso más desfavorable, con un H_w de 1.5 m (suelo saturado), se obtiene:

$$f_f = 1 - 0.33 \cdot \frac{1.5}{1.5} = 0.67$$

$$B' = \frac{1}{1 + 4 \cdot e^{(-0.213 \cdot 1.5)}} = 0.26$$

$$P_{crit} = \sqrt{32 \cdot 0.67 \cdot 0.26 \cdot 2 \cdot \frac{2.1 \cdot 10^5 \cdot 341.3}{1768^3}} = 0.38 \text{ N/mm}^2$$

Cálculo de las acciones totales

Para el cálculo de las acciones externas, y dada la baja probabilidad de la actuación conjunta de dichas cargas, W_t , y la depresión interna, P_v , se utilizará la siguiente expresión:

$$q_e = \gamma_w \cdot h_w + f_f \cdot \frac{W_e}{DN} + \frac{W_t}{DN}$$

$$q_e = 9.81 \cdot 10^{-6} \cdot 1.5 + 0.67 \cdot \frac{54}{1768} + \frac{37.9}{1768} = 0.06 \text{ N/mm}^2$$

$$C = \frac{0.38}{0.06} = 6.8 \geq 3$$

Por lo tanto, las dimensiones propuestas para la tubería, la profundidad de excavación, compactación de tierras y revestimientos, serán capaces de resistir las sollicitaciones resultantes de las hipótesis de carga consideradas.

5. CASO $H_T = 5$ METROS

Los cálculos anteriormente realizados se basan en las dimensiones tipo de la tubería, con una altura de tierras sobre clave de 1.5 metros. Dadas las características orográficas del terreno por el que transcurrirá la tubería, esta altura de tierras será variable a lo largo de su recorrido.

Como se define en la memoria del presente trabajo, el trazado en alzado de la tubería busca en todo momento conservar unas pendientes mínimas de 4 por mil tanto ascendentes como descendentes, evitando así los problemas y peligros de explotación que origina la acumulación de aire en el interior de las conducciones. Así mismo, otro condicionante a tener en cuenta en el trazado en alzado es no superar cierta profundidad, por los problemas que ello pueda suponer tanto constructivos como mecánicos hacia la propia tubería.

El objetivo de este apartado es comprobar si la tubería propuesta es capaz de soportar esa altura máxima de tierras en los puntos en los que ha sido necesario alcanzarla, y en caso de resultar desfavorable, proponer actuaciones en dichas zonas para mejorar la estabilidad y resistencia de la tubería ante las acciones sollicitantes.

5.1. Hipótesis I. Presión interna (estado tensional)

Como se define anteriormente, la hipótesis I considera únicamente la actuación de la presión interna del agua, así pues, la altura de tierras no influye en esta comprobación manteniéndose satisfactoria:

$$MDP = 2.57 \leq \frac{2 \cdot e}{OD} \cdot \sigma_{adm} = \frac{2 \cdot 16}{1800} \cdot 177.5 = 3.15 \text{ N/mm}^2$$

5.2. Hipótesis II. Acciones externas (deformaciones)

La segunda hipótesis considera la actuación única de las acciones exteriores, siendo aquí muy importante la altura de tierras que la tubería debe soportar.

Como se definió en el apartado correspondiente, la deformación máxima admisible con los revestimientos empleados es del 5% del Diámetro Nominal de la tubería, resultanto un total de 90 mm.

Ahora se comprueba la deformación producida en la tubería mediante la formulación de Spangler (1841):

$$d = D_1 \cdot \frac{K_a \cdot (W_e + W_t) \cdot r_m^3}{EI + 0.061 \cdot E' \cdot r_m^3}$$



Donde todos los términos se mantienen inalterables menos el propio a las cargas debidas al peso de tierras, W_e , que se deberá corresponder con una altura de tierras, ahora, de 5 metros.

Para calcular el nuevo valor, se emplea la misma formulación, según la teoría de Marston:

$$W_e = 20 \cdot 5 \cdot 1.8 = 180 \text{ kN/m}$$

Con el resultado obtenido, se resuelve la formulación de Spangler, anteriormente citada:

$$d = 1.2 \cdot \frac{0.09 \cdot (180 + 37.9) \cdot 0.9^3}{2.1 \cdot 10^8 \cdot 3.41 \cdot 10^{-7} + 0.061 \cdot 2000 \cdot 0.9^3}$$

$$d = 94 \text{ mm}$$

Comprobamos que la deformación producida es mayor a la deformación máxima admisible ($94 > 90$ mm), por lo tanto la hipótesis II no resulta satisfactoria para los parámetros considerados.

Como solución a la problemática planteada se propone mejorar la compactación del terreno en las zonas afectadas, aumentando así el valor del módulo de reacción del suelo (E') a 5000 kN/m^2 , propio de terrenos bien compactados.

Se vuelve a resolver la fórmula anterior con los nuevos valores:

$$d = 1.2 \cdot \frac{0.09 \cdot (180 + 37.9) \cdot 0.9^3}{2.1 \cdot 10^8 \cdot 3.41 \cdot 10^{-7} + 0.061 \cdot 5000 \cdot 0.9^3}$$

$$d = 51 \text{ mm}$$

Comprobando que con la nueva actuación, las deformaciones producidas sí son menores a la máxima admisible. Por lo tanto, la Hipótesis II cumple.

5.3. Hipótesis III. Acciones externas y presión interna negativa

La tercera hipótesis considera la actuación conjunta de las cargas externas y de las posibles presiones internas negativas, comprobando finalmente que el coeficiente de seguridad C frente a pandeo sea al menos 3.

$$C = \frac{P_{crit}}{q_e} \geq 3$$

En esta hipótesis, el aumento en la altura de tierras afectará tanto a la carga crítica de pandeo P_{crit} , como a las acciones totales, q_e .

En primer lugar se calculará la P_{crit} resultante a las nuevas condiciones, para ello se utiliza nuevamente la formulación de Lucher:

$$P_{crit} = \sqrt{32 \cdot f_f \cdot B' \cdot E' \cdot \frac{EI}{D_m^3}}$$

Para la comprobación de esta hipótesis de carga se mantendrá la compactación de tierras planteada inicialmente, proporcionando así los resultados al problema original, siendo más desfavorables que en el caso de mejorar la compactación del terreno.

Los parámetros afectados por la altura de tierras, en este caso, serán el factor de flotación f_f , y el coeficiente empírico B' .

En el caso del factor de flotación, considerando el caso más desfavorable, en el que la altura del nivel freático es igual a la altura de tierras sobre clave, se obtiene el mismo valor que en caso anterior:

$$f_f = 1 - 0.33 \cdot \frac{5}{5} = 0.67$$

Sin embargo, B' quedará de la siguiente manera:

$$B' = \frac{1}{1 + 4 \cdot e^{(-0.213 \cdot 5)}} = 0.42$$

Con lo que:

$$P_{crit} = \sqrt{32 \cdot 0.67 \cdot 0.42 \cdot 2 \cdot \frac{2.1 \cdot 10^5 \cdot 341.3}{1768^3}} = 0.48 \text{ N/mm}^2$$

En segundo lugar, se obtendrá el valor de las acciones totales, q_e , mediante la misma expresión que se planteó en el apartado anterior:

$$q_e = \gamma_w \cdot h_w + f_f \cdot \frac{W_e}{DN} + \frac{W_t}{DN}$$

Resolviendo ecuación se obtiene:

$$q_e = 9.81 \cdot 10^{-6} \cdot 5 + 0.67 \cdot \frac{180}{1768} + \frac{37.9}{1768} = 0.12 \text{ N/mm}^2$$

Una vez obtenidos los valores oportunos, se comprueba:

$$C = \frac{0.48}{0.12} = 3.9 \geq 3$$

Por lo tanto, la hipótesis III, cumple en el problema original, y por lo tanto, también cumplirá con las actuaciones propuestas.



5.4. Conclusión

Mediante los cálculos anteriores, se ha comprobado que con una altura de tierras de 5 m sobre clave se necesitaría mejorar la compactación del terreno propuesta para que todas las hipótesis cumplan. Para finalizar, se comprueba a partir de qué altura de tierras se debe mejorar dicha compactación.

Realizando los cálculos anteriores, a la inversa, de manera que la incógnita a resolver sea la altura de tierras, se obtiene que el valor máximo de altura de tierras sobre clave, a partir del cual se necesitará mejorar la compactación, es de 4.75 m.

Esta situación ocurre solamente en una ocasión a lo largo del trayecto de la tubería, en el PK 10+900, donde se deberán realizar las soluciones planteadas para el correcto funcionamiento de la conducción.



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE "LA PRESA"



ANEJO 3.3- CÁLCULOS ESTRUCTURALES



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	3
2. CÁMARA DE CARGA.....	3
2.1. ELEMENTOS DE CÁLCULO Y DISEÑO PRELIMINARES.....	3
Exposición ambiental	3
Recubrimiento	3
Clase de hormigón y armaduras	3
2.2. CÁLCULO DE LA PARED.....	4
2.2.1. Acciones.....	4
2.2.2. Hipótesis de carga	4
2.2.3. Esfuerzos.....	4
2.2.3.1. Esfuerzos de flexión (Depósito Lleno)	5
2.2.3.2. Esfuerzos de tracción	5
2.2.4. Armaduras mínimas.....	6
2.2.5. Cálculo de las armaduras.....	6
2.2.5.1. Comprobación a cortante.	6
2.2.5.2. Armadura (depósito lleno).....	6
2.2.5.3. Armadura (depósito vacío)	7
2.3. CÁLCULO DE LA SOLERA	8
2.3.1. Esfuerzos.....	8
2.3.1.1. Esfuerzos de flexión	8
2.3.1.2. Esfuerzos de tracción	8
2.3.2. Armaduras mínimas.....	9
2.3.3. Cálculo de las armaduras.....	9
2.4. RESUMEN DE RESULTADOS.....	10
3. ARQUETAS.....	11
3.1. Elementos de cálculo y diseño preliminares.	11
Exposición ambiental	11
Recubrimiento	11
Clase de hormigón y armaduras	11
3.2. CÁLCULO DE LA PARED.....	12
3.2.1. Acciones.....	12
3.2.2. Hipótesis de carga	12
3.2.3. Esfuerzos.....	12
3.2.3.1. Esfuerzos de flexión (Depósito Lleno)	13
3.2.3.2. Esfuerzos de tracción	13
3.2.4. Armaduras mínimas.....	14

3.2.5. Cálculo de las armaduras	14
3.2.5.1. Comprobación a cortante.....	14
3.2.5.2. Armadura (depósito lleno).....	14
3.2.5.3. Armadura (depósito vacío).....	15
3.3. CÁLCULO DE LA SOLERA.....	16
3.3.1. Esfuerzos	16
3.3.1.1. Esfuerzos de flexión	16
3.3.1.2. Esfuerzos de tracción.....	16
3.3.2. Armaduras mínimas	17
3.3.3. Cálculo de las armaduras	17
3.4. RESUMEN DE RESULTADOS.....	18

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Esfuerzos y flechas en placas laterales.....	5
Tabla 2. Esfuerzos de tracción y valores de β	5
Tabla 3. Armaduras Necesarias	10
Tabla 4. Esfuerzos y flechas en placas laterales.....	12
Tabla 5. Esfuerzos de tracción y valores de β	13
Tabla 6. Armaduras Necesarias. Arquetas	18

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Leyes de momentos flectores	4
Ilustración 2. Esfuerzos de tracción.....	5
Ilustración 3. Momentos de empotramiento pared-solera: $m_{ae} = m_{ve}$	8
Ilustración 4. Esfuerzos de tracción.....	8
Ilustración 5. Disposición de armaduras	10
Ilustración 6. Leyes de momentos flectores	12
Ilustración 7. Esfuerzos de tracción.....	13
Ilustración 8. Momentos de empotramiento pared-solera: $m_{ae} = m_{ve}$	16
Ilustración 9. Esfuerzos de tracción.....	16
Ilustración 10. Disposición de armaduras	18

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Valores de k para un ancho de fisura de 0.1 milímetros	6
Gráfico 2. Valores de k para un ancho de fisura de 0.1 milímetros	14



1. INTRODUCCIÓN

El objetivo del presente anejo es comprobar estructuralmente, y dimensionar en consecuencia, la cámara de carga propuesta como transición entre el canal y la tubería forzada que dirigen el caudal deseado a la ETAP, así como los distintos tipos de arquetas dispuestas a lo largo de la tubería para el acceso a los distintos accesorios y válvulas de la misma.

2. CÁMARA DE CARGA

Tal y como se expresa en apartados anteriores, la cámara de carga es una estructura de hormigón armado cuya función consiste en actuar como interfase entre el canal y la tubería forzada, disipando la energía cinética del agua en energía de posición.

A pesar de ser unas estructuras muy habituales, la revisión del estado del conocimiento refleja que el número de normas y publicaciones dedicadas a estas estructuras es muy inferior al correspondiente a otros tipos estructurales, como pueden ser los puentes y los edificios. La falta de normas y recomendaciones para cámaras de carga a nivel nacional, hace plantear un dimensionamiento con la única obligación de asegurar que la tubería forzada tenga alimentación de agua a pesar de las variaciones que se puedan dar en la misma o en el canal.

Dichas dimensiones, tal y como se muestra en el *Plano Nº X Cámara de Carga*, son las siguientes:

- $a = b = 8$ m.
- Espesor de pared = 0.35 m
- Espesor de solera = 0.40 m
- Altura de agua $H_w = 4$ m
- Resguardo = 0.50 m
- Altura del relleno de tierras $H_t = 4.5$ m

Las características geotécnicas del terreno en la zona de instalación son las siguientes:

- Peso específico de las tierras: $\gamma_t = 18$ kN/m³

El cálculo, tanto de los muros como de la solera, de la cámara de carga, se lleva a cabo por el método de cálculo de depósitos propuesto por Jiménez Montoya, García Meseguer y Morán Cabré, en su libro *Hormigón Armado*.

Estructuralmente, un depósito funciona de la misma forma que una cámara de carga, así en el siguiente apartado se trata a ésta última como a un depósito.

Dicho método consiste en calcular los muros como placas rectangulares sometidas a cargas triangulares, con la sustentación que corresponda al diseño. Será necesario determinar las leyes de momentos flectores y las reacciones en los apoyos.

Una vez determinados los esfuerzos de las distintas placas, se procede a la obtención de las armaduras de flexión y las de tracción sumándose las secciones correspondientes.

2.1. ELEMENTOS DE CÁLCULO Y DISEÑO PRELIMINARES.

Exposición ambiental

La vigente Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08, muestra la necesidad de identificar el tipo de ambiente que defina la agresividad a la que va a estar sometido cada elemento estructural. Para la cámara de carga, al estar en un ambiente de grado de humedad alto y con gases de cloro por el pretratamiento, se adopta una clase de exposición del tipo IV.

Esta clase de exposición es diferente para la cara de hormigón exterior, o en contacto con el terreno, donde se puede considerar de tipo IIa.

La relevancia de la exposición ambiental radica en las hipótesis que se plantean de abertura máxima de fisura permitida:

- En la cara interior, o en contacto con el agua, debido a la agresividad del líquido se adopta $w_{max} = 0.1$ mm.
- En la cara exterior, o en contacto con el terreno, dado que el depósito está enterrado y por tanto, no habrá solicitaciones térmicas importantes, $w_{max} = 0.2$ mm.

Recubrimiento

El recubrimiento de hormigón es la distancia entre la superficie exterior de la armadura (incluyendo cercos) y la superficie del hormigón más cercana. En el caso de la cámara de carga definida en el presente trabajo, dado que la clase de exposición es del tipo IV, se prescribe (según EHE) un valor nominal del recubrimiento en las armaduras pasivas de 40 mm, al tratarse de elementos fabricados "in situ".

Clase de hormigón y armaduras

Para garantizar la durabilidad del hormigón, así como su colaboración a la protección de las armaduras frente a la corrosión, se debe disponer de un hormigón con una permeabilidad reducida. Es esencial obtener in situ una compactación completa sin segregación.

En cuanto al tipo de cemento, se recomienda utilizar cementos de bajo calor de hidratación.

Teniendo en cuenta todo lo anterior se adopta un hormigón del tipo HA-30/P/20/IV.

Esto supone tener:

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1.50 = 20 \text{ N/mm}^2 = 20000000 \text{ N/m}^2$$

Respecto a las armaduras pasivas a utilizar serán barras corrugadas del tipo B 400 S.

Esto supone tener:

$$f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 400/1.15 = 348 \text{ N/mm}^2 = 348000000 \text{ N/m}^2$$

2.2. CÁLCULO DE LA PARED.

2.2.1. Acciones

Las acciones que es necesario considerar para el cálculo de la cámara de carga son los empujes de tierras, la presión hidrostática y, eventualmente, otras sobrecargas que pueden actuar sobre el terreno adyacente a la cámara de carga, o incluso sobre la estructura del mismo.

En resumen, las acciones que aparecen sobre la cámara de carga se agrupan en:

Acciones Permanentes:

- Peso propio de los elementos estructurales de la cámara de carga.
- Empuje del terreno

Sobrecargas:

- Sobrecarga de uso (CTE)
- Empuje del agua sobre las paredes de la cámara.
- Viento (despreciable)

Acciones Accidentales:

- Sismo (despreciable)

En este caso, al ser la cámara totalmente enterrada, se desprecian los efectos del viento y del sismo.

2.2.2. Hipótesis de carga

En los depósitos enterrados las hipótesis de carga que deben considerarse son: empuje de tierras con el depósito vacío; presión hidrostática del líquido sin empuje de tierras.

En el cálculo realizado en el presente anejo se ha dimensionado el muro perimetral de la cámara de carga con los esfuerzos obtenidos a partir de las acciones que actúan sobre ella. Para ello se obtienen los esfuerzos en la sección más desfavorable, que en este caso es la sección del pie del muro, al ser la más cargada. Posteriormente el armado obtenido se coloca en todo el alzado del muro por simplicidad constructiva.

Se dimensiona para dos hipótesis de cargas:

Depósito Lleno: Empuje de agua + peso propio

Depósito Vacía: Empuje de tierras + peso propio

2.2.3. Esfuerzos

Para determinar las leyes de momentos flectores de las placas rectangulares que forman la cámara de carga, se consideran las placas empotradas entre sí, con el borde superior de las paredes libre.

La sección para la que se realizarán los cálculos del armado será para un metro longitudinal de muro, por lo que la sección es el espesor del muro por 1 m de longitud.

Las variaciones de los momentos flectores debidos tanto a la presión hidrostática como al empuje de tierras presentan la siguiente forma:

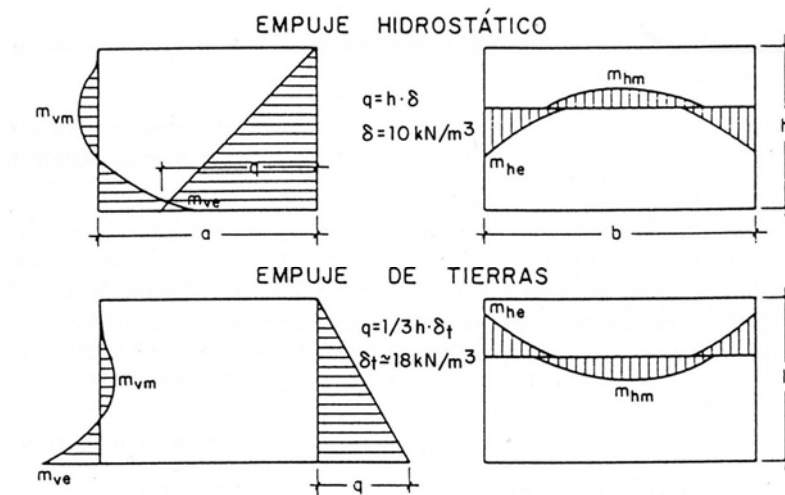


Ilustración 1. Leyes de momentos flectores

En lo que sigue se adoptan los siguientes subíndices para los momentos: v para los correspondientes a las armaduras verticales; h para los correspondientes a las horizontales; e, para los momentos de empotramiento y m, para los momentos máximos de vano.

- Empuje hidrostático: $q_h = \gamma_w \cdot H_w = 10 \cdot 4 = 40 \text{ kN/m}^2$.
- Empuje de tierras: $q_t = 1/3 \cdot \gamma_t \cdot H_t = 1/3 \cdot 18 \cdot 4.5 = 27 \text{ kN/m}^2$.

Esfuerzos en las placas laterales:

ESFUERZOS Y FLECHAS EN PLACAS LATERALES

Esfuerzos y flecha f_{max} (1)	Valores de α para h/a (o h/b) igual a							
	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
m_{ve}	0,137	0,115	0,092	0,073	0,057	0,046	0,039	0,035
m_{vm}	-0,009	0,003	0,008	0,012	0,013	0,013	0,011	0,010
m_{he}	0,060	0,054	0,050	0,046	0,042	0,038	0,034	0,030
m_{hm}	0,027	0,030	0,028	0,023	0,019	0,017	0,015	0,013
v_{max}	0,470	0,450	0,430	0,415	0,375	0,340	0,320	0,295
f_{max}	0,246	0,137	0,083	0,052	0,030	0,020	0,014	0,010

(1) Los subíndices indican: v, armadura vertical; h, armadura horizontal; e, empotramiento y m, momento máximo de vano.

Tabla 1. Esfuerzos y flechas en placas laterales.

Momento (por unidad de longitud): $m = \alpha \cdot q \cdot h^2$

Cortantes (por unidad de longitud): $v = \alpha \cdot q \cdot h$

2.2.3.1. Esfuerzos de flexión (Depósito Lleno)

Puesto que la cámara de carga es simétrica, se realiza el cálculo para una sola pared:

$$a = b = 8 \text{ m}$$

El coeficiente α viene dado en la tabla anterior en función de la relación entre la altura y la anchura de las placas:

$$h/a = 4/8 = 0.5$$

Luego los esfuerzos obtenidos serán:

$$m_{ve} = 0.092 \cdot 40 \cdot 4^2 = 58.88 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$m_{vm} = 0.008 \cdot 40 \cdot 4^2 = 5.12 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$m_{he} = 0.050 \cdot 40 \cdot 4^2 = 32 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$m_{hm} = 0.028 \cdot 40 \cdot 4^2 = 17.92 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$v_{max} = 0.430 \cdot 40 \cdot 4 = 68.8 \text{ kN}/\text{m}$$

2.2.3.2. Esfuerzos de tracción

De una forma simplificada puede admitirse que los esfuerzos de tracción, que se originan en las paredes como consecuencia de la presión hidrostática, se distribuyen de la siguiente manera:

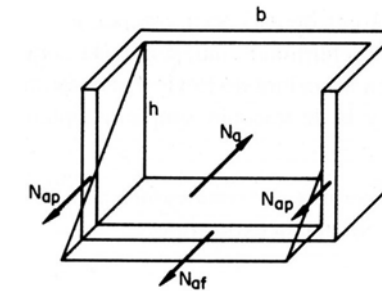


Ilustración 2. Esfuerzos de tracción.

$$\text{Esfuerzo total: } N_b = \frac{a \cdot h^2 \cdot \gamma}{2}$$

$$\text{Esfuerzo pared: } N_{bp} = \frac{\beta_p \cdot a \cdot h^2 \cdot \gamma}{2}$$

El valor de β_p se obtiene de la siguiente tabla, tabulado en función de h/b .

ESFUERZOS DE TRACCIÓN Y VALORES DE β

Armadura paralela al lado b ↓	Esfuerzo total		Esfuerzo pared		Esfuerzo fondo			
	$N_b = \frac{a \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$		$N_{bp} = \frac{\beta_p \cdot a \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$		$N_{bf} = \frac{\beta_f \cdot a \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$			
$h/a \rightarrow$	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
Fondo $\beta_f =$	0,80	0,70	0,60	0,54	0,48	0,45	0,42	0,40
Pared $\beta_p =$	0,10	0,15	0,20	0,23	0,26	0,275	0,29	0,30
$h/b \rightarrow$	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
↑ Armadura paralela al lado a	Esfuerzo total		Esfuerzo pared		Esfuerzo fondo			
	$N_a = \frac{b \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$		$N_{ap} = \frac{\beta_p \cdot b \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$		$N_{af} = \frac{\beta_f \cdot b \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$			

Tabla 2. Esfuerzos de tracción y valores de β

Para $h/b = 4/8 = 0.5 \rightarrow \beta_p = 0.20$

$$N_{bp} = \frac{0.20 \cdot 8 \cdot 4^2 \cdot 10}{2} = 128 \text{ kN}$$

2.2.4. Armaduras mínimas

La recomendación de P. Jiménez Montoya dicta los siguientes valores de cuantías mínimas de armadura referidas a la sección total de hormigón para cada cara y dirección:

Para $w = 0.1$ mm en flexión armado mínimo = $0.0020 = 0.20\%$

Para $w = 0.2$ mm en flexión armado mínimo = $0.0015 = 0.15\%$

Como criterio general se ha adoptado una cuantía del 0.20% en muros y losa, en cada cara y dirección.

$$A_{\min} = 0.0020 \cdot 100 \cdot 35 = 7 \text{ cm}^2 = 1\phi 12c/16 \text{ cm.}$$

2.2.5. Cálculo de las armaduras

2.2.5.1. Comprobación a cortante.

Generalmente, las paredes de los depósitos se dimensionan de modo que no necesiten armadura transversal. La comprobación se efectúa, de acuerdo con la EHE, mediante la condición para elementos superficiales sin armadura transversal:

$$v_d = \gamma_f \cdot v_{\max} \leq v_u = 0.12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}} \cdot d \text{ (N/mm)}$$

$$V_{\max} = 68.8 \text{ kN/m}$$

γ_f : Coeficiente de seguridad = 1.5

En aplicación del artículo 42.3.5 de la EHE se considera una cuantía geométrica mínima para la armadura longitudinal: $\rho = 0.002$, y considerando $\phi = 12$ mm:

$$d = \text{canto útil en mm: } d = e - r_{\text{nom}} - \phi/2 = 0.35 - 0.04 - 0.012/2 = 0.304 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

Se obtiene:

$$v_u = 0.12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{304}} \right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0.002 \cdot 30} \cdot 304 = 120.06 \text{ kN/m}$$

Por lo tanto:

$$v_u/v_{\max} = 1.75 > \gamma_f = 1.50$$

que es satisfactorio.

2.2.5.2. Armadura (depósito lleno)

El siguiente método de cálculo consiste en determinar, independientemente, las armaduras de flexión y de tracción simple, y sumarlas. La armadura de flexión se determina en función de la abertura máxima admitida para la fisura; y la de tracción simple, adoptando un valor muy bajo para la tensión admisible del acero.

Armadura vertical en los muros laterales

Se comienza por determinar el módulo de fisuración k , mediante la expresión:

$$k = \frac{0.75 \cdot m}{(1.39 - e) \cdot e^2 \cdot 10^4}$$

con los siguientes significados:

- m = momento unitario de servicio en kNm/m;
- e = espesor de la pared en metros.

$$m = m_{ve} = 58.88 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$e = 0.35 \text{ m}$$

Se obtiene $k = 0.035$:

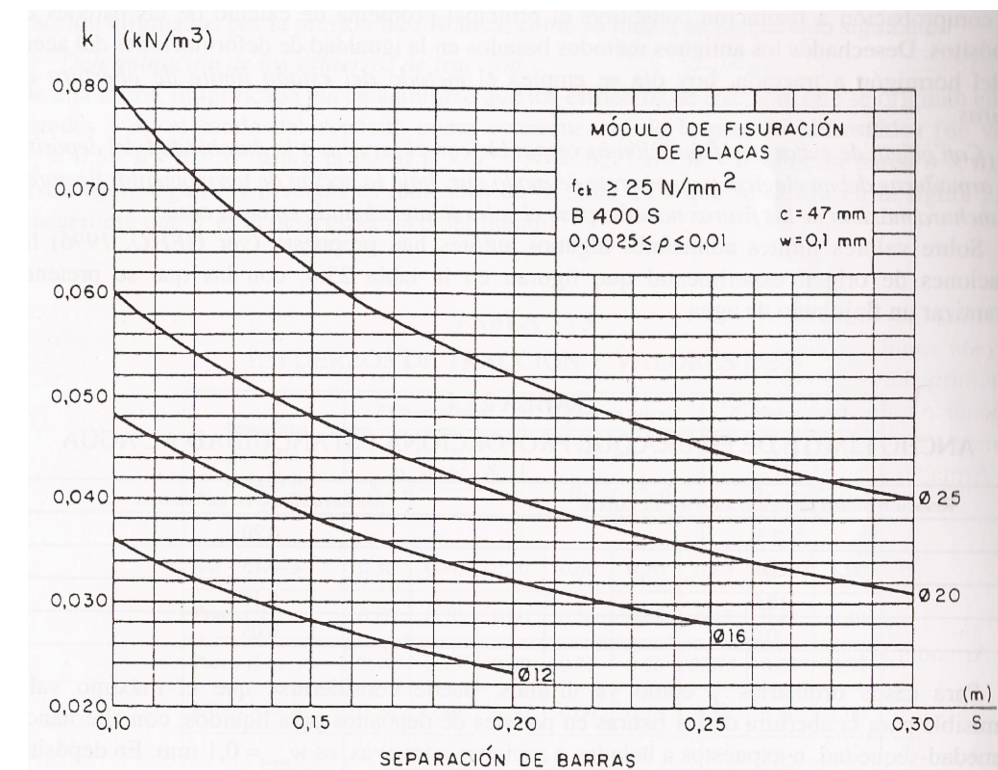


Gráfico 1. Valores de k para un ancho de fisura de 0.1 milímetros



Con este valor se entra en el gráfico y se encuentra $\phi 16$ separados a 17.5 cm, es decir, $A = 11.49 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Es necesario comprobar esta sección a rotura mediante las siguientes fórmulas:

Cuantía mecánica: $w = \frac{A \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$

Canto útil: $d = 0.304 \text{ m}$

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero = $348 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón = $20 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$

A = sección del acero = 11.49 cm^2

Luego:

$$w = \frac{11.49 \cdot 348 \cdot 10^3}{100 \cdot 30.4 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0.066$$

El momento último de agotamiento se obtiene de la siguiente fórmula:

$$m_u = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

donde:

$$\mu = w \cdot (1 - 0.6 \cdot w) = 0.066 \cdot (1 - 0.6 \cdot 0.066) = 0.063$$

Luego:

$$m_u = 0.063 \cdot 1 \cdot 0.304^2 \cdot 20 \cdot 10^3 = 116.44 \text{ kN.m/m}$$

Se comprueba el coeficiente de seguridad:

$$\gamma_f = \frac{m_u}{m_{ve}} = \frac{116.44}{58.88} = 1.98 > 1.5$$

que resulta aceptable.

Por lo tanto se adopta para las armaduras verticales $\phi 16$ cada 17.5 cm.

Armadura horizontal en los muros laterales

Siguiendo la misma metodología se obtiene la armadura horizontal:

Módulo de fisuración:

$$k = \frac{0.75 \cdot m}{(1.39 - e) \cdot e^2 \cdot 10^4}$$

$m = m_{he} = 32 \text{ kN.m/m}$

$e = 0.35 \text{ m}$

Se obtiene $k = 0.019 \rightarrow$ al ser un valor pequeño se calcula la armadura mínima para w_{max} , que como se vio en el apartado correspondiente es de $7 \text{ cm}^2/\text{m}$.

A esta última armadura horizontal es necesario sumarle la que corresponde a la tracción simple originada en las placas por el empuje hidrostático. Como se comentó anteriormente, estas armaduras se calculan con una tensión baja del acero, $\sigma_{s,adm} = 100 \text{ N/mm}^2$.

$$A_{af} = A_{bf} = \frac{\beta_{bp} \cdot a \cdot h \cdot \gamma}{2 \cdot \sigma_{s,adm}}$$

Luego:

$$A_{ap} = A_{bp} = \frac{0.20 \cdot 8 \cdot 4 \cdot 10}{2 \cdot 10} = 3.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Esta área se distribuye entre las dos caras de las paredes, con lo que resulta una armadura total:

$A_{bp} = 7 + (3.2 / 2) = 8.6 \text{ cm}^2$ que corresponde a $\phi 12$ cada 13 cm.

2.2.5.3. Armadura (depósito vacío)

Para el caso de depósito vacío, las leyes de esfuerzos obtenidas son de signo contrario y los valores de los esfuerzos, en valor absoluto, algo menores que los obtenidos con el depósito lleno.

De ahí, que si en el caso anterior el armado de la sección se correspondía con un diámetro de 16 mm cada 15 cm (13.4 cm^2), cabe esperar que con la hipótesis de depósito vacío, se obtendrá una armadura necesaria igual o inferior pero dirigida en el sentido opuesto.

2.3. CÁLCULO DE LA SOLERA

2.3.1. Esfuerzos

2.3.1.1. Esfuerzos de flexión

Las *armaduras inferiores* de la placa de fondo pueden determinarse a partir de los momentos unitarios originados por el empuje de tierras, más los originados por el peso propio del depósito vacío, no teniéndose en cuenta, generalmente, el peso de la solera.

Para el caso de depósitos de tamaño pequeño o mediano que no requieran juntas de dilatación, los momentos debidos al peso propio pueden evaluarse, del lado de la seguridad, mediante las fórmula:

$$m_{ae} = 0.10 \cdot p \cdot (a + b)$$

$$m_{be} = 0.10 \cdot p \cdot (a + b) \cdot \frac{a}{b}; (a \leq b)$$

p = Peso de la pared por unidad de longitud.

$$p = (\gamma_c \cdot h \cdot e)$$

$$p = 25 \cdot 4.5 \cdot 0.35 = 39.375 \text{ kN/m}$$

donde:

- γ_c : peso específico del hormigón armado = 25 kN/m³
- h : altura de los muros laterales = 4.5 m
- e : espesor de los muros laterales = 0.35 m

Luego:

$$m_{ae} = m_{be} = 0.10 \cdot 39.375 \cdot (8 + 8) = 63 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Se determinarán así las armaduras que corresponden a los empotramientos, las cuales pueden continuarse a lo largo de toda la placa si no resulta una cuantía excesiva. En caso contrario, en el vano puede disponerse la cuantía mínima de flexión.

Las *armaduras superiores* de la placa de fondo pueden determinarse a partir de los mismos momentos m_{ve} , de las paredes adyacentes, ya que ambos momentos han de equilibrarse, tal y como muestra la siguiente figura:

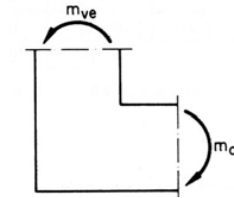


Ilustración 3. Momentos de empotramiento pared-solera: $m_{ae} = m_{ve}$

A estas armaduras es necesario sumarles las necesarias para absorber los esfuerzos de tracción originados por la presión hidrostática, como se indica en el apartado siguiente.

2.3.1.2. Esfuerzos de tracción

De una forma simplificada puede admitirse que los esfuerzos de tracción, que se originan en las paredes como consecuencia de la presión hidrostática, se distribuyen de la siguiente manera:

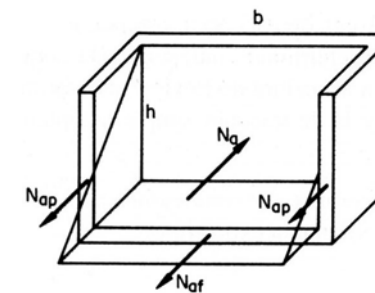


Ilustración 4. Esfuerzos de tracción.

$$\text{Esfuerzo total: } N_b = \frac{a \cdot h^2 \cdot \gamma}{2}$$

$$\text{Esfuerzo pared: } N_{bf} = \frac{\beta_f \cdot a \cdot h^2 \cdot \gamma}{2}$$

El valor de β_f viene tabulado en función de h/b .

$$\text{Para } h/b = 4/8 = 0.5 \rightarrow \beta_f = 0.60$$

$$N_{bf} = \frac{0.60 \cdot 8 \cdot 4^2 \cdot 10}{2} = 384 \text{ kN}$$



2.3.2. Armaduras mínimas

La recomendación de P. Jiménez Montoya dicta los siguientes valores de cuantías mínimas de armadura referidas a la sección total de hormigón para cada cara y dirección:

Para $w = 0.1$ mm en flexión armado mínimo = $0.0020 = 0.20$ %

Para $w = 0.2$ mm en flexión armado mínimo = $0.0015 = 0.15$ %

Como criterio general se ha adoptado una cuantía del 0.20 % en muros y losa, en cada cara y dirección.

$$A_{\min} = 0.0020 \cdot 100 \cdot 40 = 8 \text{ cm}^2 = 1\phi 14c/20 \text{ cm.}$$

2.3.3. Cálculo de las armaduras

Armaduras Inferiores

Se determinan suponiendo el depósito vacío, en función del peso unitario de la pared, $p = 39.375$ kN/m.

Como con las paredes, se comienza por determinar el módulo de fisuración k , mediante la expresión:

$$k = \frac{0.75 \cdot m}{(1.39 - e) \cdot e^2 \cdot 10^4}$$

$$m = m_{ae} = m_{be} = 63 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$e = 0.40 \text{ m}$$

Se obtiene $k = 0.030$, con lo que entrando en el gráfico, se obtiene una armadura $\phi 12$ cada 14 cm = 8.08 cm^2 .

A esta armadura horizontal es necesario sumarle la de tracción simple debido al empuje hidrostático; estas armaduras se calculan suponiendo una tensión baja del acero, $\sigma_{s,adm} = 100 \text{ N}/\text{mm}^2$.

$$A_{af} = A_{bf} = \frac{\beta_{bf} \cdot h^2 \cdot \gamma}{2 \cdot \sigma_{s,adm}}$$

Luego:

$$A_{af} = A_{bf} = \frac{0.6 \cdot 4^2 \cdot 10}{2 \cdot 10} = 4.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Esta área se distribuye entre las dos caras de las paredes, con lo que resulta una armadura total:

$$A_{bf} = 8.08 + (4.8 / 2) = 10.48 \text{ cm}^2 \text{ que corresponde a } \phi 16 \text{ cada } 20 \text{ cm en los dos sentidos.}$$

Armaduras Superiores

Se determinan a partir de los momentos de empotramiento de los arranques de las paredes correspondientes, con el depósito lleno.

Al igual que en el caso anterior, se comienza por determinar el módulo de fisuración k , mediante la expresión:

$$k = \frac{0.75 \cdot m}{(1.39 - e) \cdot e^2 \cdot 10^4}$$

$$m = m_{ae} = m_{be} = m_{ve} = 58.88 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$e = 0.40 \text{ m}$$

Se obtiene $k = 0.028$, con lo que entrando en el gráfico, se obtiene una armadura $\phi 12$ cada 15 cm = 7.54 cm^2 . Menor a la armadura mínima (8.00 cm^2), con lo que se escoge esta última.

A la armadura horizontal es necesario sumarle la de tracción debido al empuje hidrostático; estas armaduras se calculan suponiendo una tensión baja del acero, $\sigma_{s,adm} = 100 \text{ N}/\text{mm}^2$.

$$A_{af} = A_{bf} = \frac{\beta_{bf} \cdot h^2 \cdot \gamma}{2 \cdot \sigma_{s,adm}}$$

Luego:

$$A_{af} = A_{bf} = \frac{0.6 \cdot 4^2 \cdot 10}{2 \cdot 10} = 4.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Esta área se distribuye entre las dos caras de las paredes, con lo que resulta una armadura total:

$$A_{bf} = 8 + (4.8 / 2) = 10.40 \text{ cm}^2 \text{ que corresponde a } \phi 16 \text{ cada } 20 \text{ cm en los dos sentidos.}$$

2.4. RESUMEN DE RESULTADOS

A continuación se exponen los resultados obtenidos tanto para las paredes como para la solera de la cámara de carga, así como su disposición en el hormigón.

ARMADURAS DE LA CÁMARA DE CARGA				
PLACA	Armadura tipo	Momento de servicio (kNm/m)	Armadura total	
			A (cm ²)	∅ - s (mm-cm)
Pared	1	$m_{vm} = 5.12$	7	∅12 - 16
	2	-	7	∅12 - 16
	3	$m_{ve} = 58.88$	11.49	∅16 - 17.5
	7	$m_{hm} = 17.92$	8.6	∅12 - 13
	8	$m_{he} = 32$	8.6	∅12 - 13
	9	refuerzo	-	∅12 - 13
Losa	4	$m_{inf} = 63$	10.48	∅16 - 20
	5	solapo	-	∅16 - 20
	6	$m_{sup} = 58.88$	10.4	∅16 - 20

Tabla 3. Armaduras Necesarias

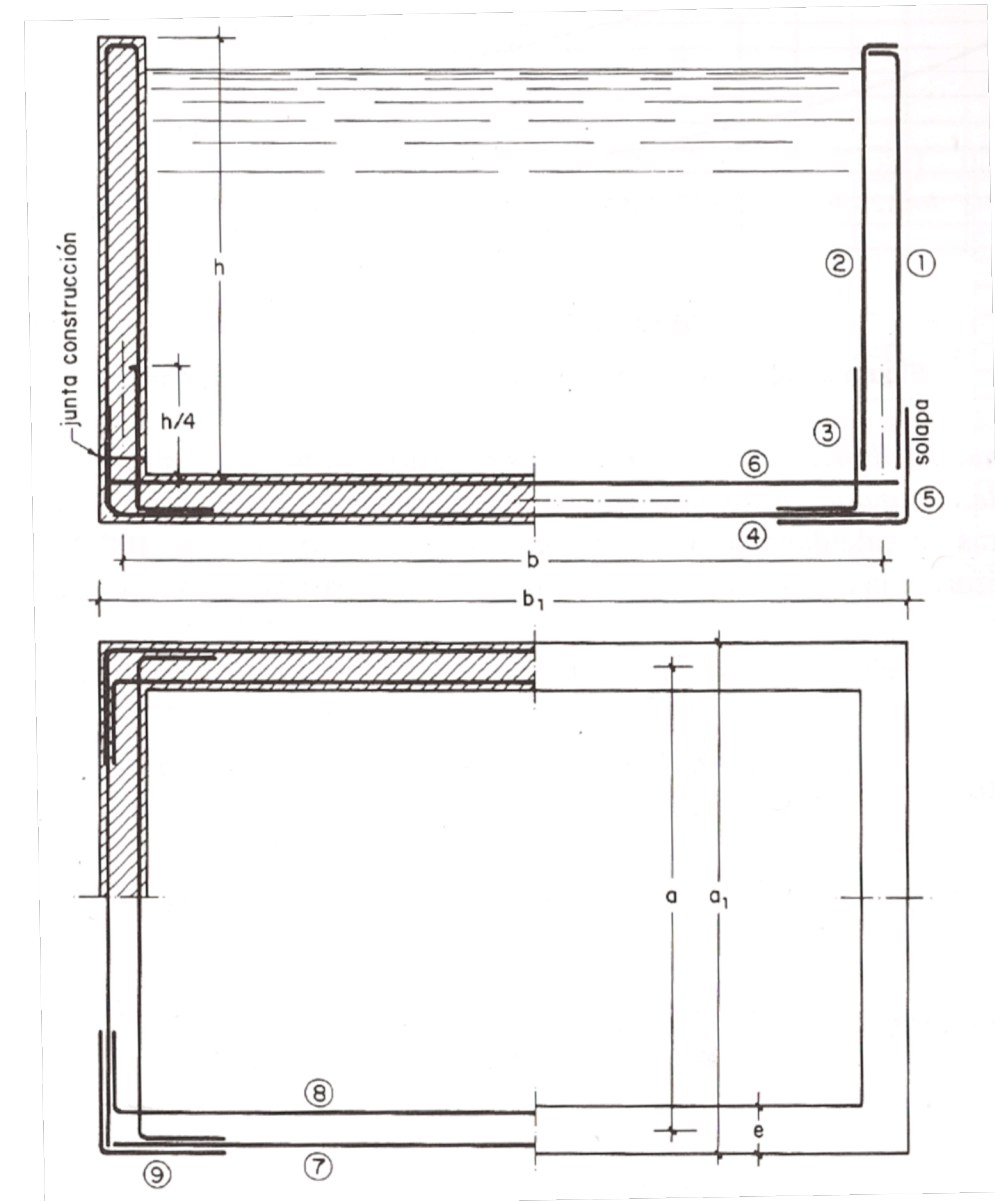


Ilustración 5. Disposición de armaduras



3. ARQUETAS

Una arqueta es un pequeño depósito donde se posibilita el acceso a la tubería y a los accesorios y singularidades que esta contiene.

En el presente trabajo se disponen un total de 3 arquetas diferentes: arquetas de ventosas, arquetas de desagüe y arquetas de corte o seccionamiento. Cada una alojando el accesorio correspondiente y permitiendo el acceso para labores de explotación, inspección y mantenimiento.

Las arquetas se dimensionan de manera que como máximo sobresalgan del terreno 1 m, siendo así todas ellas enterradas en su mayor parte.

Por simplicidad constructiva y de cálculo se han escogido unas mismas dimensiones perimetrales para todas las arquetas, siendo la altura de estas variable dependiendo de la profundidad a la que se encuentre la tubería a su paso por la arqueta.

Previendo esta variabilidad de alturas, se proyectó un trazado en alzado de la conducción tal que la altura máxima de las arquetas fuera menor a 5 m, con lo que los cálculos estructurales y del armado de las arquetas se realizarán para una altura de 5 m, quedando así del lado de la seguridad.

Las dimensiones planteadas para las arquetas, tal y como se muestran en la correspondiente serie de planos 3.2.5, quedan de la siguiente manera:

- a = 3 m
- b = 4 m.
- Espesor de pared = 0.40 m
- Espesor de solera = 0.40 m
- Altura de agua $H_w = 5$ m
- Altura del relleno de tierras $H_t = 5$ m

Las características geotécnicas del terreno, a falta del estudio geotécnico de la zona, se toman en todas ellas:

- Peso específico de las tierras: $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$

El cálculo, tanto de los muros como de la solera, de las arquetas, se lleva a cabo, como en el caso de la cámara de carga, por el método de cálculo de depósitos propuesto por Jiménez Montoya, García Meseguer y Morán Cabré, en su libro *Hormigón Armado*.

Dicho método consiste en calcular los muros como placas rectangulares sometidas a cargas triangulares, con la sustentación que corresponda al diseño. Será necesario determinar las leyes de momentos flectores y las reacciones en los apoyos.

Una vez determinados los esfuerzos de las distintas placas, se procede a la obtención de las armaduras de flexión y las de tracción sumándose las secciones correspondientes.

3.1. ELEMENTOS DE CÁLCULO Y DISEÑO PRELIMINARES.

Exposición ambiental

La vigente Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08, muestra la necesidad de identificar el tipo de ambiente que defina la agresividad a la que va a estar sometido cada elemento estructural. Para el cálculo de las arquetas, al considerar en el mismo la hipótesis de que se llena por completo de agua proveniente de la tubería, debe tenerse en cuenta la exposición ambiental generada en tal caso, siendo esta de tipo IV por su alto grado y humedad y la posible corrosión por cloruros.

Esta clase de exposición es diferente para la cara de hormigón exterior, o en contacto con el terreno, donde se puede considerar de tipo IIa.

Recubrimiento

El recubrimiento de hormigón es la distancia entre la superficie exterior de la armadura (incluyendo cercos) y la superficie del hormigón más cercana. En el caso de las arquetas definidas en el presente trabajo, dado que la clase de exposición es del tipo IV, se prescribe (según EHE) un valor nominal del recubrimiento en las armaduras pasivas de 40 mm, al tratarse de elementos fabricados "in situ".

Clase de hormigón y armaduras

Para garantizar la durabilidad del hormigón, así como su colaboración a la protección de las armaduras frente a la corrosión, se debe disponer de un hormigón con una permeabilidad reducida. Es esencial obtener in situ una compactación completa sin segregación.

En cuanto al tipo de cemento, se recomienda utilizar cementos de bajo calor de hidratación.

Teniendo en cuenta todo lo anterior se adopta un hormigón del tipo HA-30/P/20/IV.

Esto supone tener:

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1.50 = 20 \text{ N/mm}^2 = 20000000 \text{ N/m}^2$$

Respecto a las armaduras pasivas a utilizar serán barras corrugadas del tipo B 400 S.

Esto supone tener:

$$f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 400/1.15 = 348 \text{ N/mm}^2 = 348000000 \text{ N/m}^2$$

3.2. CÁLCULO DE LA PARED.

3.2.1. Acciones

Las acciones que es necesario considerar para el cálculo de las arquetas son los empujes de tierras, la presión hidrostática y, eventualmente, otras sobrecargas que pueden actuar sobre el terreno adyacente a las arquetas, o incluso sobre la estructura del mismo.

En este caso, al ser arquetas mayormente enterradas, se desprecian los efectos del viento y del sismo.

3.2.2. Hipótesis de carga

Las hipótesis de carga que deben considerarse son: empuje de tierras con el depósito vacío; presión hidrostática del líquido sin empuje de tierras.

En el cálculo realizado en el presente anejo se ha dimensionado el muro perimetral de la arqueta con los esfuerzos obtenidos a partir de las acciones que actúan sobre ella. Para ello se obtienen los esfuerzos en la sección más desfavorable, que en este caso es la sección del pie del muro, al ser la más cargada. Posteriormente el armado obtenido se coloca en todo el alzado del muro por simplicidad constructiva.

Se dimensiona para dos hipótesis de cargas:

Depósito Lleno: Empuje de agua + peso propio

Depósito Vacío: Empuje de tierras + peso propio

3.2.3. Esfuerzos

Para determinar las leyes de momentos flectores de las placas rectangulares que forman la arqueta, se consideran las placas empotradas entre sí, con el borde superior de las paredes libre.

La sección para la que se realizarán los cálculos del armado será para un metro longitudinal de muro, por lo que la sección es el espesor del muro por 1 m de longitud.

Las variaciones de los momentos flectores debidos tanto a la presión hidrostática como al empuje de tierras presentan la siguiente forma:

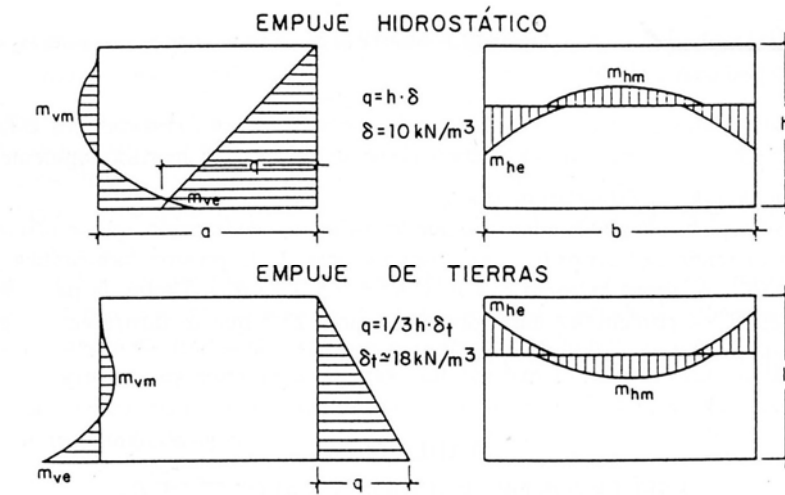


Ilustración 6. Leyes de momentos flectores

En lo que sigue se adoptan los siguientes subíndices para los momentos: v para los correspondientes a las armaduras verticales; h para los correspondientes a las horizontales; e , para los momentos de empotramiento; m , para los momentos máximos de vano; a , para los momentos correspondientes a las armaduras paralelas al lado a ; y b para los correspondientes a las armaduras paralelas al lado b .

- Empuje hidrostático: $q_h = \gamma_w \cdot H_w = 10 \cdot 5 = 50 \text{ kN/m}^2$.
- Empuje de tierras: $q_t = 1/3 \cdot \gamma_t \cdot H_t = 1/3 \cdot 18 \cdot 5 = 30 \text{ kN/m}^2$.

Esfuerzos en las placas laterales:

ESFUERZOS Y FLECHAS EN PLACAS LATERALES

momentos (p.u.l.) $m = \alpha \cdot q \cdot h^2$ cortantes (p.u.l.) $v = \alpha \cdot q \cdot h$ flecha máxima $f_{max} = \alpha \cdot q \cdot h^4 / (E \cdot e^3)$

Esfuerzos y flecha f_{max} (1)	Valores de α para h/a (o h/b) igual a							
	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
m_{ve}	0,137	0,115	0,092	0,073	0,057	0,046	0,039	0,035
m_{vm}	-0,009	0,003	0,008	0,012	0,013	0,013	0,011	0,010
m_{he}	0,060	0,054	0,050	0,046	0,042	0,038	0,034	0,030
m_{hm}	0,027	0,030	0,028	0,023	0,019	0,017	0,015	0,013
v_{max}	0,470	0,450	0,430	0,415	0,375	0,340	0,320	0,295
f_{max}	0,246	0,137	0,083	0,052	0,030	0,020	0,014	0,010

(1) Los subíndices indican: v , armadura vertical; h , armadura horizontal; e , empotramiento y m , momento máximo de vano.

Tabla 4. Esfuerzos y flechas en placas laterales.

Momento (por unidad de longitud): $m = \alpha \cdot q \cdot h^2$

Cortantes (por unidad de longitud): $v = \alpha \cdot q \cdot h$

3.2.3.1. Esfuerzos de flexión (Depósito Lleno)

Tal y como se especificó en las dimensiones de las arquetas, el cálculo de los esfuerzos y posteriormente de las armaduras, se realizarán para:

$$a = 3 \text{ m}$$

$$b = 4 \text{ m}$$

El coeficiente α viene dado en la tabla anterior en función de la relación entre la altura y la anchura de las placas:

Para la pared a :

$$h/b = 5/4 = 1.25$$

Para la pared b :

$$h/a = 5/3 = 1.67$$

Como se puede observar la tabla no contempla estas relaciones entre las dimensiones del depósito, sin embargo se puede distinguir que el valor del coeficiente disminuye conforme aumenta la relación entre h y a ó b , siendo los esfuerzos obtenidos cada vez menores. Así pues, se opta por tomar el valor del coeficiente correspondiente a $h/a = 1$, quedando así del lado de la seguridad en los cálculos, ya que los esfuerzos reales serán menores.

Luego los esfuerzos obtenidos serán:

$$m_{ve} = 0.035 \cdot 50 \cdot 5^2 = 43.75 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$m_{vm} = 0.010 \cdot 50 \cdot 5^2 = 12.5 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$m_{he} = 0.030 \cdot 50 \cdot 5^2 = 37.5 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$m_{hm} = 0.013 \cdot 50 \cdot 5^2 = 16.25 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$v_{max} = 0.295 \cdot 50 \cdot 5 = 73.75 \text{ kN/m}$$

3.2.3.2. Esfuerzos de tracción

De una forma simplificada puede admitirse que los esfuerzos de tracción, que se originan en las paredes como consecuencia de la presión hidrostática, se distribuyen de la siguiente manera:

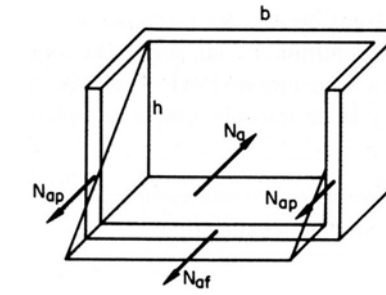


Ilustración 7. Esfuerzos de tracción.

$$\text{Esfuerzo total: } N_b = \frac{a \cdot h^2 \cdot \gamma}{2}$$

$$\text{Esfuerzo pared: } N_{bp} = \frac{\beta_p \cdot a \cdot h^2 \cdot \gamma}{2}$$

El valor de β_p se obtiene de la siguiente tabla, tabulado en función de h/b .

ESFUERZOS DE TRACCIÓN Y VALORES DE β

Armadura paralela al lado b ↓	Esfuerzo total		Esfuerzo pared		Esfuerzo fondo			
	$N_b = \frac{a \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$		$N_{bp} = \frac{\beta_p \cdot a \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$		$N_{bf} = \frac{\beta_f \cdot a \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$			
$h/a \rightarrow$	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
Fondo $\beta_f =$	0,80	0,70	0,60	0,54	0,48	0,45	0,42	0,40
Pared $\beta_p =$	0,10	0,15	0,20	0,23	0,26	0,275	0,29	0,30
$h/b \rightarrow$	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
↑ Armadura paralela al lado a	Esfuerzo total		Esfuerzo pared		Esfuerzo fondo			
	$N_a = \frac{b \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$		$N_{ap} = \frac{\beta_p \cdot b \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$		$N_{af} = \frac{\beta_f \cdot b \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$			

Tabla 5. Esfuerzos de tracción y valores de β

$$\text{Para } h/a = 1.7 \rightarrow \beta_{bp} = 0.37$$

$$N_{bp} = \frac{0.37 \cdot 3 \cdot 5^2 \cdot 10}{2} = 139 \text{ kN}$$

$$\text{Para } h/b = 1.25 \rightarrow \beta_{ap} = 0.33$$

$$N_{ap} = \frac{0.33 \cdot 4 \cdot 5^2 \cdot 10}{2} = 165 \text{ kN}$$

3.2.4. Armaduras mínimas

La recomendación de P. Jiménez Montoya dicta los siguientes valores de cuantías mínimas de armadura referidas a la sección total de hormigón para cada cara y dirección:

Para $w = 0.1$ mm en flexión armado mínimo = $0.0020 = 0.20$ %

Para $w = 0.2$ mm en flexión armado mínimo = $0.0015 = 0.15$ %

Como criterio general se ha adoptado una cuantía del 0.20 % en muros y losa, en cada cara y dirección.

$$A_{\min} = 0.0020 \cdot 100 \cdot 40 = 8 \text{ cm}^2 = 1\phi 14c/20 \text{ cm.}$$

3.2.5. Cálculo de las armaduras

3.2.5.1. Comprobación a cortante.

Generalmente, las paredes de los depósitos se dimensionan de modo que no necesiten armadura transversal. La comprobación se efectúa, de acuerdo con la EHE, mediante la condición para elementos superficiales sin armadura transversal:

$$v_d = \gamma_f \cdot v_{\max} \leq v_u = 0.12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}} \cdot d \text{ (N/mm)}$$

$$V_{\max} = 68.8 \text{ kN/m}$$

γ_f : Coeficiente de seguridad = 1.5

En aplicación del artículo 42.3.5 de la EHE se considera una cuantía geométrica mínima para la armadura longitudinal: $\rho = 0.002$, y considerando $\phi = 14$ mm:

$$d = \text{canto útil en mm: } d = e - r_{\text{nom}} - \phi/2 = 0.4 - 0.04 - 0.014/2 = 0.353 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

Se obtiene:

$$v_u = 0.12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{353}} \right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0.002 \cdot 30} \cdot 353 = 135 \text{ kN/m}$$

Por lo tanto:

$$v_u/v_{\max} = 1.83 > \gamma_f = 1.50$$

que es satisfactorio.

3.2.5.2. Armadura (depósito lleno)

El siguiente método de cálculo consiste en determinar, independientemente, las armaduras de flexión y de tracción simple, y sumarlas. La armadura de flexión se determina en función de la abertura máxima admitida para la fisura; y la de tracción simple, adoptando un valor muy bajo para la tensión admisible del acero.

Armadura vertical en los muros laterales

Se comienza por determinar el módulo de fisuración k , mediante la expresión:

$$k = \frac{0.75 \cdot m}{(1.39 - e) \cdot e^2 \cdot 10^4}$$

con los siguientes significados:

- m = momento unitario de servicio en kNm/m;
- e = espesor de la pared en metros.

$$m = m_{ve} = 43.75 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$e = 0.40 \text{ m}$$

Se obtiene $k = 0.021$

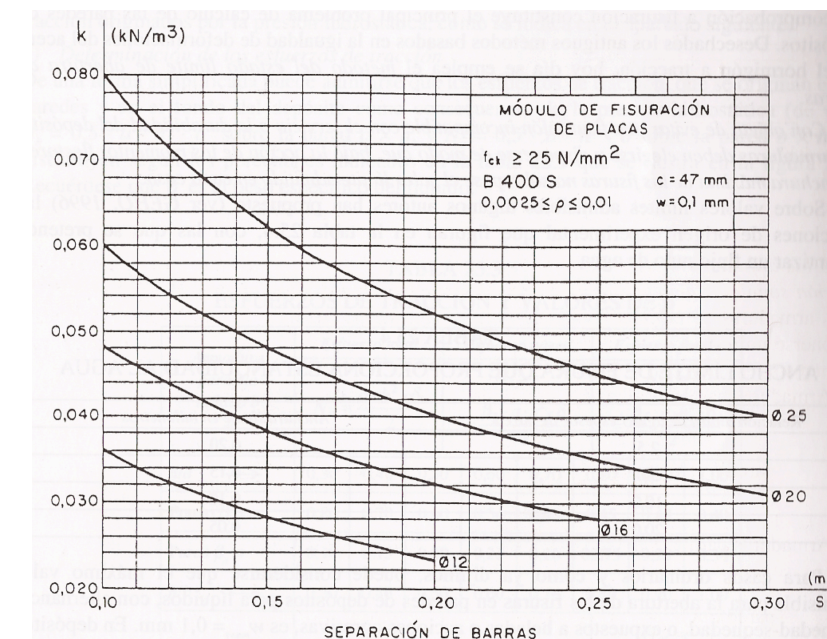


Gráfico 2. Valores de k para un ancho de fisura de 0.1 milímetros



Con este valor se entra en el gráfico y al resultar un valor pequeño se considera la armadura mínima con $\phi 14$ separados a 20 cm, es decir, $A = 8 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Es necesario comprobar esta sección a rotura mediante las siguientes fórmulas:

Cuantía mecánica: $w = \frac{A \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$

Canto útil: $d = 0.353 \text{ m}$

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero = $348 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón = $20 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$

A = sección del acero = 8 cm^2

Luego:

$$w = \frac{8 \cdot 348 \cdot 10^3}{100 \cdot 35.3 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0.039$$

El momento último de agotamiento se obtiene de la siguiente fórmula:

$$m_u = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

donde:

$$\mu = w \cdot (1 - 0.6 \cdot w) = 0.039 \cdot (1 - 0.6 \cdot 0.039) = 0.038$$

Luego:

$$m_u = 0.038 \cdot 1 \cdot 0.353^2 \cdot 20 \cdot 10^3 = 94.7 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}$$

Se comprueba el coeficiente de seguridad:

$$\gamma_f = \frac{m_u}{m_{ve}} = \frac{94.7}{43.75} = 2.16 > 1.5$$

que resulta aceptable.

Por lo tanto se adopta para las armaduras verticales $\phi 14$ cada 20 cm.

Armadura horizontal en los muros laterales

Siguiendo la misma metodología se obtiene la armadura horizontal:

Módulo de fisuración:

$$k = \frac{0.75 \cdot m}{(1.39 - e) \cdot e^2 \cdot 10^4}$$

$m = m_{he} = 37.5 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}$

$e = 0.40 \text{ m}$

Se obtiene $k = 0.0098 \rightarrow$ al ser un valor pequeño se calcula la armadura mínima para w_{max} , que como se vio en el apartado correspondiente es de $8 \text{ cm}^2/\text{m}$.

A esta última armadura horizontal es necesario sumarle la que corresponde a la tracción simple originada en las placas por el empuje hidrostático. Como se comentó anteriormente, estas armaduras se calculan con una tensión baja del acero, $\sigma_{s,adm} = 100 \text{ N}/\text{mm}^2$.

$$A_{ap} = \frac{\beta_{ap} \cdot b \cdot h \cdot \gamma}{2 \cdot \sigma_{s,adm}}$$

$$A_{bp} = \frac{\beta_{bp} \cdot a \cdot h \cdot \gamma}{2 \cdot \sigma_{s,adm}}$$

Luego:

$$A_{ap} = \frac{0.33 \cdot 4 \cdot 5 \cdot 10}{2 \cdot 10} = 3.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{bp} = \frac{0.37 \cdot 3 \cdot 5 \cdot 10}{2 \cdot 10} = 2.78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Esta área se distribuye entre las dos caras de las paredes, con lo que resulta una armadura total:

$A_{ap} = 8 + (3.3 / 2) = 9.65 \text{ cm}^2$ que corresponde a $\phi 16$ cada 20 cm.

$A_{bp} = 8 + (2.78 / 2) = 9.39 \text{ cm}^2$ que corresponde a $\phi 16$ cada 20 cm.

3.2.5.3. Armadura (depósito vacío)

Para el caso de depósito vacío, las leyes de esfuerzos obtenidas son de signo contrario y los valores de los esfuerzos, en valor absoluto, algo menores que los obtenidos con el depósito lleno.

De ahí, que si en el caso anterior el armado de la sección se correspondía con un diámetro de 16 mm cada 20 cm (10 cm^2), cabe esperar que con la hipótesis de depósito vacío, se obtendrá una armadura necesaria igual o inferior pero dirigida en el sentido opuesto.

3.3. CÁLCULO DE LA SOLERA

3.3.1. Esfuerzos

3.3.1.1. Esfuerzos de flexión

Las *armaduras inferiores* de la placa de fondo pueden determinarse a partir de los momentos unitarios originados por el empuje de tierras, más los originados por el peso propio del depósito vacío, no teniéndose en cuenta, generalmente, el peso de la solera.

Para el caso de depósitos de tamaño pequeño o mediano que no requieran juntas de dilatación, los momentos debidos al peso propio pueden evaluarse, del lado de la seguridad, mediante las fórmula:

$$m_{ae} = 0.10 \cdot p \cdot (a + b)$$

$$m_{be} = 0.10 \cdot p \cdot (a + b) \cdot \frac{a}{b}; (a \leq b)$$

p = Peso de la pared por unidad de longitud.

$$p = (\gamma_c \cdot h \cdot e)$$

$$p = 25 \cdot 5 \cdot 0.40 = 50 \text{ kN/m}$$

donde:

- γ_c : peso específico del hormigón armado = 25 kN/m³
- h : altura de los muros laterales = 5 m
- e : espesor de los muros laterales = 0.40 m

Luego:

$$m_{ae} = 0.10 \cdot 50 \cdot (3 + 4) = 35 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$m_{be} = 0.10 \cdot 50 \cdot (3 + 4) \cdot \frac{3}{4} = 26.25 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Se determinarán así las armaduras que corresponden a los empotramientos, las cuales pueden continuarse a lo largo de toda la placa si no resulta una cuantía excesiva. En caso contrario, en el vano puede disponerse la cuantía mínima de flexión.

Las *armaduras superiores* de la placa de fondo pueden determinarse a partir de los mismos momentos m_{ve} , de las paredes adyacentes, ya que ambos momentos han de equilibrarse, tal y como muestra la siguiente figura:

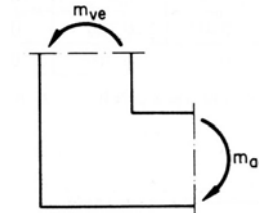


Ilustración 8. Momentos de empotramiento pared-solera: $m_{ae} = m_{ve}$

A estas armaduras es necesario sumarles las necesarias para absorber los esfuerzos de tracción originados por la presión hidrostática, como se indica en el apartado siguiente.

3.3.1.2. Esfuerzos de tracción

De una forma simplificada puede admitirse que los esfuerzos de tracción, que se originan en las paredes como consecuencia de la presión hidrostática, se distribuyen de la siguiente manera:

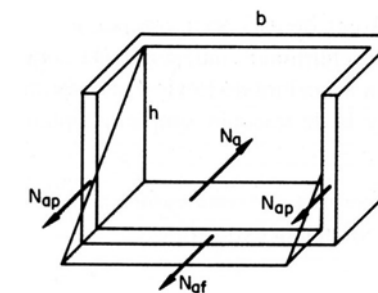


Ilustración 9. Esfuerzos de tracción.

El valor de β_f viene tabulado en función de h/b y h/a .

Para $h/a = 5/3 = 1.7 \rightarrow \beta_{bf} = 0.35$

$$N_{bp} = \frac{0.35 \cdot 4 \cdot 5^2 \cdot 10}{2} = 175 \text{ kN}$$



Para $h/b = 5/4 = 1.25 \rightarrow \beta_{af} = 0.36$

$$N_{af} = \frac{0.36 \cdot 3 \cdot 5^2 \cdot 10}{2} = 135 \text{ kN}$$

3.3.2. Armaduras mínimas

La recomendación de P. Jiménez Montoya dicta los siguientes valores de cuantías mínimas de armadura referidas a la sección total de hormigón para cada cara y dirección:

Para $w = 0.1$ mm en flexión armado mínimo = $0.0020 = 0.20\%$

Para $w = 0.2$ mm en flexión armado mínimo = $0.0015 = 0.15\%$

Como criterio general se ha adoptado una cuantía del 0.20% en muros y losa, en cada cara y dirección.

$$A_{\min} = 0.0020 \cdot 100 \cdot 40 = 8 \text{ cm}^2 = 1\phi 14c/20 \text{ cm.}$$

3.3.3. Cálculo de las armaduras

Armaduras Inferiores

Se determinan suponiendo el depósito vacío, en función del peso unitario de la pared, $p = 50$ kN/m.

Como con las paredes, se comienza por determinar el módulo de fisuración k , mediante la expresión:

$$k = \frac{0.75 \cdot m}{(1.39 - e) \cdot e^2 \cdot 10^4}$$

$$m = m_{ae} = 35 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$m = m_{be} = 26.25 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$e = 0.40 \text{ m}$$

Se obtiene $k = 0.016$ y 0.012 respectivamente, obteniendo en el gráfico una armadura menor a la armadura mínima establecida por la EHE y calculada anteriormente, con lo que se toma esta última ($\phi 14$ cada $20 \text{ cm} = 8 \text{ cm}^2$)

A esta armadura horizontal es necesario sumarle la de tracción simple debido al empuje hidrostático; estas armaduras se calculan suponiendo una tensión baja del acero, $\sigma_{s,adm} = 100 \text{ N}/\text{mm}^2$.

$$A_{af} = \frac{\beta_{af} \cdot h^2 \cdot \gamma}{2 \cdot \sigma_{s,adm}}$$

$$A_{bf} = \frac{\beta_{bf} \cdot h^2 \cdot \gamma}{2 \cdot \sigma_{s,adm}}$$

Luego:

$$A_{af} = \frac{0.36 \cdot 5^2 \cdot 10}{2 \cdot 10} = 4.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{bf} = \frac{0.35 \cdot 5^2 \cdot 10}{2 \cdot 10} = 4.375 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Esta área se distribuye entre las dos caras de las paredes, con lo que resulta una armadura total:

$$A_{af} = 8 + (4.5 / 2) = 10.25 \text{ cm}^2 \text{ que corresponde a } \phi 16 \text{ cada } 20 \text{ cm.}$$

$$A_{bf} = 8 + (4.375 / 2) = 10.19 \text{ cm}^2 \text{ que corresponde a } \phi 16 \text{ cada } 20 \text{ cm.}$$

Armaduras Superiores

Se determinan a partir de los momentos de empotramiento de los arranques de las paredes correspondientes, con el depósito lleno.

Al igual que en el caso anterior, se comienza por determinar el módulo de fisuración k , mediante la expresión:

$$k = \frac{0.75 \cdot m}{(1.39 - e) \cdot e^2 \cdot 10^4}$$

$$m = m_{ae} = m_{be} = m_{ve} = 43.75 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$e = 0.40 \text{ m}$$

Se obtiene $k = 0.021$, con lo que entrando en el gráfico, se obtiene una armadura $\phi 12$ cada $20 \text{ cm} = 5.65 \text{ cm}^2$. Menor a la armadura mínima (8.00 cm^2), con lo que se escoge esta última.

A la armadura horizontal es necesario sumarle la de tracción, ya calculada para la armadura inferior, con lo que la armadura superior total será:

$$A_{af} = 8 + (4.5 / 2) = 10.25 \text{ cm}^2 \text{ que corresponde a } \phi 16 \text{ cada } 20 \text{ cm.}$$

$$A_{bf} = 8 + (4.375 / 2) = 10.19 \text{ cm}^2 \text{ que corresponde a } \phi 16 \text{ cada } 20 \text{ cm.}$$

3.4. RESUMEN DE RESULTADOS

A continuación se exponen los resultados obtenidos tanto para las paredes como para la solera de las arquetas, así como su disposición en el hormigón.

ARMADURAS DE LAS ARQUETAS				
PLACA	Armadura tipo	Momento de servicio (kNm/m)	Armadura total	
			A (cm ²)	∅ - s (mm-cm)
Pared a	1	$m_{vm} = 12.5$	8	∅14 - 20
	2	-	8	∅14 - 20
	3	$m_{ve} = 43.75$	8	∅14 - 20
	7	$m_{hm} = 16.25$	9.65	∅16 - 20
	8	$m_{he} = 37.5$	9.65	∅16 - 20
	9	refuerzo	-	∅16 - 20
Pared b	1	$m_{vm} = 12.5$	8	∅14 - 20
	2	-	8	∅14 - 20
	3	$m_{ve} = 43.75$	8	∅14 - 20
	7	$m_{hm} = 16.25$	9.39	∅16 - 20
	8	$m_{he} = 37.5$	9.39	∅16 - 20
	9	refuerzo	-	∅16 - 20
Losa axb	4	$m_{inf} = 35$	10.25	∅16 - 20
	5	solapo	-	∅16 - 20
	6	$m_{sup} = 43.75$	10.25	∅16 - 20
Losa bxa	4	$m_{inf} = 26.25$	10.19	∅16 - 20
	5	solapo	-	∅16 - 20
	6	$m_{sup} = 43.75$	10.19	∅16 - 20

Tabla 6. Armaduras Necesarias. Arquetas

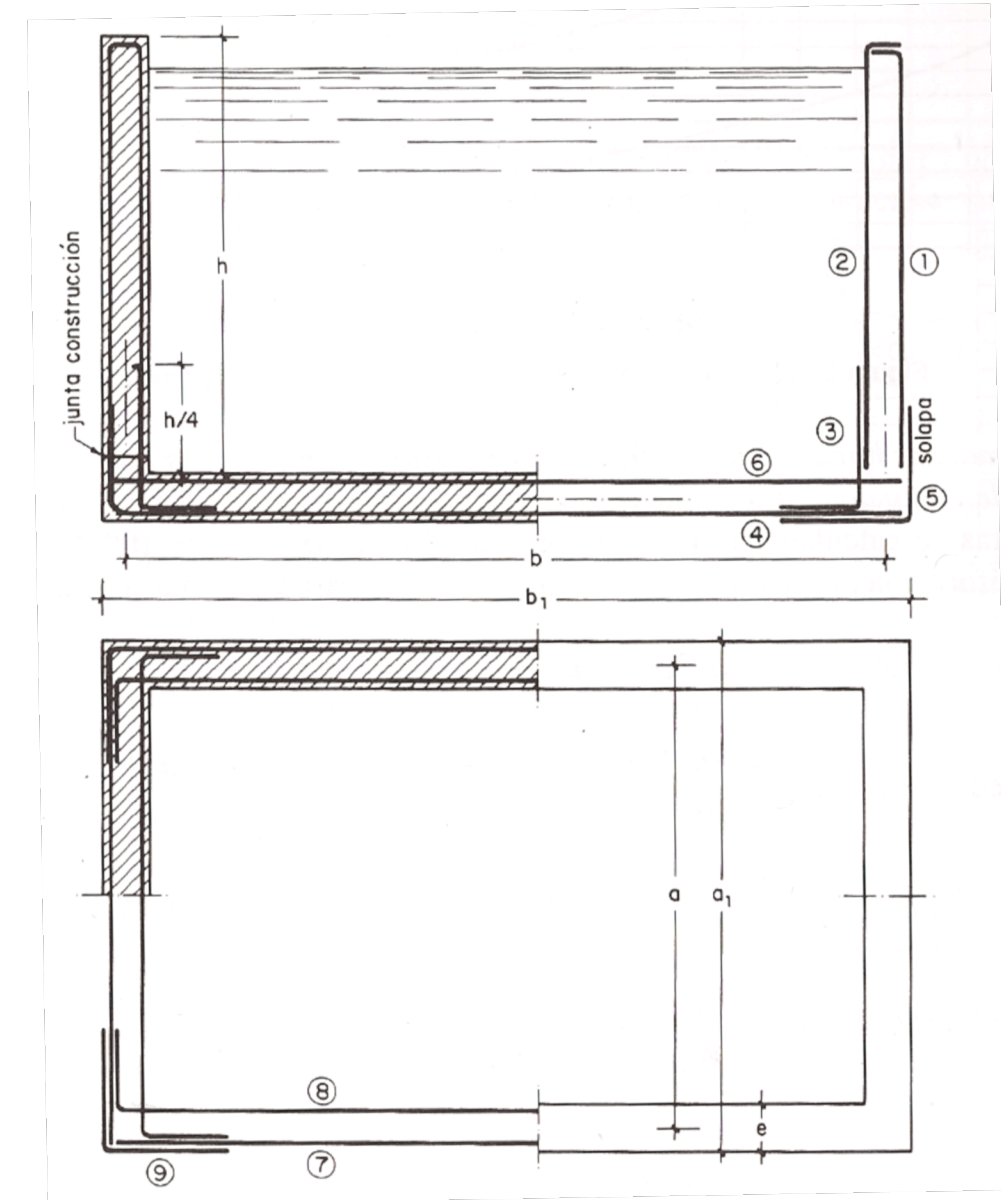


Ilustración 10. Disposición de armaduras



PARTE 4:

Diseño de un sistema de captación y transporte de agua para su posterior aprovechamiento. Proyecto de obra de entrega de aguas superficiales procedentes del cauce del río Turia para abastecimiento a la ETAP de La Presa (T.M. de Manises, Valencia)

Autor: Luis Manuel Brox Escudero



"Yo sostendría que las gracias son la forma más alta de pensamiento y que el agradecimiento supone una felicidad duplicada cuando media la sorpresa"

(G.K. Chesterton)

**A mi familia y amigos; en especial a María Dolores, mi hermano y mis padres,
sin ellos esta meta hubiera sido inalcanzable.**



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE "LA PRESA"



MEMORIA



ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	1
2.	Comportamiento Hidráulico de la tubería.....	2
2.1.	Velocidad Máxima del Agua.....	2
2.2.	Pérdidas de Carga. Continuas y localizadas.....	2
2.3.	MDP	3
3.	Comportamiento mecánico de la tubería.....	3
3.1.	Hipótesis I	3
3.2.	Hipótesis II	3
3.3.	Hipótesis III	3
3.3.1.	Flecha Máxima	3
3.3.2.	Tensión Máxima.....	4
4.	Cálculo Estructural	4
4.1.	Cimentaciones	4
4.1.1.	Apoyos	4
4.1.2.	Cercha	4
4.2.	Dimensionamiento de la cercha	4
5.	Valoración Económica	6
5.1.	Mediciones.....	6
5.2.	Cuadro de Precios	7
5.3.	Presupuesto General	9
6.	Bibliografía.....	10

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1:	Reja de 20mm instalada en la obra de toma, en la ETAP "La presa".....	1
Ilustración 2:	Macrotamiz de 10mm instalado en la ETAP "La Presa".....	1
Ilustración 3:	Cercha	5

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1:	Tabla Resultados, Pérdidas Continuas.....	2
Tabla 2:	Tabla de resultados, coeficiente de pérdida de carga del elemento, Cámara de Reparto 1.....	2
Tabla 3:	Tabla de resultados, coeficiente de pérdida de carga del elemento, Cámara de Reparto 2.....	2
Tabla 4:	Tabla de resultados, coeficiente de pérdida de carga del elemento, Cámara de Reparto 2.....	3
Tabla 5:	Resultados MDP	3
Tabla 6:	Hipótesis pésima de carga y sollicitaciones condicionales en los tubos de acero aéreos.....	3
Tabla 7:	Resultados Hipótesis I, comportamiento mecánico.....	3
Tabla 8:	Coefficiente de Seguridad, Hipótesis II, comportamiento mecánico.....	3
Tabla 9:	Resultados Flecha Máxima DN1800, Hipótesis III	3
Tabla 10:	Resultados Flecha Máxima DN1100, Hipótesis III	4
Tabla 11:	Resultados Tensión Máxima DN1800, Hipótesis III.....	4
Tabla 12:	Resultados Tensión Máxima DN1100, Hipótesis III.....	4

ÍNDICE DE ANEJOS

ANEJO 4.1. Cálculos Hidráulicos.

ANEJO 4.2. Cálculos Mecánicos.

ANEJO 4.3. Cálculos Estructurales.

ANEJO 4.4. Reportaje Fotográfico.

1. INTRODUCCIÓN

La entrega a la ETAP de La Presa en el término municipal de Manises se plantea en la última parte del trazado. Esta discurre desde el cruce con el canal Júcar-Turia, hasta la entrega en las diferentes obras de toma de la ETAP. Cruzar dicho canal planteará el primer problema que quedará resuelto con una estructura metálica en forma de cercha, con un vano de 27 metros cuyo dimensionamiento se encuentra detalladamente en el Anejo 4.3. Cálculo Estructural.

Como ya se justifica en la Parte 0, se ha decidido entregar directamente el agua procedente del río Turia en las 3 cámaras de reparto que se encuentran en la ETAP. Para ello y como ya se especificó anteriormente en la Parte 0, es necesario instalar un pretratamiento en cabecera, justo aguas abajo de la cámara de carga, con el fin de transportar un agua más limpia en la tubería y así evitar problemas de mantenimiento y limpieza de dicha tubería. Dicho pretratamiento está compuesto por una reja de 20mm similar al que se puede ver en la ilustración 1 y un macro tamiz de 10mm similar al que se observa en la ilustración 2. Ambos dispuestos con un sistema de autolimpieza de agua a presión.

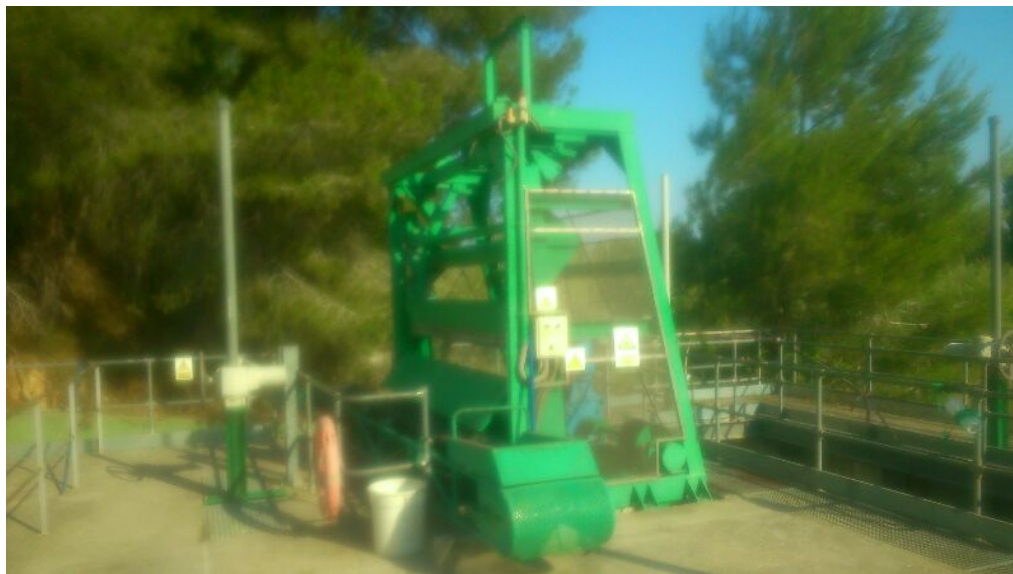


Ilustración 1: Reja de 20mm instalada en la obra de toma, en la ETAP "La presa".



Ilustración 2: Macrotamiz de 10mm instalado en la ETAP "La Presa".

Como ya se explica en el predimensionamiento de la Parte 0, esta parte del trazado va a estar compuesta por dos tipos de tubería.

- La primera, con la que llega el abastecimiento, se trata de una tubería de acero ST52 de DN 1800 mm y espesor de 16mm. Dicha tubería discurrirá desde la subida del talud para el cruce del canal hasta la bifurcación que se encuentra en la ETAP "La Presa".
- La segunda, se trata de una tubería de abastecimiento de DN 1100mm y espesor de 11mm, del mismo material. Esta tubería tiene la función de repartir el caudal proveniente del abastecimiento del río Turia en 3 caudales iguales que llegarán a las diferentes cámaras de reparto. (Plano 4 1. Entrega: Planta General Detalle)

Para la unión de ambas tuberías se dispone una pieza de calderería la cual se puede observar en el plano 4 1 Entrega: Planta General Detalle.

A continuación se procederá a realizar las comprobaciones pertinentes tanto a nivel hidráulico como mecánico de la tubería y la disposición de las estructuras necesarias.



2. Comportamiento Hidráulico de la tubería.

Todos los resultados expuestos a continuación se desarrollan en el Anejo 4.1. Cálculo Hidráulico.

Para el dimensionamiento y correcto funcionamiento hidráulico de ambas tuberías se realizan las siguientes comprobaciones de cálculo:

2.1. Velocidad Máxima del Agua

Imponiendo la condición recomendada en la Guía Técnica para Tuberías de agua a presión del CEDEX de que la velocidad del agua en la tubería no deben ser superiores a 2,5 m/s, se comprueba la velocidad para los caudales de 3,5 m³/s y 5,5 m³/s para ambas tuberías.

Se obtienen unas velocidades comprendidas entre 1.426 m/s y 2,24 m/s para la tubería de DN 1800 mm y unas velocidades entre 1,271 y 2,005 m/s para la tubería de DN 1100mm cumpliendo así dicha restricción.

2.2. Pérdidas de Carga. Continuas y localizadas.

En primer lugar se calculan las pérdidas de carga continuas por metro para ambas tuberías, obteniendo unos valores de:

DN 1800	
Número de Reynolds	3.046.823
Coefficiente de pérdidas (f)	0,01160400
Pérdida de carga continua por metro lineal (hf)	0,00168068
DN 1100	
Número de Reynolds	1.665.672
Coefficiente de pérdidas (f)	0,01280886
Pérdida de carga continua por metro lineal (hf)	0,00244603

Tabla 1: Tabla Resultados, Pérdidas Continuas.

Después se calculan las pérdidas de carga localizadas para cada una de las 3 cámaras de reparto en las cuales se entrega el agua en la presa. Obteniendo unos resultados de:

CÁMARA DE REPARTO 1			
Descripción		Distancia al Origen	k
	Codo de 63º	0	0,798
	Codo de 90º	15,65	1,14
	Codo de 90º	22,83	1,14
	Codo de 53º	66,4	0,6713
	Codo de 90º	73,9	1,14
	Codo de 90º	83,9	1,14
	Codo de 90º	133,9	1,14
	Disminución de sección	184,5	0,25
	Codo de 90º	185	1,14
	Codo de 90º	228	1,14
	Válvula de mariposa completamente abierta	229	0,25
	Codo de Retorno, 180º	230	2,2

Tabla 2: Tabla de resultados, coeficiente de pérdida de carga del elemento, Cámara de Reparto 1.

CÁMARA DE REPARTO 2			
Descripción		Distancia al Origen	k
	Codo de 63º	0	0,798
	Codo de 90º	15,65	1,14
	Codo de 90º	22,83	1,14
	Codo de 53º	66,4	0,6713
	Codo de 90º	73,9	1,14
	Codo de 90º	83,9	1,14
	Codo de 90º	133,9	1,14
	Disminución de sección	184,5	0,25
	Codo de 90º	185	1,14
	Codo de 90º	227	1,14
	Válvula de mariposa completamente abierta	228	0,25
	Codo de Retorno, 180º	229	2,2

Tabla 3: Tabla de resultados, coeficiente de pérdida de carga del elemento, Cámara de Reparto 2.

CÁMARA DE REPARTO 3			
Descripción	Distancia al Origen	k	
Codo de 63º	0	0,798	
Codo de 90º	15,65	1,14	
Codo de 90º	22,83	1,14	
Codo de 53º	66,4	0,6713	
Codo de 90º	73,9	1,14	
Codo de 90º	83,9	1,14	
Codo de 90º	133,9	1,14	
Disminución de sección	184,5	0,25	
Codo de 90º	300	1,14	
Válvula de mariposa completamente abierta	300	0,25	
Codo de Retorno, 180º	300	2,2	

Tabla 4: Tabla de resultados, coeficiente de pérdida de carga del elemento, Cámara de Reparto 2.

Con dichos resultados se obtiene la línea de altura piezométrica y la línea de altura de energía para cada uno de los distintos tramos, comprobando así que al punto de entrega se llega con la presión suficiente. En el Anejo 4.1. Cálculo Hidráulico se puede observar los diferentes gráficos para las distintas cámaras de reparto en los que se muestra la línea de Altura de energía de dicha tubería.

2.3. MDP

El término MDP hace referencia a la Presión Máxima de Diseño que ha de soportar la tubería en régimen permanente, de la red o de la zona de presión fijada por el proyectista, considerando futuras ampliaciones e incluyendo el golpe de ariete.

Para el cálculo de dicha presión se ha sumado la presión de diseño de la tubería calculada a través de Bernouilli y la sobrepresión debida al golpe de ariete. Los resultados de dichos cálculos son:

	Máxima Presión de Diseño (Mpa)	Sobrepresión GA (Mpa)	MDP (Mpa)
DN 1800	0,55	0,521	1,071
DN 1100	0,45	0,521	0,970

Tabla 5: Resultados MDP

3. Comportamiento mecánico de la tubería.

Para comprobar el comportamiento mecánico de nuestra tubería y según las recomendaciones de la Guía Técnica sobre tuberías para el transporte de agua a Presión, al tratarse de un trazado aéreo han de realizarse las siguientes 3 hipótesis.

	Combinación de Acciones	Solicitud determinante
Tubos Aéreos	Hipótesis I	Presión Interna positiva
	Hipótesis II	Presión interna negativa
	Hipótesis III	Acciones gravitatorias
		Estado tensional y deformaciones

Tabla 6:

Hipótesis pésima de carga y solicitaciones condicionales en los tubos de acero aéreos.

3.1. Hipótesis I

	MPD Mpa	Padm Mpa	
DN 1800	2,75	3,15	OK
DN 1100	2,5	3,55	OK

Tabla 7: Resultados Hipótesis I, comportamiento mecánico.

3.2. Hipótesis II

	C (Coeficiente de Seguridad)	
DN 1800	3,18	OK
DN 1100	4,53	OK

Tabla 8: Coeficiente de Seguridad, Hipótesis II, comportamiento mecánico.

3.3. Hipótesis III

La hipótesis III está compuesta por dos comprobaciones, una de ellas es la flecha máxima, limitada a 1/360 y otra de ellas es el estado tensional, cuya tensión no debe superar la tensión máxima admisible del propio tubo.

3.3.1. Flecha Máxima

Hipótesis de Flecha	
E (kN/m2)	210000000
I (m4)	0,0366
L (m)	4
Flecha (m)	0,00001665
Flecha Máxima (m)	0,01111
OK	

Tabla 9: Resultados Flecha Máxima DN1800, Hipótesis III

Hipótesis de Flecha	
E (kN/m ²)	210000000
I (m ⁴)	0,0057
L (m)	4
Flecha (m)	0,00004014
Flecha Máxima (m)	0,01111
OK	

Tabla 10: Resultados Flecha Máxima DN1100, Hipótesis III

3.3.2. Tensión Máxima

Hipótesis de Tensión Máxima	
I (m ⁴)	0,0366
R exterior (m)	0,9000
W	0,0407
Tensión Max (Mpa)	1,88763205
Tensión Admisible (Mpa)	355,00000
OK	

Tabla 11: Resultados Tensión Máxima DN1800, Hipótesis III.

Hipótesis de Tensión Máxima	
I (m ⁴)	0,0057
R exterior (m)	0,5500
W	0,0105
Tensión Max (Mpa)	2,78185
Tensión Admisible (Mpa)	355,00000
OK	

Tabla 12: Resultados Tensión Máxima DN1100, Hipótesis III.

4. Cálculo Estructural

El detalle de todos los cálculos realizados para la obtención de los resultados descritos a continuación se encuentran expuestos en el Anejo 4.3. Cálculo Estructural. A continuación se pasará a describir únicamente los resultados de las cimentaciones tanto de apoyos como de la cercha y el dimensionamiento de la propia cercha.

4.1. Cimentaciones

Se dimensionaran dos tipos de cimentaciones, para los distintos apoyos que discurren a lo largo de la tubería y para la cercha utilizada para el cruce del canal Júcar-Turia.

4.1.1. Apoyos

Para los apoyos se utilizarán cimentaciones de hormigón en masa, utilizando un hormigón HM-25 / P / 40 / IIa. Debido a que el cálculo mecánico cumple de sobra con las restricciones impuestas, la limitación de cada cuánta distancia se dispondrán los apoyos la ha marcado el no sobredimensionamiento de dichas cimentaciones. Dicho esto, para los apoyos se utilizarán unas cimentaciones cúbicas de 1 x 2,5 x 1 m. La altura puede ser variable en función de las necesidades del terreno.

4.1.2. Cercha

Para la cercha se utilizarán cimentaciones también de hormigón en masa utilizando el mismo hormigón que anteriormente. Serán cimentaciones cúbicas de 4 x 4 x 1 m.

4.2. Dimensionamiento de la cercha

Para la fabricación de la cercha se ha utilizado acero S355 con secciones de:

- Tubo 200 x 200 x 20 mm para la parte superior de la cercha.
- Tubo 200 x 200 x 16 mm para la parte inferior e intermedia de la cercha.
- Perfil HEB 200 para las vigas transversales de dicha cercha.

Quedando pues una cercha de la siguiente forma:

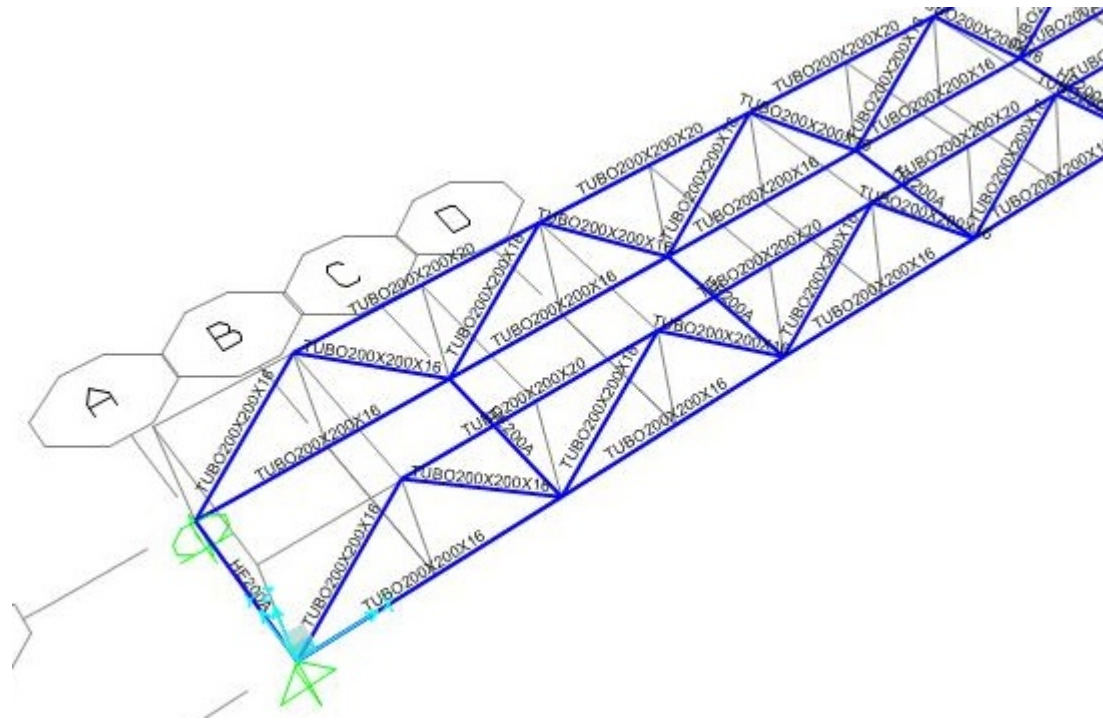


Ilustración 3: Cercha

La cercha está compuesta por tubos de 200x200x20 en la parte superior e intermedia y tubos de 200x200x16 en la parte inferior. Transversalmente la atraviesan perfiles HEB 200. Para dicho dimensionamiento se ha utilizado el programa SAP 200 16.1 cuyos resultados se pueden observar en el Apéndice Nº2: Modelo SAP del anejo 4.3. Cálculos Estructurales.

Las comprobaciones a realizar en dicho calculo han sido:

- Aprovechamiento: < 1 para todas las barras.
- Flecha Máxima $< L/250$

La unión de los elementos de la cercha se realizará a través soldaduras. No siendo esto objeto de nuestro proyecto, para un posterior proyecto de construcción se tendrían en cuenta tanto el tamaño como el tipo de soldadura.

La base de la cercha irá cubierto por tramex de 20x20 cm para facilitar las operaciones de mantenimiento.



5. Valoración Económica

5.1. Mediciones

01 Movimiento de Tierras, Cimentación y estructura

	Uds	Largo	Ancho	Alto	Subtotal	Total
m ² Desbroce y limpieza del terreno con arbustos.						
zona de servidumbre	1,00	79,20	2,50		198,00	
					Total en m2	198,00
m ³ Zapata de cimentación de hormigón en masa.						
Zapata Izquierda de la cercha	1	4	4	1,2	19,2	40,00
Zapata Derecha de la cercha	1	4	4	2,5	40	40,00
Zapata de los apoyos	17	1	2,5	0,6	1,5	25,50
Zapatas Subida del Talud	6	1	2,5	1,5	3,75	22,50
					Total m3	128,00
m ² Estructura metálica realizada con cerchas de acero laminado S355JR , con una cuantía de acero de 18,75 kg/m² , L>27m, separación de 2,5 m entre cerchas.						
Cercha Cruce Canal Júcar Turia	2	27	1	1,5	40,5	
					Total m2	81
ud Pieza especial de Acero S355JR, apoyo de la tubería DN 1800 incluyendo abrazadera						
Subida del Talud	18					
Cercha Cruce Canal Júcar Turia	10					
ETAP	32					
					Total ud	60
ud Pieza especial de Acero S355JR, apoyo de la tubería DN 1100 incluyendo abrazadera						
ETAP	51					
					Total ud	51

02 TUBERÍA VÁLVULAS Y PIEZAS ESPECIALES

	Uds	Largo	Ancho	Alto	Subtotal	Total
Kg Acero S355JR para formación de tubería de abastecimiento con diámetro igual o superior a 1000 mm, incluso parte proporcional de revestimiento interior formado por epoxi alimentario de 300 micras de espesor y revestimiento exterior mínimo de 3mm de polietileno o similar. Transporte incluido hasta acopio en obra.						
Tubería Acero DN1800 mm						
Espesor 16 mm	1	179,14		353,5	63334,5887	63334,58872
Peso m de tubería = 353,548 Kg/m						
Tubería Acero DN1100 mm						
Espesor 11 mm	1	204,59		215,4	44077,4834	44077,48337
Peso m de tubería = 215,443 Kg/m						
					Total Kg	107412,0721
Kg acero S355JR para formación de piezas especiales para tubería de abastecimiento de diámetro igual o superior a 1000 mm, incluso parte proporcional de revestimiento interior formado por epoxi alimentario de 300 micras de espesor y revestimiento exterior mínimo de 3 mm de polietileno o similar. Transporte incluido hasta acopio en obra						
Codo 63º DN 1800, subida Talud						
1414 Kg/ud	1			1414		1414
Codo 90º Subida Talud						
1534 Kg/ud	1			1534		1534
Codo 90º Entrada al a cercha						
1534 Kg/ud	1			1534		1534
Codo 53º En la ETAP						
930 Kg/ud	1			930		930
Codo 90º En la ETAP						
1534 Kg/ud	3			1534		4602
Té y disminución de sección a DN 1100mm						
1619 Kg/ud	1			1619		1619
Codo 90º En la entrega						
1534 Kg/ud	3			852		2556
Codo de retorno 180º para la entrega						
1534 Kg/ud	3			3426		10278
					Total Kg	24467
ud Brida de acero DN 1100						
Conexión Codo de retorno 180º	3			1		3
Conexión Cámara de Reparto	3			1		3
					Total ud	6



5.2. Cuadro de Precios

Ud Válvula de mariposa de diámetro 1100 mm, PN 10, y montaje entre bridas, accionada mediante desmultiplicador manual, con volante índice visual, construida con cuerpo de fundición nodular, eje, mariposa y tornillería de acero inoxidable, y anillo de estanqueidad en EPDM.

En las 3 conexiones a las cámaras de reparto 3

ud Caudalímetro electromagnético para tubería de diámetro 1100 mm, incluyendo carrete portasondas (construido en plancha de acero, con extremos brida PN-10)

En las 3 conexiones a las cámaras de reparto 3

ud Junta goma sintética, diámetro 1100 mm. Válvulas y Caudalímetros
Válvulas y caudalímetros 2

021 MONTAJE

Uds	Largo	Ancho	Alto	Subtotal	Total
-----	-------	-------	------	----------	-------

m Colocación y montaje de tubería de acero, junta soldada; Diámetro 1800 mm
Tubería 1 179,14 179,14
Total m 179,14

m Colocación y montaje de tubería de acero, junta soldada; Diámetro 1100 mm
Tubería 1 204,59 204,59
Total m 204,59

ud Montaje de válvula mariposa, Diámetro 1100 mm.
Válvulas 3 3
Total ud 3

ud Montaje de Caudalímetro electromagnético, Diámetro 1100 mm.
Caudalímetros 3 3
Total ud 3

01 Movimiento de Tierras, Cimentación y estructura

3 m² Desbroce y limpieza del terreno con arbustos.
3
Desbroce y limpieza del terreno con arbustos, hasta una profundidad mínima de 25 cm, con medios mecánicos, retirada de los materiales excavados y carga a camión, sin incluir transporte a vertedero autorizado.

Descompuesto	Ud	Descomposición	Rend.	Precio unitario	Precio partida
mq09sie010	h	Motosierra a gasolina, de 50 cm de espada y 3,2 CV de potencia.	0,020	3,00	0,06
mq01pan010a	h	Pala cargadora sobre neumáticos de 120 kW/1,9 m ³ .	0,015	40,13	0,60
mo111	h	Peón ordinario construcción.	0,060	15,92	0,96
%		Medios auxiliares	2,000	1,62	0,03
%		Costes indirectos	3,000	1,65	0,05
Total por m2					1,70 €

3 m³ Zapata de cimentación de hormigón en masa.
Zapata de cimentación de hormigón en masa, realizada con hormigón HM-25/P/40/Ila fabricado en central y vertido desde camión.

Descompuesto	Ud	Descomposición	Rend.	Precio unitario	Precio partida
mt10hmf010N	m ³	Hormigón HM-25/P/40/Ila, fabricado en central.	1,100	69,81	76,79
mo044	h	Oficial 1ª estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	0,283	18,10	5,12
mo090	h	Ayudante estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.	0,283	16,94	4,79
%		Medios auxiliares	2,000	86,70	1,73
%		Costes indirectos	3,000	88,43	2,65

3 Coste de mantenimiento decenal: 2,73€ en los primeros 10 años. **Total por m3 91,08 €**

3 m² Estructura metálica realizada con cerchas de acero laminado S355JR, con una cuantía de acero de 18,75 kg/m², L>27m, separación de 2,5 m entre cerchas.

Descompuesto	Ud	Descomposición	Rend.	Precio unitario	Precio partida
mt07ala010u	kg	Acero laminado UNE-EN 10025 S355JR, en perfiles laminados en caliente, cerchas, para aplicaciones estructurales.	18,750	1,94	36,38
mt27pfi010	l	Imprimación de secado rápido, formulada con resinas alquídicas modificadas y fosfato de zinc.	0,178	4,80	0,85



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE "LA PRESA"



mq08sol010	h	Equipo de oxicorte, con acetileno como combustible y oxígeno como comburente.	0,010	7,36	0,07
mq08sol020	h	Equipo y elementos auxiliares para soldadura eléctrica.	0,015	3,09	0,05
mq07ple010c	Ud	Alquiler diario de cesta elevadora de brazo articulado de 16 m de altura máxima de trabajo, incluso mantenimiento y seguro de responsabilidad civil.	0,010	120,31	1,20
mq07gte010a	h	Grúa autopropulsada de brazo telescópico con una capacidad de elevación de 12 t y 20 m de altura máxima de trabajo.	0,010	48,88	0,49
mo046	h	Oficial 1ª montador de estructura metálica.	0,486	18,10	8,80
mo092	h	Ayudante montador de estructura metálica.	0,486	16,94	8,23
	%	Medios auxiliares	2,000	56,07	1,12
	%	Costes indirectos	3,000	57,19	1,72

Coste de mantenimiento decenal: 1,77€ en los primeros 10 años. **Total por m2 58,91 €**

ud Pieza especial de Acero S355JR, apoyo de la tubería DN 1800 incluyendo abrazadera
Sin descomposición
Total por ud 153,80 €

ud Pieza especial de Acero S355JR, apoyo de la tubería DN 1100 incluyendo abrazadera
Sin descomposición
Total por unidad 147,90 €

02 TUBERÍA VÁLVULAS Y PIEZAS ESPECIALES

Kg Kg Acero S355JR para formación de tubería de abastecimiento

Kg Acero S355JR para formación de tubería de abastecimiento con diámetro igual o superior a 1000 mm, incluso parte proporcional de revestimiento interior formado por epoxi alimentario de 300 micras de espesor y revestimiento exterior mínimo de 3mm de polietileno o similar. Transporte incluido hasta acopio en obra.

Sin descomposición
Total por kg 1,35 €

Kg Kg Acero S355JR para formación de piezas especiales para tubería de abastecimiento

Kg acero S355JR para formación de piezas especiales para tubería de abastecimiento de diámetro igual o superior a 1000 mm, incluso parte proporcional de revestimiento interior formado por epoxi alimentario de 300 micras de espesor y revestimiento exterior mínimo de 3 mm de polietileno o similar. Transporte incluido hasta acopio en obra

Sin descomposición
Total por kg 5,27 €

ud Brida de acero DN 1100
Sin descomposición
Total por ud 4.736,87 €

ud Válvula de mariposa de diámetro 1100 mm

Válvula de mariposa de diámetro 1100 mm, PN 10, y montaje entre bridas, accionada mediante desmultiplicador manual, con volante índice visual, construida con cuerpo de fundición nodular, eje, mariposa y tornillería de acero inoxidable, y anillo de estanqueidad en EPDM.

Sin descomposición
Total por ud 17.886,34 €

ud Caudalímetro electromagnético de diámetro 1100 mm

Caudalímetro electromagnético para tubería de diámetro 1100 mm, incluyendo carrete portasondas (construido en plancha de acero, con extremos brida PN-10)

Sin descomposición
Total por ud 37.571,74 €

ud Junta goma sintética, diámetro 1100 mm. Válvulas y Caudalímetros

Sin descomposición
Total por ud 188,75 €

03 MONTAJE

m Colocación y montaje de tubería de acero, junta soldada; Diámetro 1800 mm
Sin descomposición
Total por m 94,00 €

m Colocación y montaje de tubería de acero, junta soldada; Diámetro 1100 mm
Sin descomposición
Total por m 94,00 €

ud Montaje de válvula mariposa, Diámetro 1100 mm.
Sin descomposición
Total por m 903,43 €

ud Montaje de Caudalímetro electromagnético, Diámetro 1100 mm.
Sin descomposición
Total por m 1.220,48 €



5.3. Presupuesto General

01 Movimiento de Tierras, Cimentación y estructura

	Denominación	Cantidad	Precio	Total
m ²	Desbroce y limpieza del terreno con arbustos.	198,00	1,70 €	336,60 €
m ³	Zapata de cimentación de hormigón en masa.	128,00	91,08 €	11.658,24 €
m ²	Estructura metálica realizada con cerchas de acero laminado S355JR	81	58,91 €	4.771,71 €
ud	Pieza especial de Acero S355JR, apoyo de la tubería DN 1800 incluyendo abrazadera	60	153,80 €	9.228,00 €
ud	Pieza especial de Acero S355JR, apoyo de la tubería DN 1100 incluyendo abrazadera	51	147,90 €	7.542,90 €

02 TUBERÍA VÁLVULAS Y PIEZAS ESPECIALES

	Denominación	Cantidad	Precio	Total
Kg	Kg Acero S355JR para formación de tubería de abastecimiento	107412,072	1,35 €	145.006,30 €
Kg	Kg Acero S355JR para formación de piezas especiales para tubería de abastecimiento	24467	5,27 €	128.941,09 €
ud	Brida de acero DN 1100	6	4.736,87 €	28.421,22 €
ud	Válvula de mariposa de diámetro 1100 mm	3	17.886,34 €	53.659,02 €
ud	Caudalímetro electromagnético de diámetro 1100 mm	3	37.571,74 €	112.715,22 €
ud	Junta goma sintética, diámetro 1100 mm.			
ud	Válvulas y Caudalímetros	12	188,75 €	2.265,00 €

021 MONTAJE

	Denominación	Cantidad	Precio	Total
m	Colocación y montaje de tubería de acero, junta soldada; Diámetro 1800 mm	179,14	94,00 €	16.839,16 €
m	Colocación y montaje de tubería de acero, junta soldada; Diámetro 1100 mm	204,59	94,00 €	19.231,46 €
ud	Montaje de válvula mariposa, Diámetro 1100 mm.	3	903,43 €	2.710,29 €
ud	Montaje de Caudalímetro electromagnético, Diámetro 1100 mm.	3	1.220,48 €	3.661,44 €

TOTAL

	MOVIMIENTO DE TIERRAS, CIMENTACIÓN Y ESTRUCTURA	33.537,45 €
02	TUBERÍA VÁLVULAS Y PIEZAS ESPECIALES	471.007,85 €
021	MONTAJE	42.442,35 €
	TOTAL	546.987,65 €

Este presupuesto difiere mucho de la parte común, esto es así porque en la parte común no se ha tenido en cuenta el precio de la estructura ni del montaje de la misma, ni del montaje de la tubería. Esto es así porque el presupuesto de la parte común tenía como función hacer una comparativa de ambas entregas para el posterior estudio de soluciones. El precio de los elementos anteriormente nombrados sería similar para ambas entregas y por tanto no iba a intervenir en el resultado final de dicho análisis multicriterio.



6. Bibliografía

CEDEX. (2003). *Guía Técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión*. Madrid: Ministerio de Fomento.

CEDEX. (2002). *Prontuario de estructuras metálicas*. Madrid: España Ministerio de Fomento.

CYPE Ingenieros, S. A. (s.f.). *www.generadordeprecios.info*. Recuperado el 13 de 07 de 2014

Emimet. (2013). *Nueva aducción desde la estación de tratamiento de agua potable ETAP de La Presa (Manises) a la red metropolitana de agua en alta*. Valencia.

Ing.Eliud Hernández. (2010). *SAP 2000 V14 MANUAL ESPAÑOL*.

Ministerio de Fomento. (2011). *EAE Instrucción de Acero Estructural*. Madrid: Ministerio de Fomento.



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE "LA PRESA"



ANEJO 4.1. CÁLCULOS HIDRÁULICOS



ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	1
2.	Velocidad Máxima del Agua	1
2.1.	Tubería DN 1800	1
2.2.	Tubería DN1100	1
3.	Pérdidas de Carga Continuas	2
3.1.	Cámara de Reparto 1.	3
3.2.	Cámara de Reparto 2.	3
3.3.	Cámara de Reparto 3.	3
4.	Pérdidas de Carga Localizadas	3
5.	Resultado Altura Piezométrica	5
5.1.	Cámara de Reparto 1.	5
5.2.	Cámara de Reparto 2.	5
5.3.	Cámara de Reparto 3.	5
6.	Cálculo de la Presión Máxima de Diseño (MDP)	6
6.1.	Bernouilli	6
6.1.1.	Cámara de Reparto 1.	6
6.1.2.	Cámara de Reparto 2	6
6.1.3.	Cámara de Reparto 3.	7
6.2.	Golpe de Ariete	7
6.2.1.	Tiempo de cierre de la Válvula	7
6.2.2.	Sobrepresiones Golpe de Ariete	8
6.3.	MDP	8

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1:	Tabla de resultados, Velocidad Máxima para Tubería de DN 1800	1
Tabla 2:	Tabla de resultados, Velocidad Máxima para la Tubería de DN 1100.	2
Tabla 3:	Tabla Resultados, Pérdidas Continuas.	2
Tabla 4:	Tabla 74 del CEDEX: Pérdidas de carga en piezas especiales y válvulas. Valores medios.....	4
Tabla 5:	Tabla de resultados, coeficiente de pérdida de carga del elemento, Cámara de Reparto 1.	4
Tabla 6:	Tabla de resultados, coeficiente de pérdida de carga del elemento, Cámara de Reparto 2.	4
Tabla 7:	Tabla de resultados, coeficiente de pérdida de carga del elemento, Cámara de Reparto 2.	5
Tabla 8:	Tabla de Resultados, Tiempo de cierre de la Válvula.....	7
Tabla 9:	Resultados de la sobrepresión provocada por el golpe de ariete.....	8
Tabla 10:	Resultados MDP	8

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1:	Gráfico Pérdidas Continuas Cámara de Reparto 1.....	3
Figura 2:	Gráfico Pérdidas Continuas Cámara de Reparto 1.....	3
Figura 3:	Gráfico Pérdidas Continuas, Cámara de Reparto 3.....	3
Figura 4:	Gráfico Pérdidas Totales. Cámara de Reparto 1.	5
Figura 5:	Gráfico Pérdidas Totales. Cámara de Reparto 2.	5
Figura 6 :	Gráfico Pérdidas Totales. Cámara de Reparto 3.	5
Figura 7:	Gráfico Presión de Diseño Cámara de Reparto 1.....	6
Figura 8:	Gráfico Presión de Diseño Cámara de Reparto 2.....	6
Figura 9:	Gráfico Presión de Diseño Cámara de Reparto 3.....	7



de la tubería, sobrepresiones derivadas de los posibles golpes de ariete, o que no exista riesgo de ataque físico a la tubería.

1. INTRODUCCIÓN

En el presente anejo se describirá el oportuno cálculo hidráulico de las tuberías encargadas de entregar el agua a la ETAP. Las ecuaciones que establecen el comportamiento hidráulico de cualquier conducción en presión son:

Ecuación de la Continuidad:

$$Q = S_1 \cdot V_1 = S_2 \cdot V_2$$

Ecuación de la conservación de la Energía (Bernoulli):

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2 \cdot g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2 \cdot g} + hf$$

Balance de la Cantidad de Movimiento:

$$\sum F_{ext} = \rho \cdot Q \cdot (V_s - V_e)$$

En el presente anejo siempre que se hagan referencias genéricas al diámetro de una conducción, debe entenderse que se trata del diámetro interior, ya que es el que condiciona la capacidad de transporte de la tubería.

Se van a tratar factores como la velocidad de diseño o las pérdidas de carga tanto localizadas como continuas. Además también se calcula la Máxima Presión de Diseño del sistema, factor clave para la comprobación mecánica de dicha tubería.

Para el estudio del comportamiento hidráulico de la tubería de entrega en la ETAP, se han estudiado las 3 tuberías de entrega por separado, ya que se entrega a cotas diferentes y con longitudes de tubería diferentes.

2. VELOCIDAD MÁXIMA DEL AGUA.

Un aspecto a tener en cuenta en el cálculo hidráulico de la tubería es el relativo a la velocidad máxima para la circulación del agua. Según la Guía Técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión del CEDEX, los valores habituales para las velocidades máximas en servicio en las tuberías no deben superar los 2,5 m/s. Los factores que se tienen en cuenta para limitar estas velocidades son factores como: costes de la instalación, coste

2.1. Tubería DN 1800

Para cumplir la restricción de velocidad máxima igual a 2,5 m/s se ha elegido el menor de los diámetros normalizados de forma que se optimiza los factores anteriormente mencionados. Para la llegada a la ETAP se decide continuar con una tubería de DN 1800 mm y un espesor de 16 mm. Para los caudales de cálculo igual a 3,5 m³/s y 5,5 m³/s (datos proporcionados por el personal de Aguas de Valencia, como caudal a suministrar a la ETAP) para el cálculo de la velocidad se ha empleado la expresión de Mougny, que relaciona la velocidad (m/s) con el ID (m)

$$V = 1,5 \cdot \frac{0,013}{n} \sqrt{ID + 0,05}$$

Siendo:

ID: Diámetro exterior de la tubería (m)

n: Número de Manning.

V: Velocidad en m/s.

En la siguiente tabla se resumen los resultados de la tubería con DN 1800 mm y un espesor de 16mm, tubería elegida para la entrada en la ETAP:

Diámetro Nominal (mm)	1800	
Espesor (mm)	16	
Nº Manning del Acero	0,01	
Caudales de Cálculo (m³/s)	3,5	
	5,5	
Velocidad para 3,5 m³/s (m/s)	1,426	CUMPLE
Velocidad para 5,5 m³/s (m/s)	2,240	CUMPLE

Tabla 1: Tabla de resultados, Velocidad Máxima para Tubería de DN 1800

2.2. Tubería DN1100

Para cumplir la restricción de velocidad máxima igual a 2,5 m/s se ha elegido el menor de los diámetros normalizados de forma que se optimiza los factores anteriormente mencionados. En este caso, para el reparto del caudal que llega del abastecimiento en las 3 cámaras de reparto, se ha calculado un Diámetro Nominal para repartir el caudal en 3 partes iguales, en resumen, para 1/3 del caudal entrante: 1,16 m³/s y 1,83 m³/s cuyo



resultado es una tubería de DN 1100 mm y un espesor de 11mm, para el cálculo de la velocidad se ha vuelto a emplear la expresión de Mougne, anteriormente descrita.

En la siguiente tabla se resumen los resultados de la tubería con DN 1100 mm y un espesor de 11mm, tubería elegida para el reparto en las tres cámaras de reparto.

Diámetro Nominal (mm)	1100	
Espesor (mm)	11	
Nº Manning del Acero	0,01	
Caudales de Cálculo (m³/s)	1,16	
	1,83	
Velocidad para 1,16 m³/s (m/s)	1,271	CUMPLE
Velocidad para 1,83 m³/s (m/s)	2,005	CUMPLE

Tabla 2: Tabla de resultados, Velocidad Máxima para la Tubería de DN 1100.

3. PÉRDIDAS DE CARGA CONTINUAS.

Para el cálculo de las pérdidas continuas en la tubería en primer lugar, se ha hallado el coeficiente de pérdidas de carga por unidad de longitud (f), para ello se ha empleado la expresión de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \log \left(\frac{\epsilon/D}{3,71} + \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{f}} \right)$$

Siendo:

f: Coeficiente de pérdidas de carga por unidad de longitud.

ε: rugosidad absoluta de la pared de la tubería (m).

D: Diámetro interior de la tubería (m).

Re: Número de Reynolds calculado mediante la expresión de:

$$Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D \cdot \nu}$$

Siendo:

Q: Caudal de diseño (m³/s)

ν: Viscosidad cinemática del fluido, adoptando un valor de 1,3·10⁻⁶m²/s

Una vez calculado el coeficiente de pérdidas de carga por unidad de longitud, se calculan las pérdidas totales de carga continua en los tramos de la tubería en los que no se introduce ni se extrae caudal. Para ello se ha empleado la ecuación de Darcy-Weisbach descrita a continuación:

$$hf = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

Siendo:

L: Longitud del tramo, en m.

V: Velocidad del agua, en m/s.

hf: Pérdidas totales de carga en dicho tramo, en m.

Una vez descrita la fórmula de cálculo, posteriormente se describen los resultados para las 3 cámaras de reparto. Para ello, se han cogido tramos de 1 m, con datos de cota geométrica y se han calculado las pérdidas. En los siguientes apartados se pueden mostrar los resultados pérdida de carga repartida total, para las 3 cámaras de reparto.

Los resultados para los distintos diámetros de tuberías son:

DN 1800	
Número de Reynolds	3.046.823
Coeficiente de pérdidas (f)	0,01160400
Pérdida de carga continua por metro lineal (hf)	0,00168068
DN 1100	
Número de Reynolds	1.665.672
Coeficiente de pérdidas (f)	0,01280886
Pérdida de carga continua por metro lineal (hf)	0,00244603

Tabla 3: Tabla Resultados, Pérdidas Continuas.

A continuación se representan los gráficos de Altura Piezométrica y Altura de energía considerando las pérdidas continuas e imponiendo un valor en la presión de cabecera igual a 86,36 mca, valor impuesto por las condiciones del trazado de la tubería aguas arriba.

3.1. Cámara de Reparto 1.

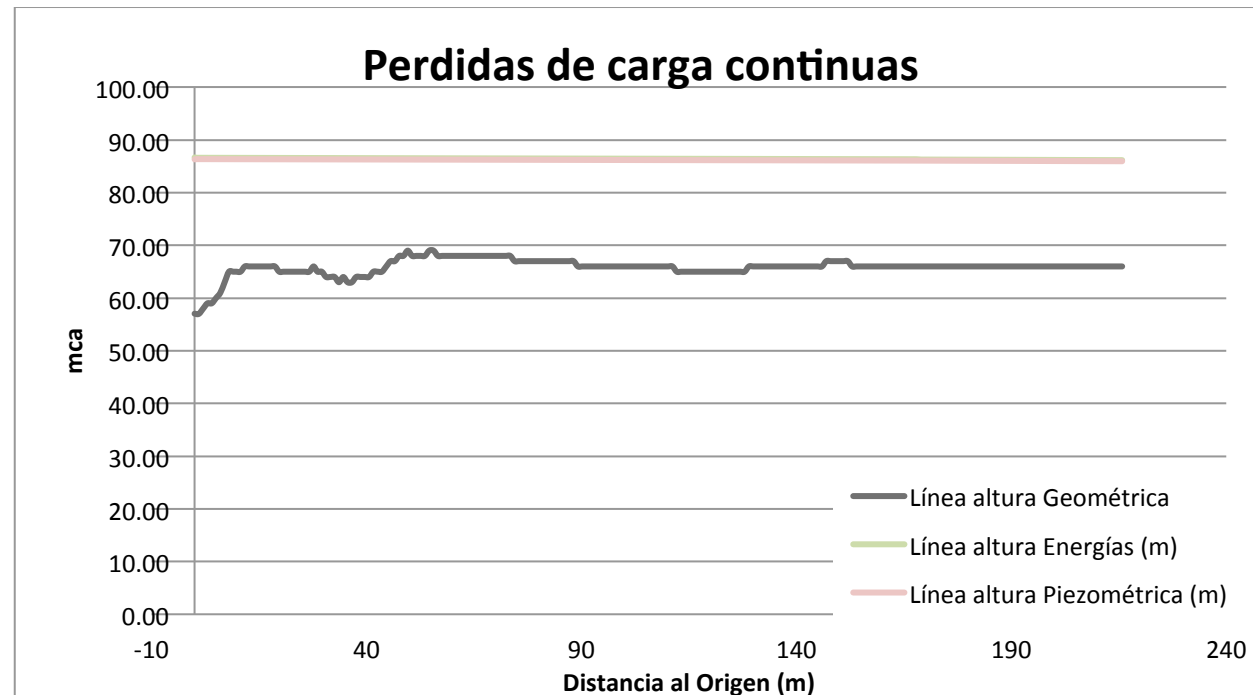


Figura 1: Gráfico Pérdidas Continuas Cámara de Reparto 1.

3.2. Cámara de Reparto 2.

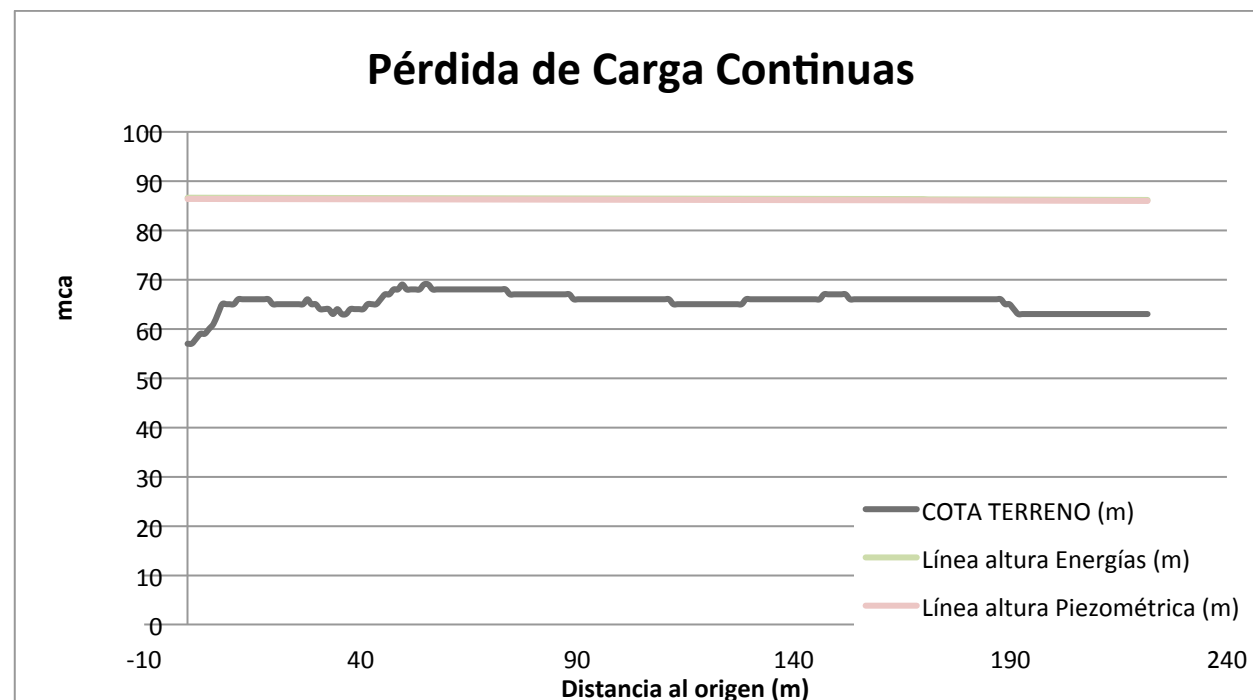


Figura 2: Gráfico Pérdidas Continuas Cámara de Reparto 1.

3.3. Cámara de Reparto 3.

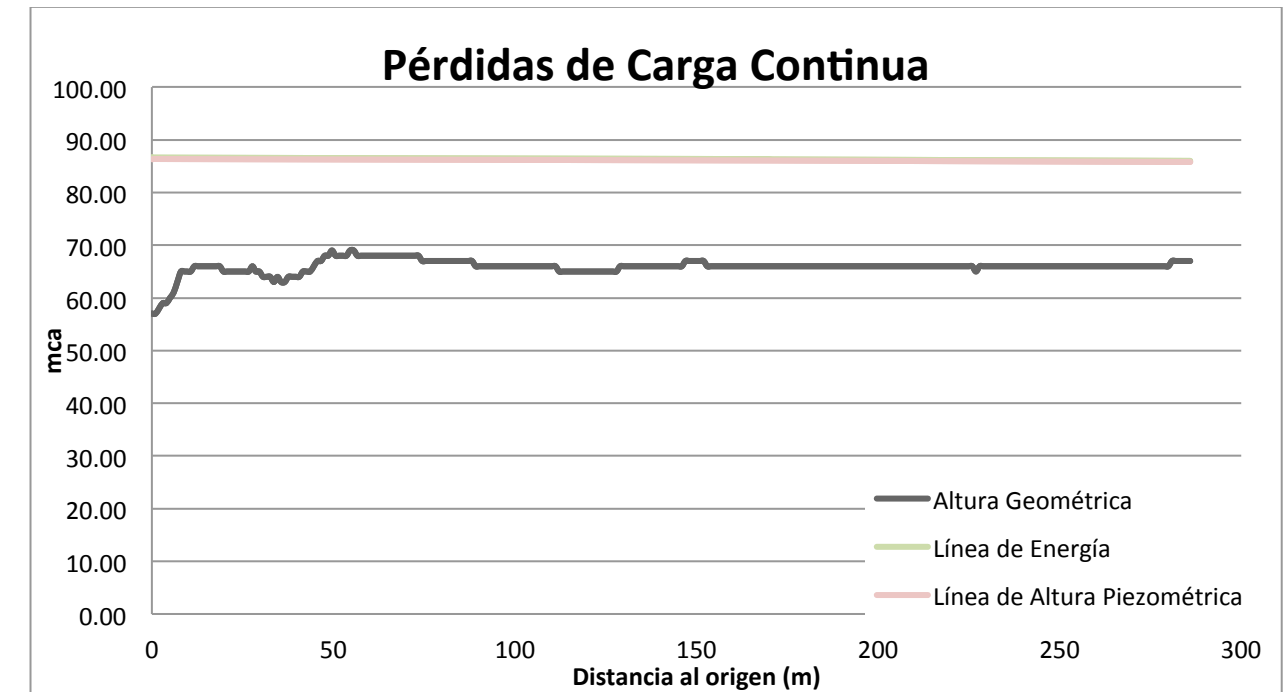


Figura 3: Gráfico Pérdidas Continuas, Cámara de Reparto 3.

4. PÉRDIDAS DE CARGA LOCALIZADAS.

Adicionalmente a las pérdidas de carga continuas, deben calcularse las pérdidas de carga localizadas (ΔH) en las piezas especiales y en las válvulas. En el presente anejo, dichas pérdidas se evaluarán como una fracción k del término $V^2/2 \cdot g$. De esta forma dicha expresión es:

$$h = k \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

Siendo:

h : Pérdida de carga en el elemento considerado, m.

k : Coeficiente de pérdida de carga del elemento, m.

V : Velocidad del agua en la tubería aguas abajo de la singularidad, m/s.

Para el cálculo de los coeficientes k de pérdida de carga del elemento se han empleado tablas de la Guía Técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión del CEDEX. Dichas tablas permiten calcular a título orientativo y de forma muy simplificada, los valores de los coeficientes k .

A continuación se resume los coeficientes k calculados para las diferentes tubería de entrega:

PÉRDIDAS DE CARGA LOCALIZADAS EN TUBERIAS

Elemento	Coefficiente k_i	Accesorio	K
	Ensanchamiento gradual α 5° 10° 20° 30° 40° 90° k_i 0,16 0,40 0,85 1,15 1,15 1,00	Válvula de mariposa (todo abierta)	0.25
		Válvula de bola (todo abierta)	0.1
	Codos circulares R/DN 0,1 0,3 0,5 0,6 0,7 0,8 0,9 1,0 k_{90° 0,09 0,11 0,20 0,31 0,47 0,69 1,00 1,14 $k_i = k_{90^\circ} \times \alpha/90^\circ$	Válvula de retención de clapeta (todo abierta)	2.5
		Codo de retorno (180°)	2.2
	Codos segmentados α 20° 40° 60° 80° 90° k_i 0,05 0,20 0,50 0,90 1,15	Entrada brusca a tubería	0.5
		Entrada redondeada a tubería	0.25
	Disminución de sección S_2/S_1 0,1 0,2 0,4 0,6 0,8 k_i 0,5 0,43 0,32 0,25 0,14	Entrada acampanada a tubería	0.1
		Salida brusca de tubería a depósito	1
	Válvulas de compuerta x/D 1/8 2/8 3/8 4/8 5/8 6/8 7/8 8/8 k_i 97 17 5,5 2,1 0,8 0,3 0,07 0,02	Té - Estadard (flujo recto)	0.6
		Té - Estadard (flujo desviado)	1.8

Tabla 4: Tabla 74 del CEDEX: Pérdidas de carga en piezas especiales y válvulas. Valores medios.

Las piezas singulares a estudiar en la entrega son:

- Codo de 90°: con un R=1800 mm y un DN = 1800 mm, se obtiene un **k=1,14**.
- Codo de 63° (subida Talud): $k_{63^\circ} = k_{90^\circ} \cdot 63/90^\circ = \mathbf{0,798}$
- Codo de 53° (ETAP): $k_{53^\circ} = k_{90^\circ} \cdot 53/90^\circ = \mathbf{0,6713}$
- Disminución de sección: $S_2/S_1=0.6$; **k=0.25**
- Válvula de Mariposa: Abierta, **k=0,25**
- Codo de retorno, 180°, **k=2,2**

Una vez obtenidos los k de todas las piezas singulares empleadas en la entrega a las 3 cámaras de reparto, se resumen los resultados en las siguientes tablas:

CÁMARA DE REPARTO 1			
Descripción		Distancia al Origen	k
	Codo de 63°	0	0,798
	Codo de 90°	15,65	1,14
	Codo de 90°	22,83	1,14
	Codo de 53°	66,4	0,6713
	Codo de 90°	73,9	1,14
	Codo de 90°	83,9	1,14
	Codo de 90°	133,9	1,14
	Disminución de sección	184,5	0,25
	Codo de 90°	185	1,14
	Codo de 90°	228	1,14
	Válvula de mariposa completamente abierta	229	0,25
	Codo de Retorno, 180°	230	2,2

Tabla 5: Tabla de resultados, coeficiente de pérdida de carga del elemento, Cámara de Reparto 1.

CÁMARA DE REPARTO 2			
Descripción		Distancia al Origen	k
	Codo de 63°	0	0,798
	Codo de 90°	15,65	1,14
	Codo de 90°	22,83	1,14
	Codo de 53°	66,4	0,6713
	Codo de 90°	73,9	1,14
	Codo de 90°	83,9	1,14
	Codo de 90°	133,9	1,14
	Disminución de sección	184,5	0,25
	Codo de 90°	185	1,14
	Codo de 90°	227	1,14
	Válvula de mariposa completamente abierta	228	0,25
	Codo de Retorno, 180°	229	2,2

Tabla 6: Tabla de resultados, coeficiente de pérdida de carga del elemento, Cámara de Reparto 2.

CÁMARA DE REPARTO 3			
Descripción		Distancia al Origen	k
	Codo de 63º	0	0,798
	Codo de 90º	15,65	1,14
	Codo de 90º	22,83	1,14
	Codo de 53º	66,4	0,6713
	Codo de 90º	73,9	1,14
	Codo de 90º	83,9	1,14
	Codo de 90º	133,9	1,14
	Disminución de sección	184,5	0,25
	Codo de 90º	300	1,14
	Válvula de mariposa completamente abierta	300	0,25
	Codo de Retorno, 180º	300	2,2

Tabla 7: Tabla de resultados, coeficiente de pérdida de carga del elemento, Cámara de Reparto 2.

5. RESULTADO ALTURA PIEZOMÉTRICA.

Una vez calculadas las pérdidas de carga continuas y las pérdidas de carga localizada, se representa en un gráfico las alturas piezométricas y de energía correspondientes a las 3 entregas en las diferentes cámaras de reparto teniendo en cuenta las pérdidas de carga totales, tanto pérdidas continuas como localizadas.

5.1. Cámara de Reparto 1.

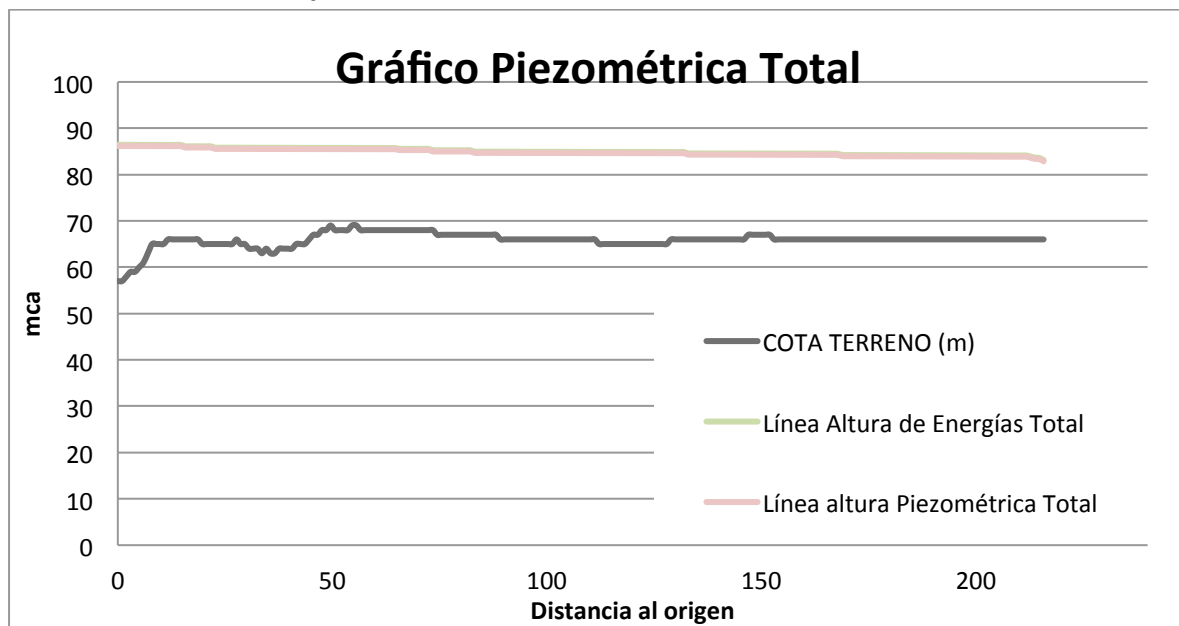


Figura 4: Gráfico Pérdidas Totales. Cámara de Reparto 1.

5.2. Cámara de Reparto 2.

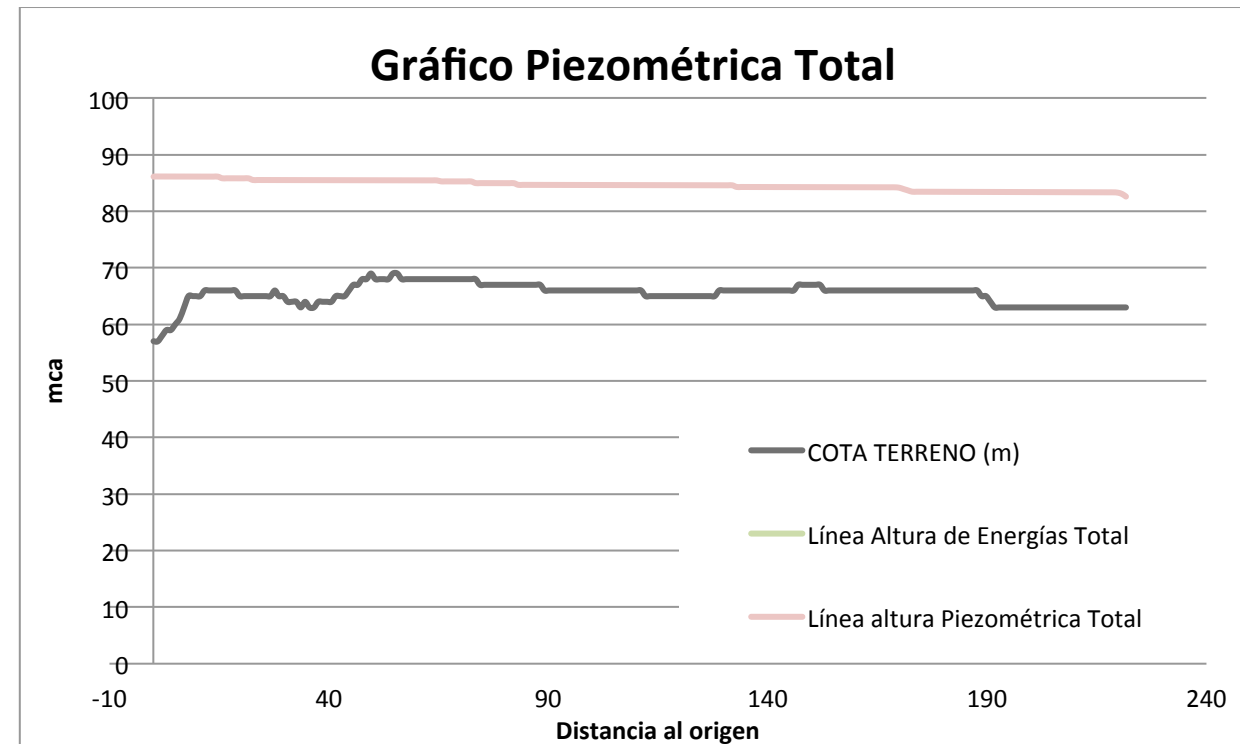


Figura 5: Gráfico Pérdidas Totales. Cámara de Reparto 2.

5.3. Cámara de Reparto 3.

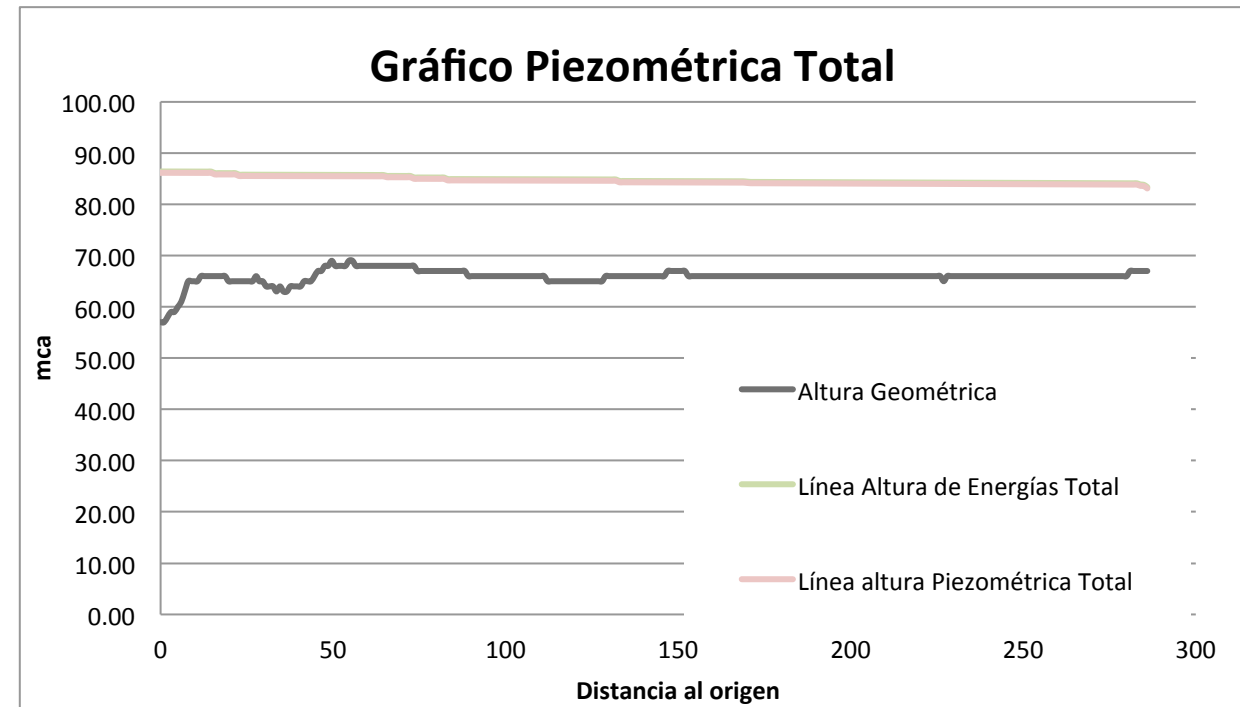


Figura 6 : Gráfico Pérdidas Totales. Cámara de Reparto 3.

6. CÁLCULO DE LA PRESIÓN MÁXIMA DE DISEÑO (MDP).

Según la Guía Técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión del CEDEX, se define como Presión Máxima de Diseño (MDP) la presión máxima que puede alcanzarse en una sección de la tubería en servicio, considerando las fluctuaciones producidas por un posible golpe de ariete.

Es un concepto de gran importancia, las siglas MDP son las adoptadas en UNE-EN 805:2000, donde se define la presión máxima de funcionamiento, en régimen permanente, de la red o de la zona de presión, fijada por el proyectista, considerando futuras ampliaciones, e incluyendo el golpe de ariete.

Para el cálculo de dicha Presión Máxima de Diseño, se sumarán la Presión de Diseño máxima calculada a partir de la ecuación de Bernoulli y la sobrepresión provocada por el golpe de ariete.

6.1. Bernoulli.

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2 \cdot g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2 \cdot g} + hf$$

Siendo:

Z_i : Cota Geométrica del Punto i .

P_i : Presión del agua en el Punto i .

V_i : Velocidad del agua en el Punto i .

hf : Pérdidas de Energía Totales entre el Punto i y el Punto $i+1$.

Sabiendo la Presión con la que llega el agua, y una vez calculadas las pérdidas totales de la tubería, se obtiene las Presiones de Diseño en puntos de la tubería separados cada metro. A continuación se muestra en los siguientes gráficos las presiones de diseño para las diferentes cámaras de reparto.

6.1.1. Cámara de Reparto 1.

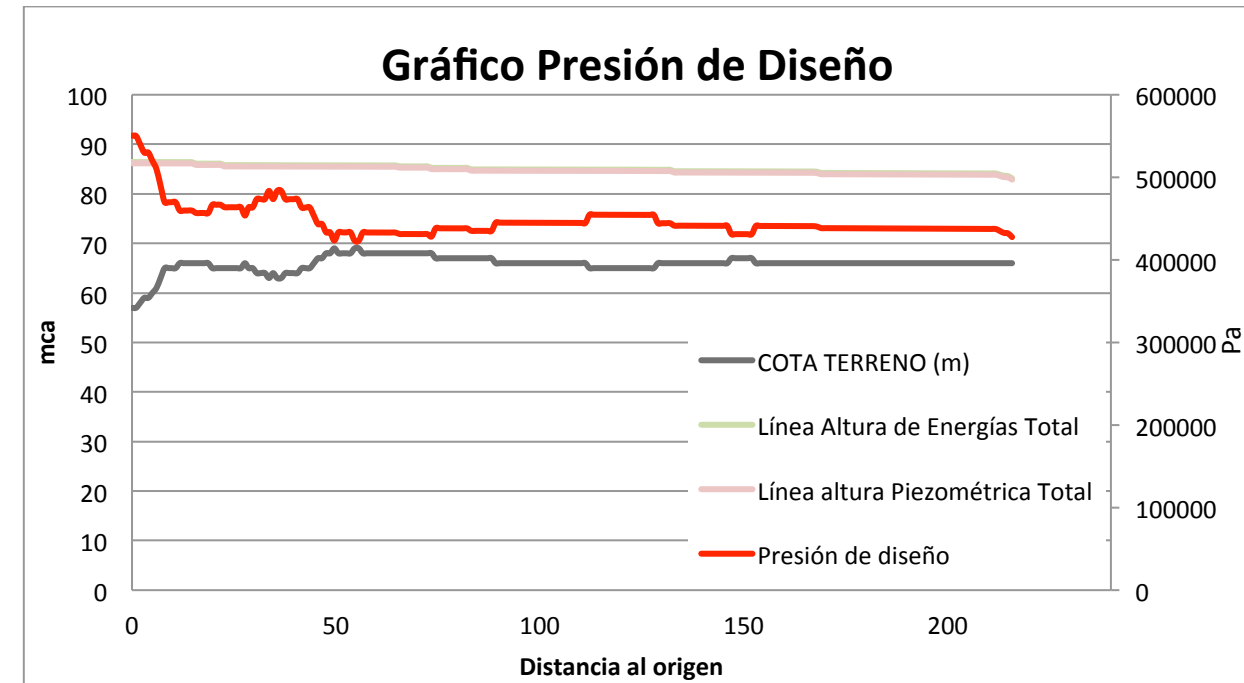


Figura 7: Gráfico Presión de Diseño Cámara de Reparto 1.

6.1.2. Cámara de Reparto 2.

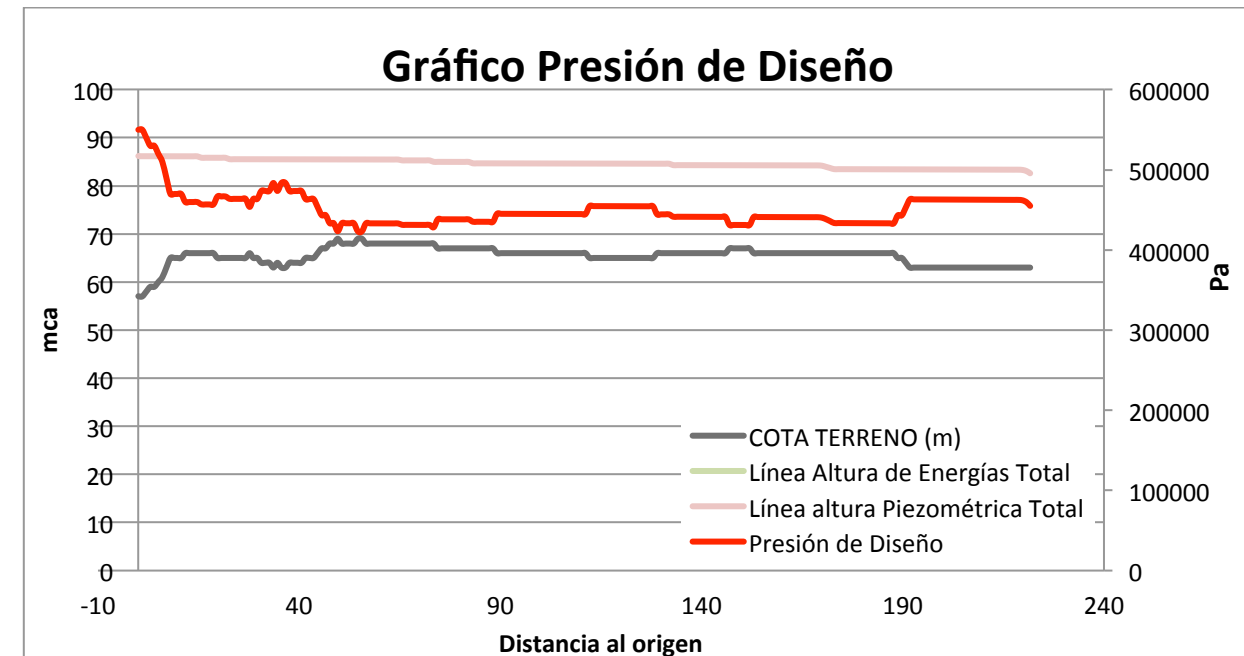


Figura 8: Gráfico Presión de Diseño Cámara de Reparto 2.

6.1.3. Cámara de Reparto 3.

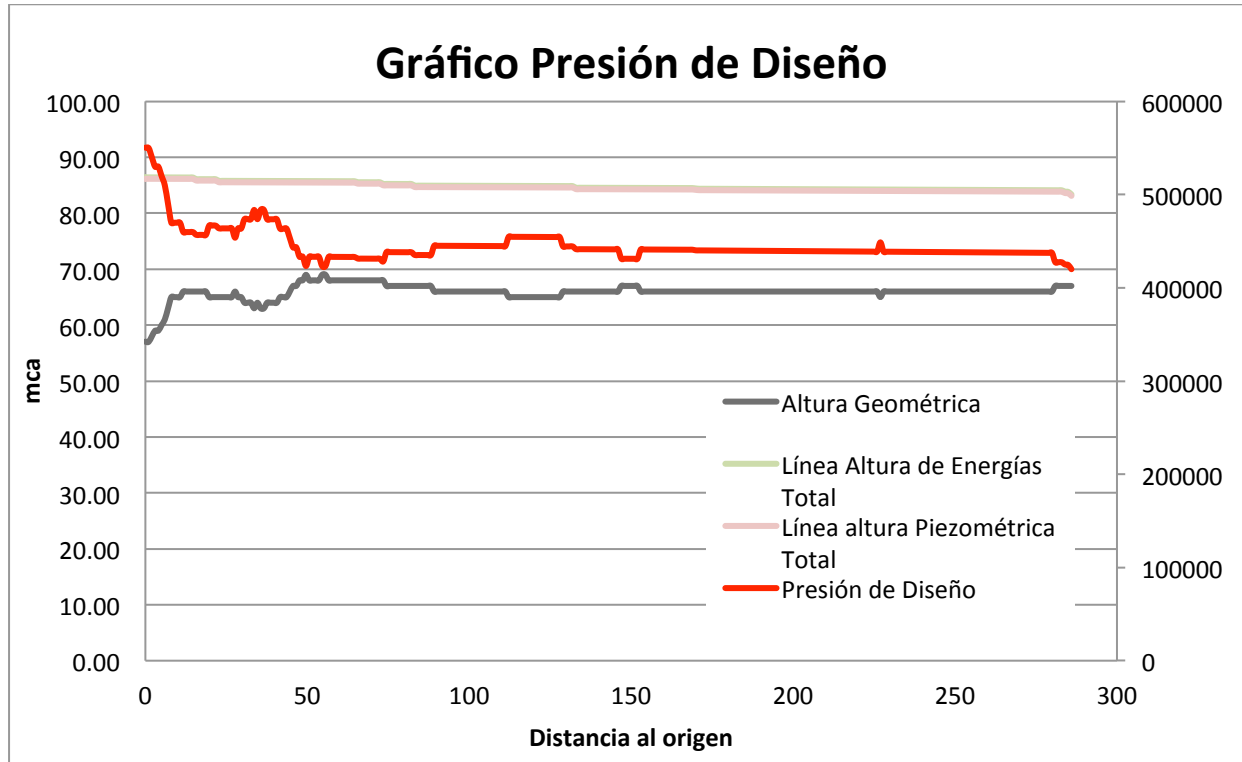


Figura 9: Gráfico Presión de Diseño Cámara de Reparto 3.

6.2. Golpe de Ariete.

Se puede definir como golpe de ariete a las variaciones de presión que se generan dentro de una tubería debido a los fenómenos transitorios derivados de cambios de régimen de circulación, tales como cierre o apertura de válvulas.

En este caso solo se calcula el golpe de ariete para la cámara de reparto número 3, ya que se trata de la tubería más larga y con mayores presiones de diseño; por tanto, la más desfavorable.

En el caso de una válvula de corte y suponiendo una tubería corta, simplificando así que la variación de sobrepresiones debidas al fenómeno del golpe de ariete siga una ley lineal a lo largo de la tubería, siendo máxima junto a la válvula y nula en el otro extremo de la tubería. Para el cálculo de las sobrepresiones se utilizará la fórmula de Michaud (1878). Para ello, en primer lugar ha de calcularse el tiempo de cierre de la válvula.

6.2.1. Tiempo de cierre de la Válvula.

Para calcular el tiempo de cierre de la válvula se utiliza el método aproximado de Mendiluce. El método estima el tiempo de cierre de la válvula de retención mediante la expresión:

$$t = A + B \cdot \frac{L \cdot V}{g \cdot H_{man}}$$

"A" depende de la relación H_{man}/L (longitud de la conducción a contar desde la válvula de retención). Su valor es:

- $H_{man}/L < 0,2$, $A=1$.
- $H_{man}/L = 0,25$, $A=0,8$.
- $H_{man}/L = 0,30$, $A=0,5$.
- $H_{man}/L = 0,35$, $A=0,4$.
- $H_{man}/L > 0,40$, $A=0$.

El parámetro B depende de L, siendo su valor:

- $L < 250m$, $B=2$.
- $L = 500m$, $B=1,75$.
- $L = 1000m$, $B=1,50$.
- $L = 1500m$, $B=1,25$.
- $L > 2000m$, $B=1,15$.

Los valores intermedios tanto para A como para B se obtienen por interpolación lineal.

Estimando valores de A y de B con las condiciones anteriormente descritas, el tiempo de cierre de la válvula de mariposa a instalar sería:

Tiempo de Cierre	
A	0,91
B	1,9
t (s)	2,249

Tabla 8: Tabla de Resultados, Tiempo de cierre de la Válvula.



6.2.2. Sobrepresiones Golpe de Ariete

El valor máximo de las sobrepresiones debidas a un posible golpe de ariete para conducciones cortas se calcula mediante la fórmula de Michaud (1878):

$$\Delta P = \pm \frac{2 \cdot L \cdot v}{g \cdot T}$$

Siendo:

ΔP : sobrepresión debida al golpe de ariete, en m.

L: Longitud de la tubería.

v: velocidad de circulación del agua, en m/s.

g: aceleración de la gravedad ($g=9,81 \text{ m/s}^2$).

a: celeridad (velocidad de propagación de las ondas), en m/s.

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K_c \cdot \frac{D_m}{e}}}$$

$$K_c = \frac{10^{10}}{E}$$

Siendo:

D_m : diámetro medio de la tubería, en mm. (1768 mm)

e: espesor de la tubería, en mm. (16 mm)

E: módulo de elasticidad del material de la tubería, en kg/m^2 . ($E=2,1 \cdot 10^9 \text{ kg/m}^2$) para el acero.

Se obtienen los siguientes resultados:

Golpe de Ariete	
a (m/s)	1011
Kc	0,48
+P (m)	52

Tabla 9: Resultados de la sobrepresión provocada por el golpe de ariete.

6.3. MDP

El resultado de la Presión Máxima de Diseño viene dado por la suma de la Máxima Presión calculada en el tramo más la Sobrepresión provocada por el golpe de ariete:

Suponiendo la misma sobrepresión debida al golpe de ariete en ambas tuberías, se obtienen dos valores diferentes de MDP para la tubería de DN 1800 y para la tubería de DN 1100.

	Máxima Presión de Diseño (Mpa)	Sobrepresión GA (Mpa)	MDP (Mpa)
DN 1800	0,55	0,521	1,071
DN 1100	0,45	0,521	0,970

Tabla 10: Resultados MDP



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE “LA PRESA”



ANEJO 4.2. CÁLCULOS MECÁNICOS



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Hipótesis I: Presión interna Positiva (estado tensional).....	1
1.1.1. Tubería DN 1800.	1
1.1.2. Tubería DN 1100.	1
1.2. Hipótesis II: Presión interna negativa (Pandeo o colapso).....	1
1.2.1. Tubería DN 1800.	1
1.2.2. Tubería DN 1100.	2
1.3. Hipótesis III: Acciones gravitatorias (estado tensional y deformaciones).....	2
1.3.1. Tubería DN 1800mm.....	2
1.3.1.1. Flecha Máxima.	3
1.3.1.2. Tensión máxima Admisible.	3
1.3.2. Tubería DN 1100mm.....	3
1.3.1.1. Flecha Máxima.	4
1.3.1.2. Tensión máxima Admisible.	4

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Resultados Flecha Máxima DN1800, Hipótesis III	3
Tabla 2: Resultados Tensión Máxima DN1800, Hipótesis III.....	3
Tabla 3: Resultados Flecha Máxima DN1100, Hipótesis III	4
Tabla 4: Resultados Tensión Máxima DN1100, Hipótesis III.....	4

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Ley de Cortantes para la tubería de DN 1800 entre apoyos.	2
Figura 2: Ley de Flectores de la tubería de DN 1800 entre apoyos.	2
Figura 3: Ley de Cortantes para la tubería DN 1100 entre apoyos.	3
Figura 4: Ley de Flectores de la tubería DN 1100 entre apoyos.	4



1. INTRODUCCIÓN

En primer lugar y puesto que se trata de un trazado al aire libre, hay que realizar las 3 hipótesis que recomienda la "Guía Técnica sobre Tuberías para el transporte de agua a presión, CEDEX" para tubos aéreos. En dicha guía podemos encontrar las principales comprobaciones que han de realizarse en los tubos de acero instalados entre apoyos.

1.1. Hipótesis I: Presión interna Positiva (estado tensional).

En la primera hipótesis de actuación única de la presión interna del agua, debe comprobarse que dicha presión produce un estado tensional inferior al admisible, supuesto el coeficiente de seguridad indicado a continuación. Dicha comprobación se realiza mediante la siguiente expresión (manual AWWA M11):

$$MDP \leq \frac{2 \cdot e}{OD} \cdot \sigma_{adm}$$

Donde:

MDP: presión máxima de diseño, en N/mm²

e: espesor del acero de la pared del tubo, mm.

OD: Diámetro exterior del tubo, mm.

σ_{adm} : Tensión a tracción admisible del acero en N/mm².

1.1.1. Tubería DN 1800.

Las características mecánicas de dicha tubería para un espesor igual a 16mm, se sabe que el límite elástico mínimo (Le,min) es igual a 355 N/mm². Así pues, considerando el coeficiente de seguridad propuesto en el manual 11 de AWWA ("Steel pipe. A guide for design and installation") se considerará la tensión a tracción admisible del acero como 1/2 Le,min.

Por tanto, dicho lo siguiente, se obtiene:

$$MDP \leq \frac{2 \cdot e}{OD} \cdot \sigma_{adm} \leq \frac{2 \cdot 16}{1800} \cdot 177,5 \leq 3,15 \text{ N/mm}^2$$

Cómo se puede comprobar en el Anejo Nº1 de Cálculos Hidráulicos para la tubería de DN 1800 mm, se alcanza una Presión Máxima de Diseño igual a: 2,75 MPa, con lo cual inferior a 3,15 MPa, por tanto se deduce que la primera hipótesis cumple.

1.1.2. Tubería DN 1100.

Las características mecánicas de dicha tubería para un espesor igual a 16mm, se sabe que el límite elástico mínimo (Le,min) es igual a 355 N/mm². Así pues, considerando el coeficiente de seguridad propuesto en el manual 11 de AWWA ("Steel pipe. A guide for design and installation") se considerará la tensión a tracción admisible del acero como 1/2 Le,min.

Por tanto, dicho lo siguiente, se obtiene:

$$MDP \leq \frac{2 \cdot e}{OD} \cdot \sigma_{adm} \leq \frac{2 \cdot 11}{1100} \cdot 177,5 \leq 3,55 \text{ N/mm}^2$$

Cómo se puede comprobar en el Anejo 1. Cálculos Hidráulicos para la tubería de DN 1800 mm, se alcanza una Presión Máxima de Diseño igual a: 2,50 MPa, con lo cual inferior a 3,55 MPa, por tanto se deduce que la primera hipótesis cumple.

1.2. Hipótesis II: Presión interna negativa (Pandeo o colapso).

Ante la actuación exclusiva de presiones interiores negativas, debe comprobarse que el coeficiente de seguridad C frente al colapso por abolladura o pandeo sea al menos 2, lo cual se puede verificar mediante la expresión:

$$C = \frac{P_{crit}}{P_v} \geq 2$$

Donde:

P_{crit} : Carga crítica de pandeo, en N/mm², calculada según la expresión de Levy.

P_v : depresión debida a posibles golpes de arietes, succiones, etc., en N/mm².

C: Coeficiente de seguridad, al menos 2 según "US Army Corp of Engineers, 1970".

1.2.1. Tubería DN 1800.

Para el cálculo de la carga crítica de pandeo P_{crit} se utiliza la formulación de Levy (Vallarino, 2000 ó AWWA M11, 1987):

$$P_{crit} = \frac{2 \cdot E}{1 - \nu^2} \left(\frac{e}{D_m} \right)^3 = \frac{2 \cdot 210000}{1 - 0,27^2} \left(\frac{16}{1800} \right)^3 = 0,318 \text{ N/mm}^2$$

Donde:

P_{crit} : Carga crítica de pandeo, en N/mm², calculada según la expresión de Levy.

E: módulo de elasticidad del material de la tubería, en el caso del acero: 210 000 N/mm².



v: coeficiente de Poisson del material de la tubería, para el caso del acero: 0,27.
 e: espesor del tubo, en mm.
 Dm: Diámetro medio del tubo, en mm.

Habida cuenta que en un tubo aéreo la máxima presión negativa que puede solicitar la tubería es 0,1 N/mm², sería el caso de vacío absoluto. Con una carga crítica de pandeo igual a 0.318 N/mm², se obtiene un coeficiente de seguridad igual a **3,18** > 2, y por tanto, se cumple la Hipótesis 2 de Presión interna negativa (Pandeo o colapso).

1.2.2. Tubería DN 1100.

Para el cálculo de la carga crítica de pandeo P_{crit} se utiliza la formulación de Levy (Vallarino, 2000 ó AWWA M11, 1987):

$$P_{crit} = \frac{2 \cdot E}{1 - \nu^2} \left(\frac{e}{D_m} \right)^3 = \frac{2 \cdot 210000}{1 - 0.27^2} \left(\frac{11}{1100} \right)^3 = 0,453 \text{ N/mm}^2$$

Donde:

P_{crit}: Carga crítica de pandeo, en N/mm², calculada según la expresión de Levy.
 E: módulo de elasticidad del material de la tubería, en el caso del acero: 210,000 N/mm².
 v: coeficiente de Poisson del material de la tubería, para el caso del acero: 0.27.
 e: espesor del tubo, en mm.
 Dm: Diámetro medio del tubo, en mm.

Habida cuenta que en un tubo aéreo la máxima presión negativa que puede solicitar la tubería es 0,1 N/mm², sería el caso de vacío absoluto. Con una carga crítica de pandeo igual a 0.453 N/mm², se obtiene un coeficiente de seguridad igual a **4,53** > 2, y por tanto, se cumple la Hipótesis 2 de Presión interna negativa (Pandeo o colapso).

1.3. Hipótesis III: Acciones gravitatorias (estado tensional y deformaciones).

En general para la hipótesis pésima de carga debe comprobarse que la tensión y la deformación máxima no superan las admisibles. Como deformación admisible puede adoptarse el valor de 1/360 de la luz entre apoyos.

1.3.1. Tubería DN 1800mm

Cómo se puede observar con detalle en la página 7 del Anejo 4.3. Cálculo estructural, se dispondrán apoyos cada 4 m obteniendo así la siguientes leyes de cortante y flectores, ambas explicadas con detalle en dicho anejo, resultado de una carga q repartida de 38,428 kN/m, también justificada con detalle en la página número 6 dicho Anejo.

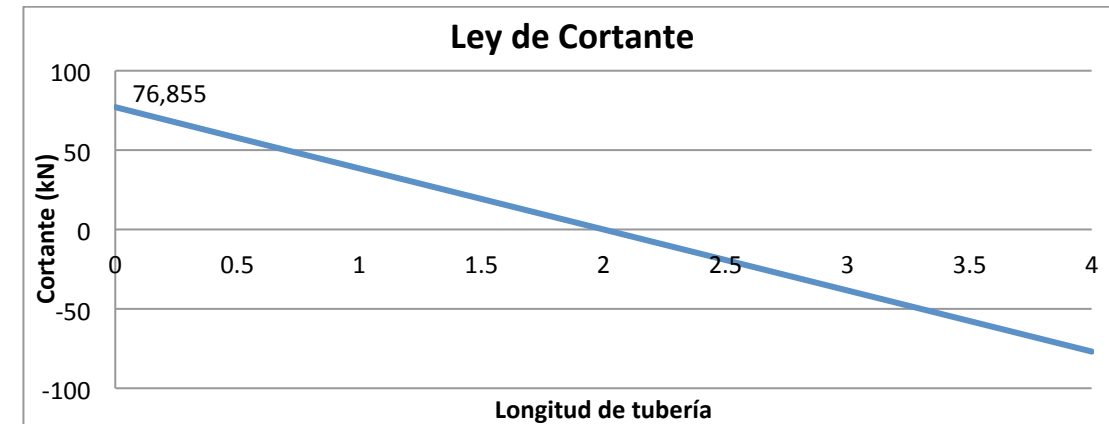


Figura 1: Ley de Cortantes para la tubería de DN 1800 entre apoyos.

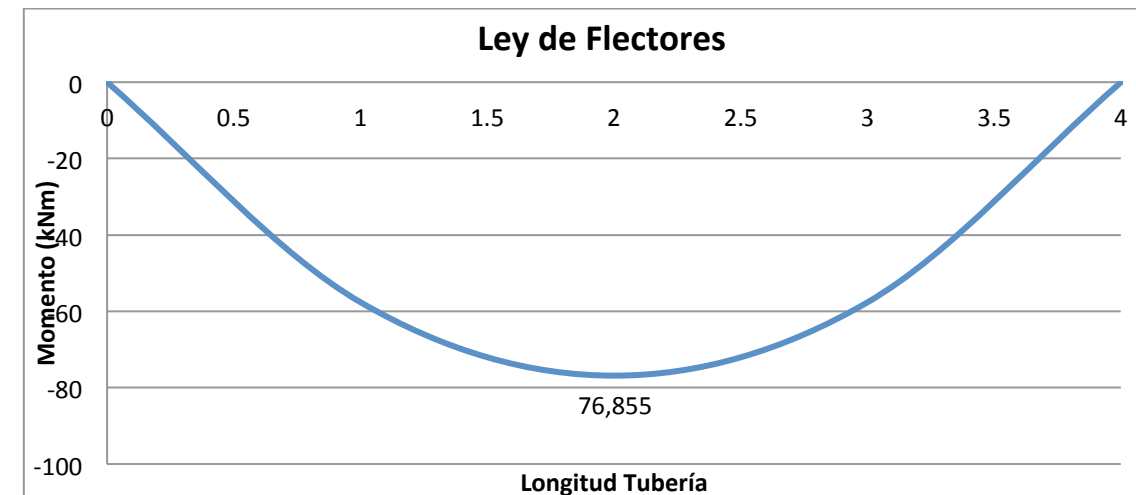


Figura 2: Ley de Flectores de la tubería de DN 1800 entre apoyos.

Obteniendo entonces un cortante máximo de: 76,855 kN y un Flector máximo de: 78,855 kNm.



1.3.1.1. Flecha Máxima.

Para obtener la flecha máxima se utiliza la fórmula:

$$V_{max} = \frac{-5 \cdot Q \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I}$$

Siendo:

Q: Carga Total: 153.872 kN

l: Longitud entre apoyos.

E: módulo de elasticidad del material de la tubería, en el caso del acero: 210,000 N/mm².

I: Momento de inercia, para el caso de un tubo circular de pared delgada es: I=0.03664 m⁴.

A continuación se muestra la tabla con los resultados de la hipótesis III de flecha máxima la cual dice que la flecha máxima producida por la tubería no debe ser superior a 1/360 de la luz entre apoyos.

Hipótesis de Flecha	
E (kN/m ²)	210000000
I (m ⁴)	0,0366
L (m)	4
Flecha (m)	0,00001665
Flecha Máxima (m)	0,01111
OK	

Tabla 1: Resultados Flecha Máxima DN1800, Hipótesis III

1.3.1.2. Tensión máxima Admisible.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{W}$$

Siendo

$\sigma_{m\acute{a}x}$: Tensión máxima en el tubo.

$M_{m\acute{a}x}$: Momento Máximo

W= I/Rext

Hipótesis de Tensión Máxima	
I (m ⁴)	0,0366
R exterior (m)	0,9000
W	0,0407
Tensión Max (Mpa)	1,88763205
Tensión Admisible (Mpa)	355,00000
OK	

Tabla 2: Resultados Tensión Máxima DN1800, Hipótesis III.

1.3.2. Tubería DN 1100mm

De igual manera que para el caso de la tubería con DN 1800, se dispondrán apoyos cada 4 m obteniendo así la siguientes leyes de cortante y flectores, resultado de una carga q repartida de 38,428 kN/m, también justificada con detalle en la página número 6 del Anejo 4.3. Cálculo de estructuras.

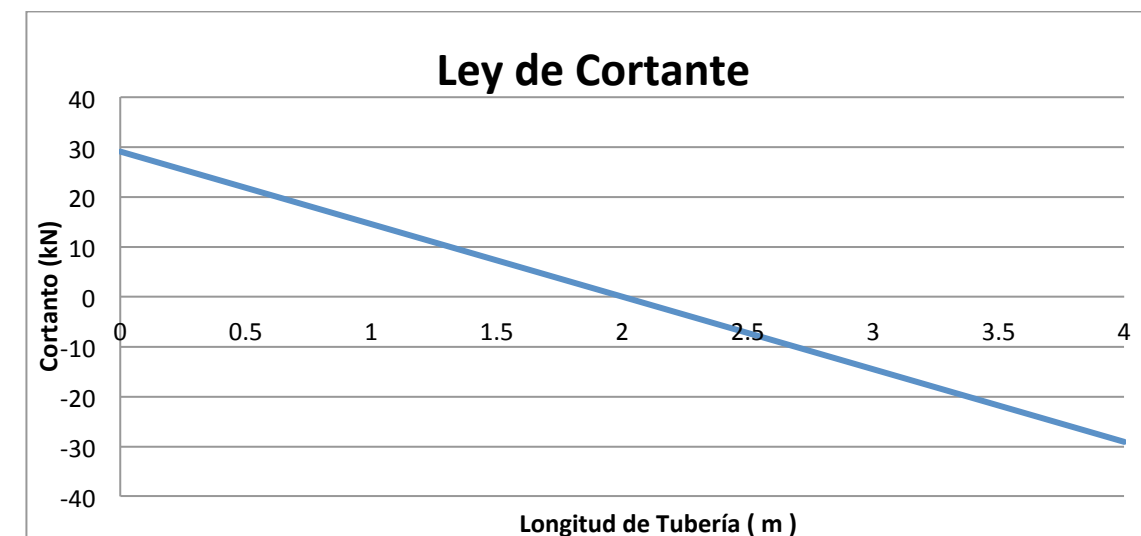


Figura 3: Ley de Cortantes para la tubería DN 1100 entre apoyos.

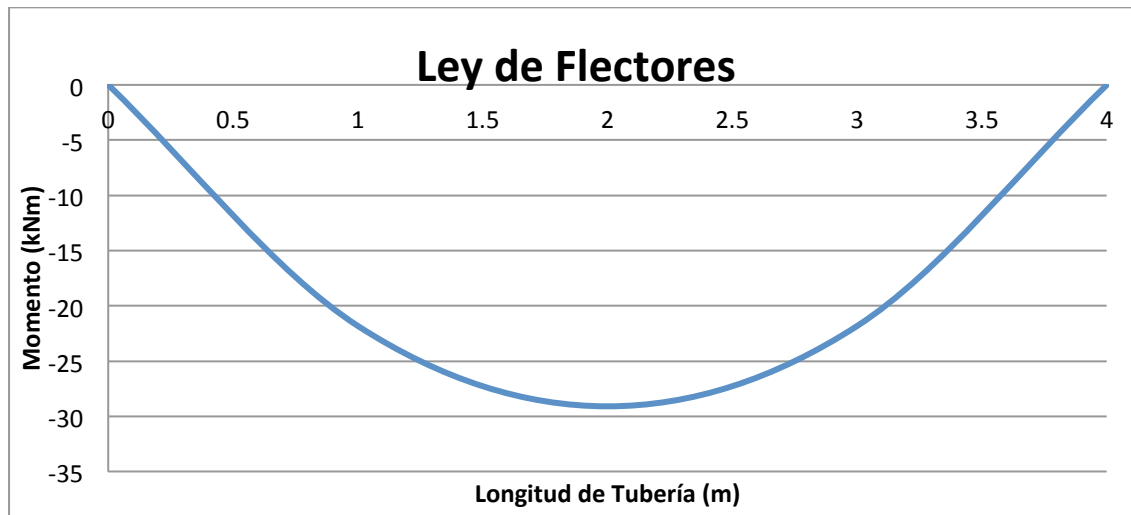


Figura 4: Ley de Flectores de la tubería DN 1100 entre apoyos.

Obteniendo entonces un cortante máximo de: 76,855 kN y un Flector máximo de: 78,855 kNm.

1.3.1.1. Flecha Máxima.

Para obtener la flecha máxima se utiliza la fórmula:

$$V_{max} = \frac{-5 \cdot Q \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I}$$

Siendo:

Q: Carga Total: 58,161 kN

l: Longitud entre apoyos.

E: módulo de elasticidad del material de la tubería, en el caso del acero:
210,000 N/mm².

I: Momento de inercia, para el caso de un tubo circular de pared delgada es:
I=0.0057 m⁴.

A continuación se muestra la tabla con los resultados de la hipótesis III de flecha máxima la cual dice que la flecha máxima producida por la tubería no debe ser superior a 1/360 de la luz entre apoyos.

Hipótesis de Flecha	
E (kN/m ²)	210000000
I (m ⁴)	0,0057
L (m)	4
Flecha (m)	0,00004014
Flecha Máxima (m)	0,01111
OK	

Tabla 3: Resultados Flecha Máxima DN1100, Hipótesis III

1.3.1.2. Tensión máxima Admisible.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{W}$$

Siendo

$\sigma_{m\acute{a}x}$: Tensión máxima en el tubo.

$M_{m\acute{a}x}$: Momento Máximo

W= I/Rext

Hipótesis de Tensión Máxima	
I (m ⁴)	0,0057
R exterior (m)	0,5500
W	0,0105
Tensión Max (Mpa)	2,78185
Tensión Admisible (Mpa)	355,00000
OK	

Tabla 4: Resultados Tensión Máxima DN1100, Hipótesis III.



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE "LA PRESA"



ANEJO 4.3. CÁLCULO ESTRUCTURAL



ÍNDICE

1. Cálculo de Estructural:	1
1.1. características generales son:	1
1.1.1. Nivel de riesgo:	1
1.1.2. Categorías de Uso:	1
1.1.3. Categoría de Ejecución:	1
1.1.4. Clase de Ejecución:	1
1.1.5. Materiales:	1
1.1.5.1. Hormigón. (Para las cimentaciones):	1
1.1.5.2. Acero:	1
1.1.5.3. Característica del terreno: (Apéndice Estudio Geotécnico, Pag.)	1
1.2. Situaciones de Proyecto:	1
1.2.1. Estados Límites Últimos	2
1.2.2. Estados Límites de Servicio	2
1.3. Método de Cálculo:	2
1.3.1. Bases de Cálculo	2
1.3.2. Acciones consideradas en los cálculos	2
1.4. Combinación de Acciones	2
1.4.1. Estado Límite Último	2
1.4.2. Estado Límite de Servicio	2
2. Cimentaciones:	3
2.1. Apoyos:	3
2.1.1. Ley de Cortantes:	3
2.2. Cercha	3
3. Dimensionamiento de la Cercha:	4
Apéndice 1: Estudio Geotécnico:	5
Apéndice 2: Modelo SAP de la cercha:	6

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Ley de Cortantes de la Tubería para apoyos cada 4m.	3
Figura 2: Numeración Nudos y Barras	6
Figura 3: Secciones:	6
Figura 4: Peso Propio	6
Figura 5: Tubería (3,468 kN/m)	7
Figura 6: Agua (24,997 kN/m)	7
Figura 7: Carga Puntual (4,9 kN)	7
Figura 8: Reacciones en los apoyos para la combinación de acciones ELS: (520,63 kN)	7
Figura 9: Reacciones en los apoyos para la combinación de acciones ELU: (703,06 kN)	8
Figura 10: Aprovechamiento. (Valor Máximo= 0,94)	8
Figura 11: Deformada (Flecha máx ELS: 0.119 m)	8

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Determinación de la clase de ejecución, Tabla 6.2.3. EAE.	1
Tabla 2: Ley de cortantes de la Tubería para apoyos cada 4m.	3
Tabla 3: Coordenadas de los Puntos.	9
Tabla 4: Grados de Libertad, apoyos de la cercha.	9
Tabla 5: Coordenadas de las Barras.	9
Tabla 6: Propiedades del Material	10
Tabla 7: Propiedades de las secciones.	10
Tabla 8: Secciones de las Barras	11
Tabla 9: Definición de las Cargas	11
Tabla 10: Carga Puntual	12
Tabla 11: Combinación de Acciones	12
Tabla 12: Asignación de las Cargas	12
Tabla 13: Esfuerzos de las Barras	12
Tabla 14: Desplazamiento en los Nudos	17
Tabla 15: Reacciones en los Apoyos	17
Tabla 16: Valores Aprovechamiento	18



1. Calculo de Estructural:

En el presente anejo se dimensiona estructuralmente el cruce de la tubería con el canal Júcar Turia y se comprueba las cimentaciones de dicho cruce y de los apoyos de la tubería.

1.1. características generales son:

1.1.1. Nivel de riesgo:

Según recoge la EAE (instrucción de Acero Estructural), el nivel de riesgo de una obra define las consecuencias que podría tener su fallo estructural durante su construcción o en servicio. Se define el nivel de riesgo de esta estructura como **Nivel CC 2**, ya que el fallo de dicha estructura no compromete la seguridad de personas, como en el caso de un edificio público (CC 3) pero si puede generar apreciables pérdidas económicas.

1.1.2. Categorías de Uso:

La categoría de uso de la estructura depende del riesgo ligado al servicio para el que se diseña la estructura.

Se define esta estructura como una estructura de categoría **SC2**, Estructuras y componentes sometidas a acciones de fatiga. Estructuras sometidas a vibraciones por efecto del viento, o maquinaria. Estructuras con uniones que requieren ductilidad por requisito de diseño antisísmico.

1.1.3. Categoría de Ejecución:

Depende de la fabricación y montaje de la estructura.

La estructura se define como una **PC1**, componentes sin uniones soldadas, con cualquier tipo de acero. Componentes con soldaduras de acero de grado inferior a S355, realizadas en taller.

1.1.4. Clase de Ejecución:

A partir de los criterios anteriores se define la clase de ejecución en función del nivel de riesgo y de las categorías de uso y de ejecución. Según la siguiente tabla, se puede definir la estructura con una categoría de ejecución 3.

Nivel de riesgo		CC1		CC2		CC3	
Categoría de uso		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Categoría de ejecución	PC1	1	2	2	3	3	3
	PC2	2	2	2	3	3	4

Tabla 1: Determinación de la clase de ejecución, Tabal 6.2.3. EAE.

1.1.5. Materiales.

Los materiales utilizados en la construcción de dicho cruce, con los cuales se ha modelizado las cargas actuantes para su dimensionamiento, son:

1.1.5.1. Hormigón. (Para las cimentaciones).

HM-25 / P / 40 / IIa
 Resistencia característica (N/mm²): 25
 Tipo de Consistencia: Plástica.
 Diámetro máximo del árido (mm): 40.
 Ambiente Tipo IIa

1.1.5.2. Acero.

- **Tubería:** Acero ST 52 L355 soldado helicoidalmente

Resistencia Característica (N/mm²): 355

- **Cercha:** Acero S355 con secciones:

- Tubo 200x200x20.
- Tubo 200x200x16.
- HEB 200.

1.1.5.3. Característica del terreno: (Apéndice Estudio Geotécnico, Pag 5.)

- $q_{adm}=2,00 \text{ Kp/cm}^2 = 0.1962 \text{ MPa}$

1.2. Situaciones de Proyecto.

En el presente anejo se considerarán tan solo las situaciones persistentes o transitorias y las situaciones accidentales de proyecto, no siendo objeto de este estudio la acción sísmica, en tanto en cuanto, para un futuro proyecto de construcción se tendría en cuenta ya que se trata de una zona con riesgo de sismo según la Norma de Construcción Sismorresistente para puentes (NCSP-07)



Se consideran las combinaciones de acciones establecidas en la Instrucción EAE, eligiéndose en cada caso la que resulte más desfavorable.

Para cada una de las situaciones de proyecto definidas en la Instrucción EAE se establecerán las posibles combinaciones de acciones, que para estructuras serán las siguientes:

1.2.1. Estados Límites Últimos

Engloba todos aquellos que producen el fallo de la estructura, por colapso de la misma o de una parte de ella.

1.2.2. Estados Límites de Servicio

Todas aquellas situaciones de la estructura para las que no se cumplen los requisitos de funcionalidad, de comodidad, de durabilidad o de aspecto requeridos.

1.3. Método de Cálculo:

1.3.1. Bases de Cálculo.

El cálculo de esfuerzos se realiza considerando ambos extremos de la cercha como apoyos libres. Para el dimensionamiento de dicha cercha se ha realizado un modelo SAP que se muestra en el (Apéndice: Modelo SAP Pag 8).

1.3.2. Acciones consideradas en los cálculos

A continuación se definen las acciones consideradas en los cálculos. En primer lugar, los pesos de los diferentes elementos del sistema, así como del material:

- Peso Propio de la estructura: Está calculado de forma automática por el Modelo SAP como se muestra en la Págnia 8 en el Apéndice Modelo SAP.

- Peso de la Tubería (kN/m): 3.468 kN/m.

- Peso del agua (kN/m): 24.997 kN/m.

- Total carga repartida en la viga (kN/m): 28.465 kN/m.

- Se añade una carga puntual igual a 500kg (4.605 kN) en el centro de la viga para considerar una posible situación accidental de mantenimiento o trabajo en la estructura.

1.4. Combinación de Acciones

Una combinación de acciones consiste en un conjunto de acciones compatibles que se considerarán actuando simultáneamente para una comprobación determinada. Cada combinación estará formada por las acciones permanentes y una acción variable.

1.4.1. Estado Límite Último

En situaciones accidentales:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j}$$

Siendo:

$G_{k,j}$: Valor característico de las acciones permanentes.

$G^*_{k,j}$: Valor característico de las acciones permanentes de Valor no Constante.

γ_G : Coeficiente Parcial para las acciones, aplicables para la evaluación de los estados límite últimos, adoptando un valor de **1,35** según la tabal 12.1 de la EAE (Instrucción de acero Estructural).

γ_{G^*} : Coeficiente Parcial para las acciones, aplicables para la evaluación de los estados límite últimos, adoptando un valor de **1,5** según la tabal 12.1 de la EAE (Instrucción de acero Estructural).

1.4.2. Estado Límite de Servicio

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j}$$

Pero para este caso se adoptan valores de los coeficientes parciales para las acciones, aplicables para la evaluación de los estados límite de servicio que serán **1,00** para ambos casos.

2. Cimentaciones.

Para el dimensionamiento de las cimentaciones en este anejo simplemente y con el objetivo de simplificar el cálculo simplemente se tiene en cuenta la capacidad portante del terreno, que cómo se puede observar en el Apéndice de Estudios Geotécnicos que se encuentra al final del presente anejo se trata de una capacidad portante de 0,1962 MPa. El área de contacto de dicha cimentación y la carga total a resistir por dicha cimentación. No obstante para un futuro proyecto de construcción habría que realizar un estudio geotécnico de la zona más en detalle y calcular los diferentes coeficientes de seguridad a tener en cuenta para el caso de una cimentación superficial con estas características.

2.1. Apoyos.

A fin de no sobredimensionar las cimentaciones superficiales, ya que el cálculo mecánico cumple, se decide disponer apoyos cada 4 m.

Para los apoyos se obtienen las siguientes leyes de momento y cortante, provenientes de la suma de las cargas anteriormente descritas mayoradas por los correspondientes coeficientes para Estado Límite Último.

2.1.1. Ley de Cortantes.

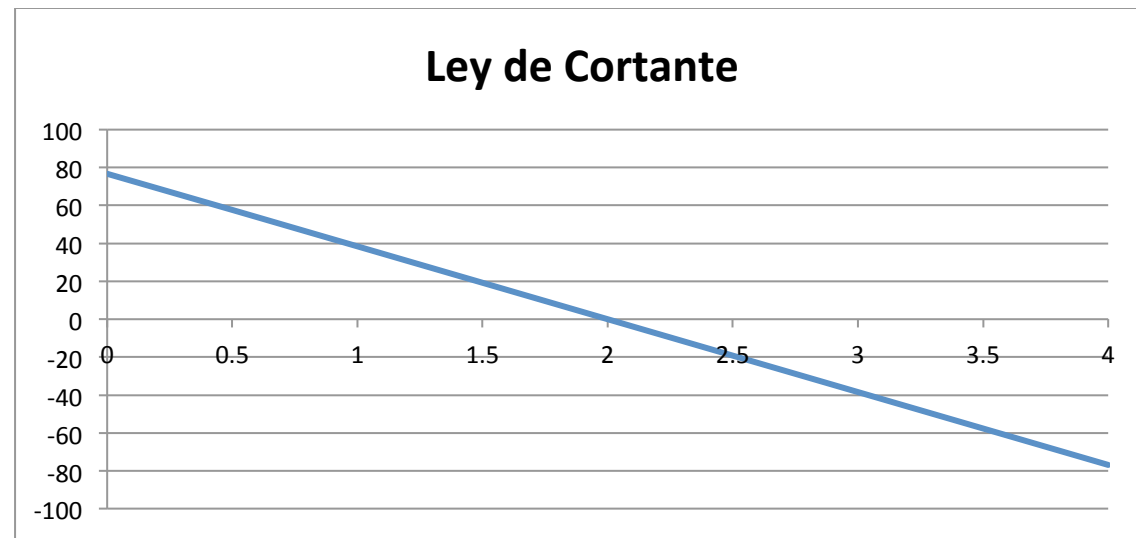


Figura 1: Ley de Cortantes de la Tubería para apoyos cada 4m.

Ley de Cortantes y Flectores		
X	Vx	Mx
0	76,855016	0
1	38,427508	-57,641262
2	0	-76,855016
3	-38,427508	-57,641262
4	-76,855016	0

Tabla 2: Ley de cortantes de la Tubería para apoyos cada 4m.

Obteniendo un Cortante máximo de 76,855 kN se procede a dimensionar la cimentación superficial de dicho apoyo. Sabiendo que la carga recibida por el apoyo vendrá por ambos lados, dicha cimentación tendrá que soportar una carga igual a 153,78 kN. Al tratarse de una carga muy superior a la carga del peso propio del hormigón en dicha cimentación, esta última se desprecia para el cálculo.

Dimensionando cimentaciones rectangulares de 1x2,5 m se obtiene un coeficiente al hundimiento de dicha cimentación igual a:

$$FH = \frac{q_{adm}}{Q_{Terreno}}$$

Siendo la carga transmitida al terreno igual a:

$$Q_{Terreno} = \frac{Q}{A} = 0,0615 \text{ Mpa}$$

Obteniendo así un coeficiente de seguridad frente a hundimiento igual a **FH= 3,2**. Coeficiente superior a 3 como indica la GCOC (Guía de cimentaciones en obras de carretera) para situación casi permanente.

Quedando por tanto una cimentación rectangular de **2,5x1x1m**.

2.2. Cercha

Para el dimensionamiento de las cimentaciones o estribos en los que apoya la cercha se ha utilizado las mismas fórmulas que anteriormente. Destacar que la carga máxima aplicada en dicha cimentación es de 703,64 kN como se puede observar en la página 10 en el Apéndice N°2: Modelo SAP. El valor de dicha carga se ha obtenido a través del programa informático SAP 2000 16.1.



Con dicha carga de aplicación en la cimentación y aplicando un coeficiente de seguridad igual a 2,2 según la GCOC (Guía de cimentaciones en obras de carretera) para una situación accidental, se calcula una cimentación con las dimensiones de 4x4x1. La altura va a depender del estribo, ya que el estribo izquierdo de dicho cruce está un metro más bajo que el estribo derecho. Para salvar este desnivel se decide subir un metro la cimentación izquierda de dicho cruce.

$$Q_{\text{Terreno}} = \frac{Q}{A} = 0,0879 \text{ Mpa}$$

Obteniendo así un coeficiente de seguridad frente a hundimiento igual a

FH= 2,25.

Quedando por tanto una cimentación rectangular de **4x4x1 m** variando la altura de un estribo a otro.

3. Dimensionamiento de la Cercha.

La cercha está compuesta por tubos de 200x200x20 en la parte superior e intermedia y tubos de 200x200x16 en la parte inferior. Transversalmente la atraviesan perfiles HEB 200. Para dicho dimensionamiento se ha utilizado el programa SAP 200 16.1 cuyos resultados se pueden observar en el Apéndice N°2: Modelo SAP del presente anejo.

Las comprobaciones a realizar en dicho calculo han sido:

- Aprovechamiento: < 1 para todas las barras.
- Flecha Máxima < L/250

La unión de los elementos de la cercha se realizará a través soldaduras. No siendo esto objeto de nuestro proyecto, para un posterior proyecto de construcción se tendrían en cuenta tanto el tamaño como el tipo de soldadura.

La base de la cercha irá cubierto por tramex de 20x20 cm para facilitar las operaciones de mantenimiento.



Apéndice 1: Estudio Geotécnico.

A través de un proyecto realizado en la ETAP "La Presa" se ha conseguido un estudio geotécnico con estudios cercanos a la ETAP del cual se resumirá a continuación el estudio del sondeo SR-1, el más cercano a la presa.

• RESULTADOS DEL RECONOCIMIENTO, NATURALEZA Y CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO:

Con los sondeos realizados para el reconocimiento geotécnico y junto con los ensayos de laboratorio realizados sobre muestras extraídas de estos, han permitido caracterizar el subsuelo.

○ Limos arcillosos marrones:

Superficialmente han aparecido unos limos arcilloso de tonos marrones-rojizos, en ocasiones con algunos nódulos y apareciendo en otra como terreno vegetal con restos de raíces. Estos limos se caracterizan por golpes para el ensayo SPT insitu de entre 28 y 34, llegando en ocasiones al rechazo. Ensayos de resistencia a compresión simple han arrojado valores de entre 1,8 y 2,0 kp/cm².

○ Gravas y Bolos:

En general, por debajo de los limos arcillosos aparecen unas gravas y bolos subredondeados de matriz limosa, algo sueltas, pero de compacidad elevada con golpes de 40 golpes e incluso el rechazo.

○ Calizas y areniscas:

Tras las gravas, han aparecido en ocasiones costrones de arenisca, o bien de caliza de tonos blanquecinos, que en ocasiones su extracción era en forma de lajas. Aparecían intercaladas con tramos arcillosos-limosos de tonos beige.

○ Limos arcillosos inferiores:

Por último, aparecen nuevamente los limos arcillosos del tramo más superficial del sondeo, pero encontrándose costrificados, de carácter algo más arenosos, muy consistentes y de tonos beige.

• CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

○ Cimentación:

A la vista de la estratigrafía y naturaleza del terreno definida en el apartado anterior y teniendo en cuenta su gran variabilidad, inicialmente las recomendaciones desde el punto de vista geotécnico deberían diferir en cierta manera, pero contando con que tanto los materiales granulares que se han encontrado así como los cohesivos, muestran ambos una gran compacidad y consistencia respectivamente, con el fin de unificar conclusiones, desde el punto de vista de capacidad portante del terreno. Si que habrá que diferenciar las zonas en cuanto a métodos de excavación y sostenimiento de las zanjas.

En lo referente al cálculo de la tensión admisible a proponer para la cimentación de la tubería, ésta la obtendremos mediante la expresión propuesta de Terzaghi para materiales de tipo granular (ya que se tiene en algunas zonas gravas como nivel de cimentación, y en otras unos limos muy costrificados y con gran cuantía de nódulos), en función del golpeo obtenido en el terreno natural subyacente a la cimentación y de los asientos estimados para el tipo de construcción a ejecutar. Así, la tensión admisible se calcula de la manera siguiente:

$$q_{adm} = \frac{N_{30} \cdot s}{12}$$

Siendo

N_{30} : Valor del golpeo medio para el ensayo SPT insitu, que se ha tomado de valor 32 golpes.

s: Valor del asiento estimado de 2cm.

Así, se ha obtenido una **tensión admisible de cálculo de $q_{adm}=2,00 \text{ Kp/cm}^2 = 0.1962 \text{ MPa}$**

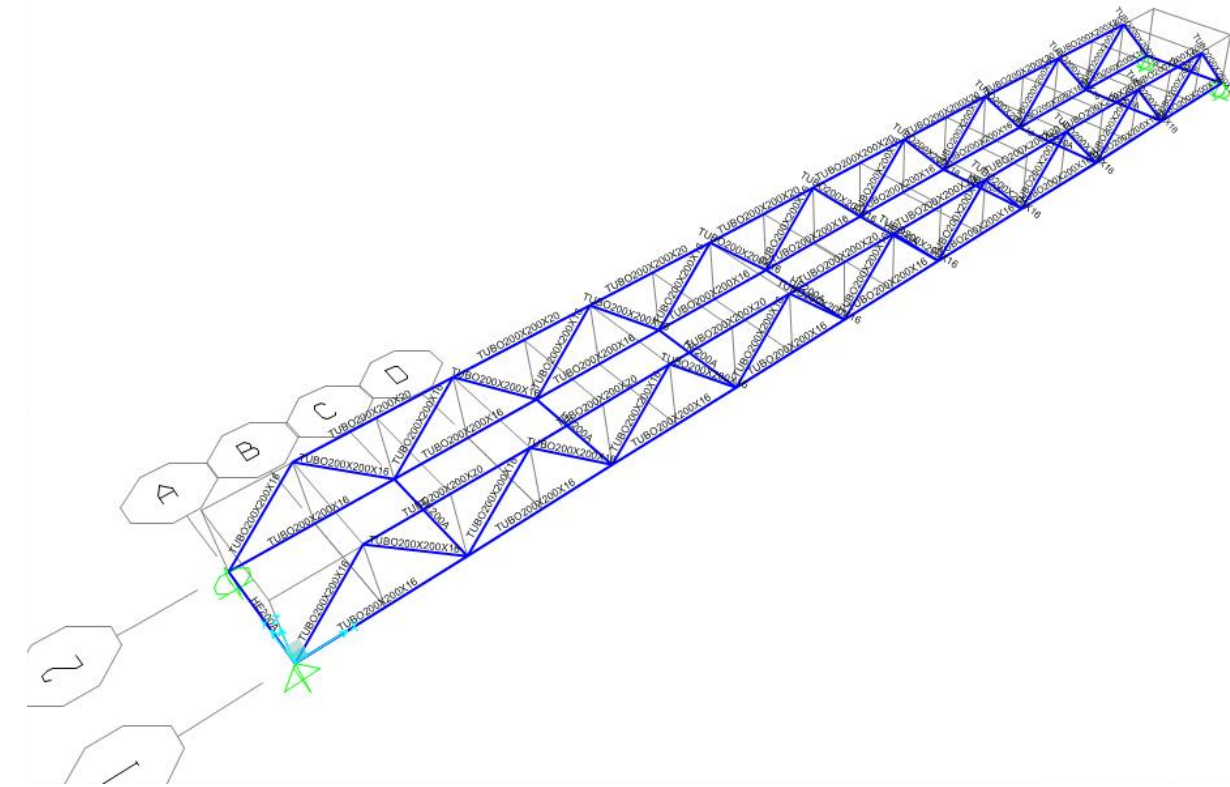
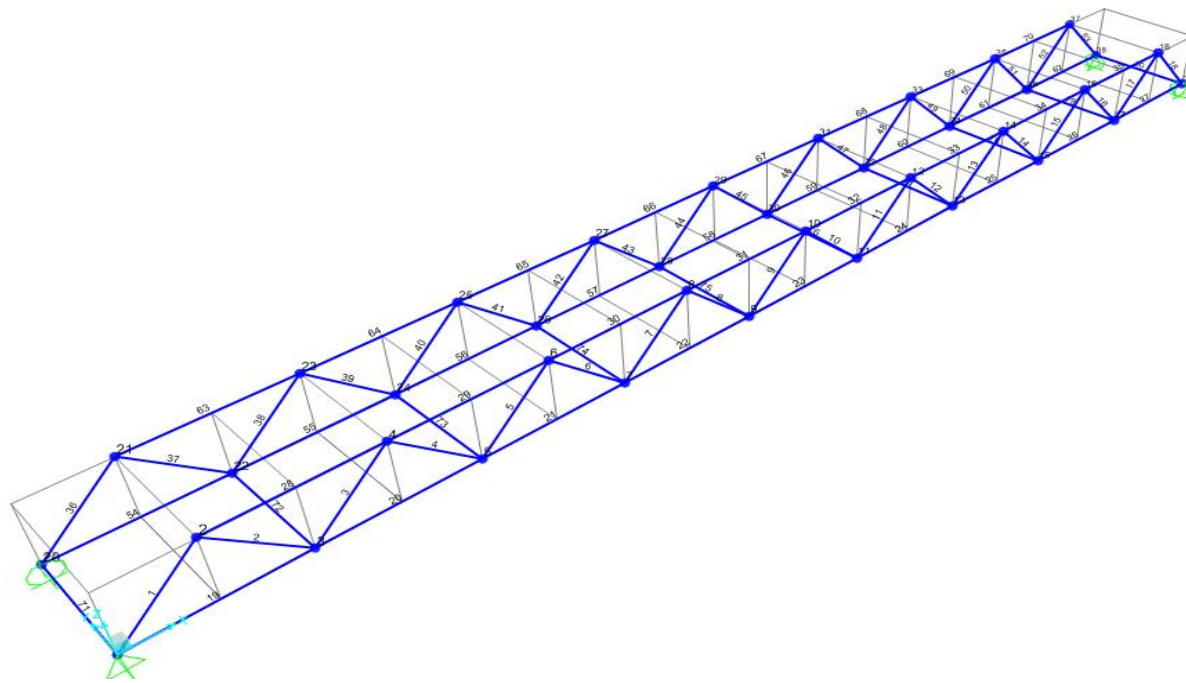
Figura 3: Secciones

Apéndice 2: Modelo SAP de la cercha.

El dimensionamiento de la cercha que cruza el canal Júcar-Turia se ha realizado a través de la aplicación informática SAP 2000 16.1. A continuación se muestran los resultados obtenidos:

1. FIGURAS:

Figura 2: Numeración Nudos y Barras



Cargas:
Figura 4: Peso Propio

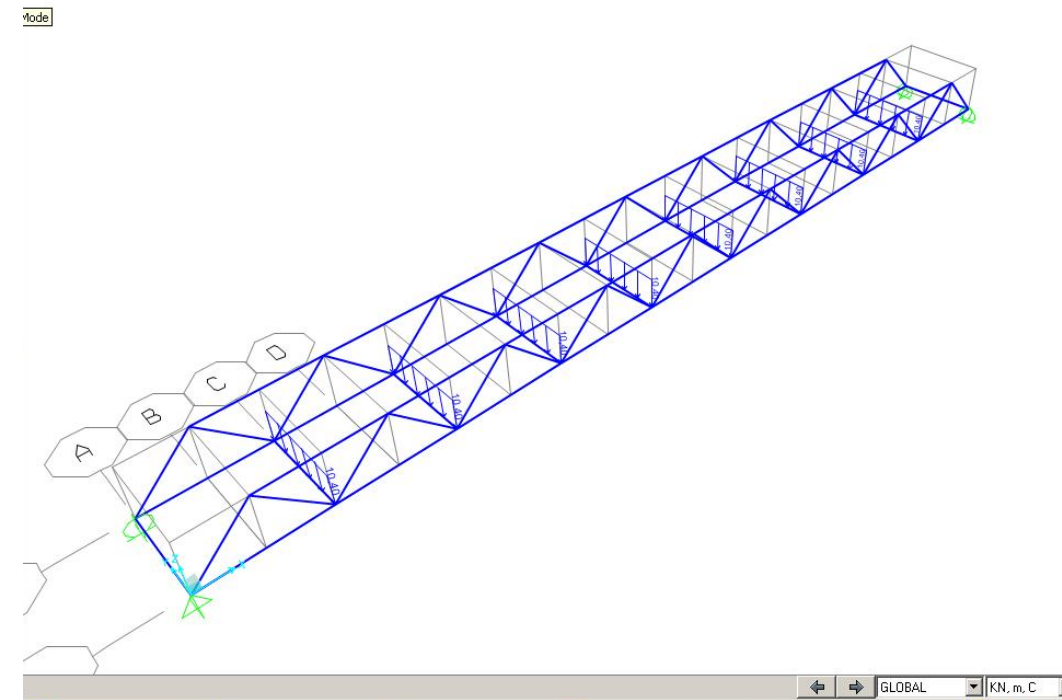


Figura 5: Tubería (3,468 kN/m)

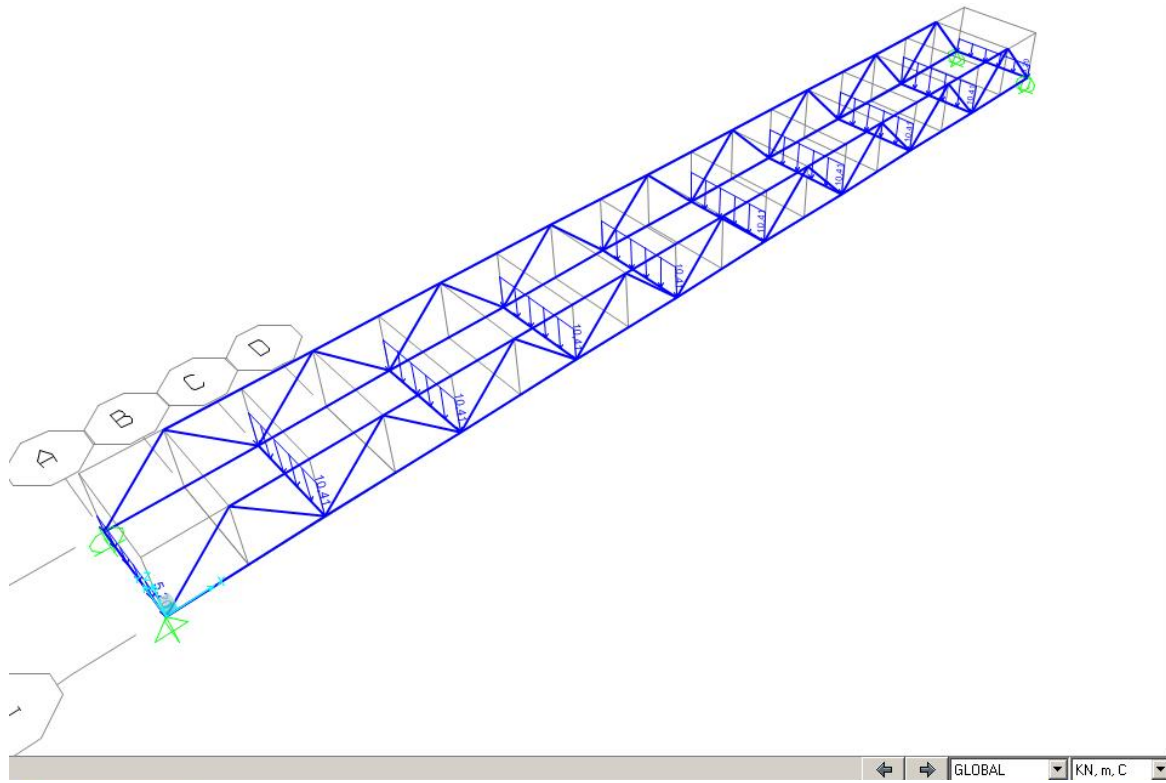


Figura 6: Agua (24,997 kN/m)

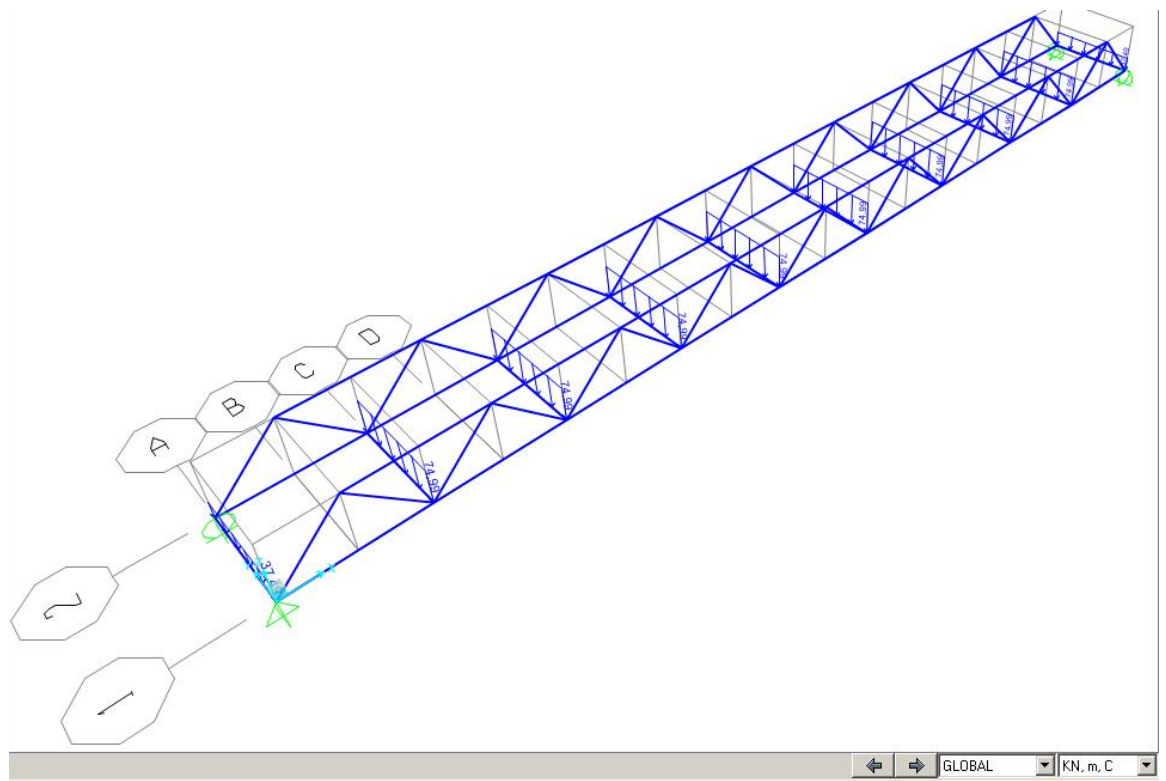


Figura 7: Carga Puntual (4,9 kN)

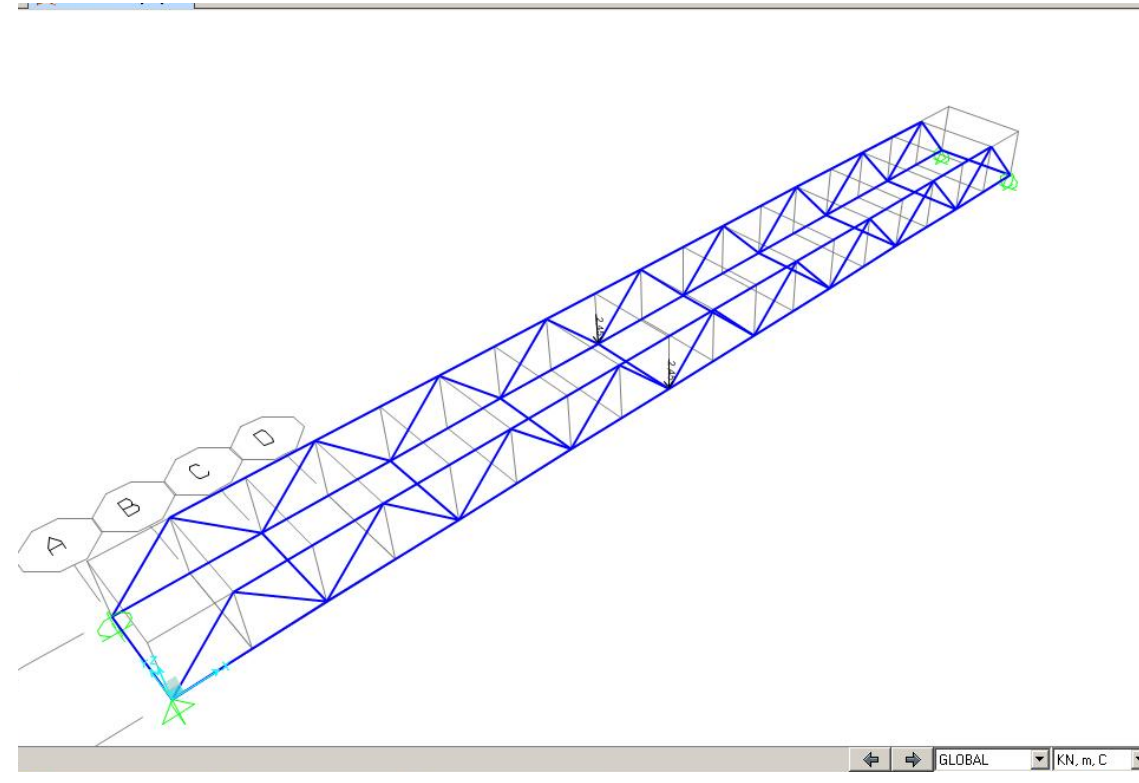


Figura 8: Reacciones en los apoyos para la combinación de acciones ELS: (520,63 kN)

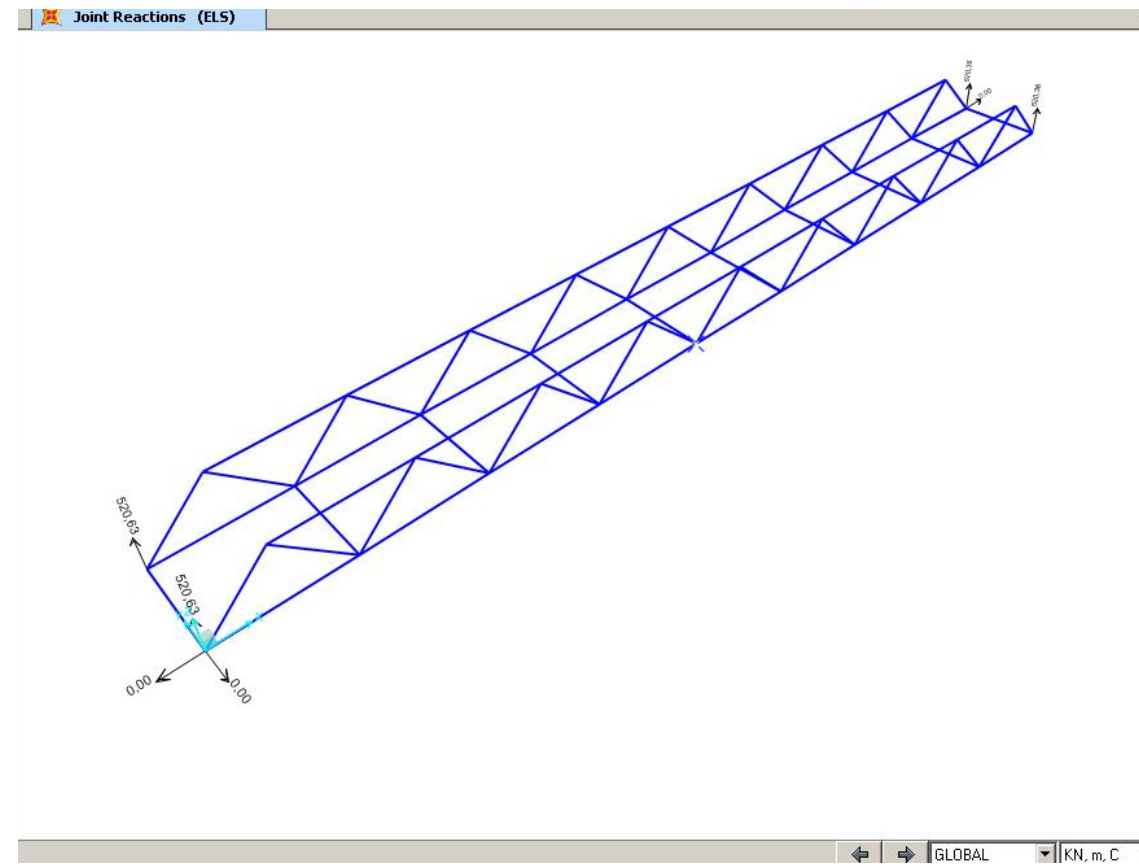


Figura 9: Reacciones en los apoyos para la combinación de acciones ELU: (703,06 kN)

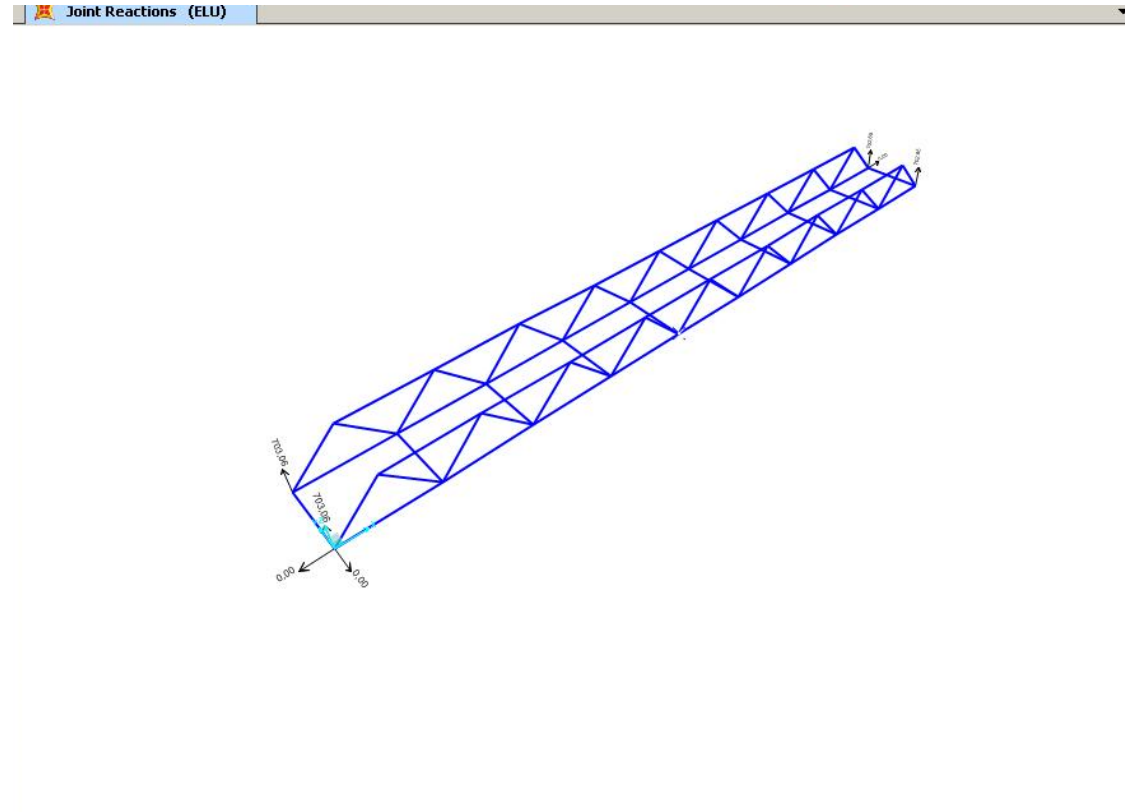


Figura 11: Deformada (Flecha máx. ELS: 0.119 m)

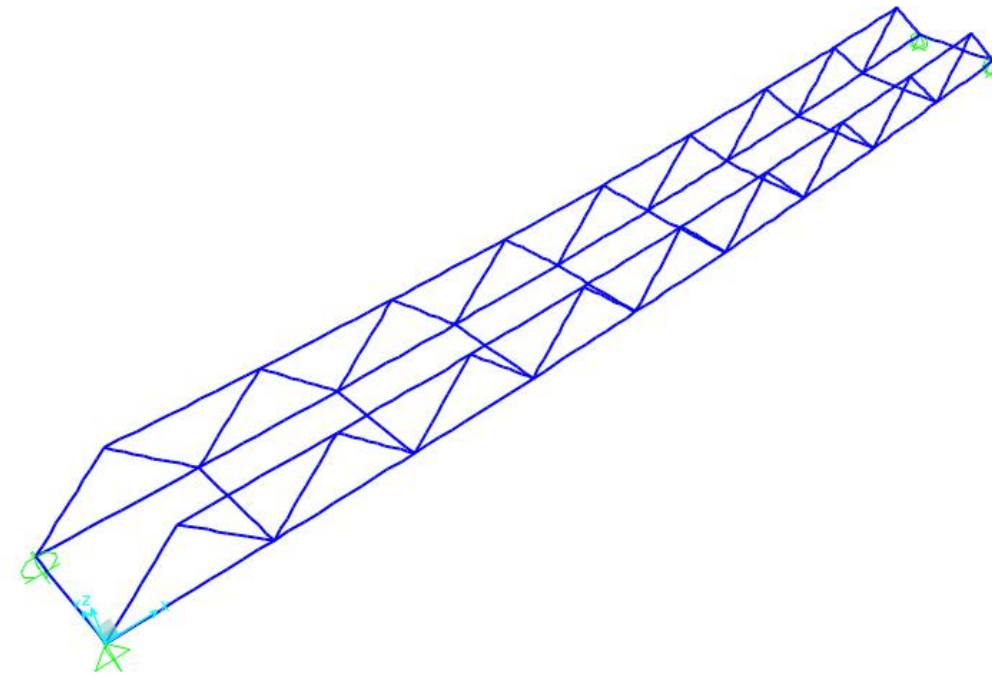
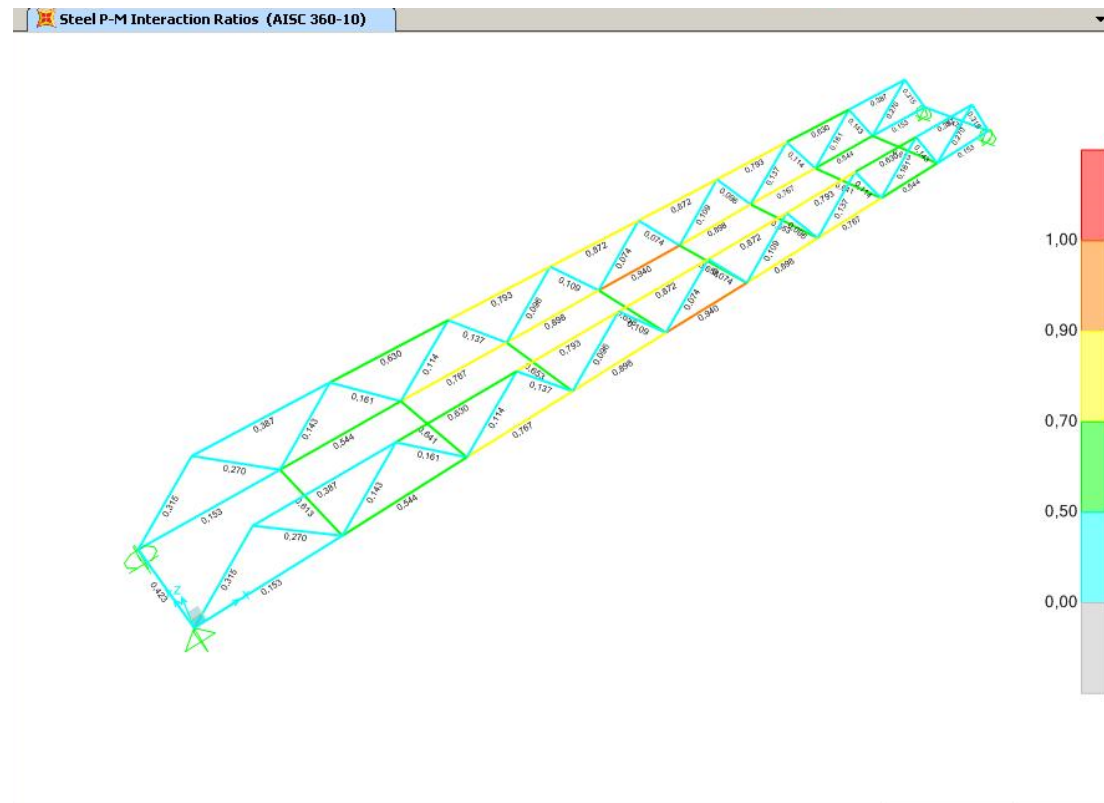


Figura 10: Aprovechamiento. (Valor Máximo= 0,94)





2. TABLAS DE RESULTADOS:

Tabla 3: Coordenadas de los Puntos.

TABLE: Joint Coordinates									
Joint	CoordSys	CoordType	XorR	Y	Z	SpecialJt	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
Text	Text	Text	m	m	m	Yes/No	m	m	m
1	GLOBAL	Cartesian	0	0	0	No	0	0	0
2	GLOBAL	Cartesian	1,5	0	1,5	No	1,5	0	1,5
3	GLOBAL	Cartesian	3	0	0	No	3	0	0
4	GLOBAL	Cartesian	4,5	0	1,5	No	4,5	0	1,5
5	GLOBAL	Cartesian	6	0	0	No	6	0	0
6	GLOBAL	Cartesian	7,5	0	1,5	No	7,5	0	1,5
7	GLOBAL	Cartesian	9	0	0	No	9	0	0
8	GLOBAL	Cartesian	10,5	0	1,5	No	10,5	0	1,5
9	GLOBAL	Cartesian	12	0	0	No	12	0	0
10	GLOBAL	Cartesian	13,5	0	1,5	No	13,5	0	1,5
11	GLOBAL	Cartesian	15	0	0	No	15	0	0
12	GLOBAL	Cartesian	16,5	0	1,5	No	16,5	0	1,5
13	GLOBAL	Cartesian	18	0	0	No	18	0	0
14	GLOBAL	Cartesian	19,5	0	1,5	No	19,5	0	1,5
15	GLOBAL	Cartesian	21	0	0	No	21	0	0
16	GLOBAL	Cartesian	22,5	0	1,5	No	22,5	0	1,5
17	GLOBAL	Cartesian	24	0	0	No	24	0	0
18	GLOBAL	Cartesian	25,5	0	1,5	No	25,5	0	1,5
19	GLOBAL	Cartesian	27	0	0	No	27	0	0
20	GLOBAL	Cartesian	0	2,5	0	No	0	2,5	0
21	GLOBAL	Cartesian	1,5	2,5	1,5	No	1,5	2,5	1,5
22	GLOBAL	Cartesian	3	2,5	0	No	3	2,5	0
23	GLOBAL	Cartesian	4,5	2,5	1,5	No	4,5	2,5	1,5
24	GLOBAL	Cartesian	6	2,5	0	No	6	2,5	0
25	GLOBAL	Cartesian	7,5	2,5	1,5	No	7,5	2,5	1,5
26	GLOBAL	Cartesian	9	2,5	0	No	9	2,5	0
27	GLOBAL	Cartesian	10,5	2,5	1,5	No	10,5	2,5	1,5
28	GLOBAL	Cartesian	12	2,5	0	No	12	2,5	0
29	GLOBAL	Cartesian	13,5	2,5	1,5	No	13,5	2,5	1,5
30	GLOBAL	Cartesian	15	2,5	0	No	15	2,5	0
31	GLOBAL	Cartesian	16,5	2,5	1,5	No	16,5	2,5	1,5
32	GLOBAL	Cartesian	18	2,5	0	No	18	2,5	0
33	GLOBAL	Cartesian	19,5	2,5	1,5	No	19,5	2,5	1,5
34	GLOBAL	Cartesian	21	2,5	0	No	21	2,5	0
35	GLOBAL	Cartesian	22,5	2,5	1,5	No	22,5	2,5	1,5
36	GLOBAL	Cartesian	24	2,5	0	No	24	2,5	0
37	GLOBAL	Cartesian	25,5	2,5	1,5	No	25,5	2,5	1,5
38	GLOBAL	Cartesian	27	2,5	0	No	27	2,5	0

Tabla 4: Grados de Libertad, apoyos de la cercha.

TABLE: Joint Restraint Assignments						
Joint	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Yes/No	Yes/No	Yes/No	Yes/No	Yes/No	Yes/No
1	Yes	Yes	Yes	No	No	No
19	No	No	Yes	No	No	No
20	No	No	Yes	No	No	No
38	Yes	No	Yes	No	No	No

Tabla 5: Coordenadas de las Barras.

TABLE: Connectivity - Frame							
Frame	JointI	JointJ	IsCurved	Length	CentroidX	CentroidY	CentroidZ
Text	Text	Text	Yes/No	m	m	m	m
1	1	2	No	2,12132	0,75	0	0,75
2	2	3	No	2,12132	2,25	0	0,75
3	3	4	No	2,12132	3,75	0	0,75
4	4	5	No	2,12132	5,25	0	0,75
5	5	6	No	2,12132	6,75	0	0,75
6	6	7	No	2,12132	8,25	0	0,75
7	7	8	No	2,12132	9,75	0	0,75
8	8	9	No	2,12132	11,25	0	0,75
9	9	10	No	2,12132	12,75	0	0,75
10	10	11	No	2,12132	14,25	0	0,75
11	11	12	No	2,12132	15,75	0	0,75
12	12	13	No	2,12132	17,25	0	0,75
13	13	14	No	2,12132	18,75	0	0,75
14	14	15	No	2,12132	20,25	0	0,75
15	15	16	No	2,12132	21,75	0	0,75
16	16	17	No	2,12132	23,25	0	0,75
17	17	18	No	2,12132	24,75	0	0,75
18	18	19	No	2,12132	26,25	0	0,75
19	1	3	No	3	1,5	0	0
20	3	5	No	3	4,5	0	0
21	5	7	No	3	7,5	0	0
22	7	9	No	3	10,5	0	0
23	9	11	No	3	13,5	0	0
24	11	13	No	3	16,5	0	0
25	13	15	No	3	19,5	0	0
26	15	17	No	3	22,5	0	0
27	17	19	No	3	25,5	0	0
28	2	4	No	3	3	0	1,5
29	4	6	No	3	6	0	1,5



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE "LA PRESA"



30	6	8	No	3	9	0	1,5
31	8	10	No	3	12	0	1,5
32	10	12	No	3	15	0	1,5
33	12	14	No	3	18	0	1,5
34	14	16	No	3	21	0	1,5
35	16	18	No	3	24	0	1,5
36	20	21	No	2,12132	0,75	2,5	0,75
37	21	22	No	2,12132	2,25	2,5	0,75
38	22	23	No	2,12132	3,75	2,5	0,75
39	23	24	No	2,12132	5,25	2,5	0,75
40	24	25	No	2,12132	6,75	2,5	0,75
41	25	26	No	2,12132	8,25	2,5	0,75
42	26	27	No	2,12132	9,75	2,5	0,75
43	27	28	No	2,12132	11,25	2,5	0,75
44	28	29	No	2,12132	12,75	2,5	0,75
45	29	30	No	2,12132	14,25	2,5	0,75
46	30	31	No	2,12132	15,75	2,5	0,75
47	31	32	No	2,12132	17,25	2,5	0,75
48	32	33	No	2,12132	18,75	2,5	0,75
49	33	34	No	2,12132	20,25	2,5	0,75
50	34	35	No	2,12132	21,75	2,5	0,75
51	35	36	No	2,12132	23,25	2,5	0,75
52	36	37	No	2,12132	24,75	2,5	0,75
53	37	38	No	2,12132	26,25	2,5	0,75
54	20	22	No	3	1,5	2,5	0
55	22	24	No	3	4,5	2,5	0
56	24	26	No	3	7,5	2,5	0
57	26	28	No	3	10,5	2,5	0
58	28	30	No	3	13,5	2,5	0
59	30	32	No	3	16,5	2,5	0
60	32	34	No	3	19,5	2,5	0
61	34	36	No	3	22,5	2,5	0
62	36	38	No	3	25,5	2,5	0
63	21	23	No	3	3	2,5	1,5
64	23	25	No	3	6	2,5	1,5
65	25	27	No	3	9	2,5	1,5
66	27	29	No	3	12	2,5	1,5
67	29	31	No	3	15	2,5	1,5
68	31	33	No	3	18	2,5	1,5
69	33	35	No	3	21	2,5	1,5
70	35	37	No	3	24	2,5	1,5
71	1	20	No	2,5	0	1,25	0
72	3	22	No	2,5	3	1,25	0
73	5	24	No	2,5	6	1,25	0

74	7	26	No	2,5	9	1,25	0
75	9	28	No	2,5	12	1,25	0
76	11	30	No	2,5	15	1,25	0
77	13	32	No	2,5	18	1,25	0
78	15	34	No	2,5	21	1,25	0
79	17	36	No	2,5	24	1,25	0
80	19	38	No	2,5	27	1,25	0

Tabla 6: Propiedades del Material

TABLE: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties						
Material	UnitWeight	UnitMass	E1	G12	U12	A1
Text	KN/m3	KN-s2/m4	KN/m2	KN/m2	Unitless	1/C
S355	76,973	7,849	210000000	80769230,77	0,3	0,0000117

Tabla 7: Propiedades de las secciones.

TABLE: Frame Section Properties 01 - General									
SectionName	Material	Shape	t3	t2	tf	tw	t2b	tfb	Area
Text	Text	Text	m	m	m	m	m	m	m2
HE200A	S355	I/Wide Flange	0,19	0,2	0,01	0,0065	0,2	0,01	0,00538
TUBO		Box/							
200X200X16	S355	Tube	0,2	0,2	0,016	0,016			0,01178
TUBO		Box/							
200X200X20	S355	Tube	0,2	0,2	0,02	0,02			0,0144
SectionName	Material	Shape	Tors Const	I33	I22	I23	AS2	AS3	S33
Text	Text	Text	m4	m4	m4	m4	m2	m2	m3
HE200A	S355	I/Wide Flange	0,00000021	0,000037	0,000013		0,001235	0,003333	0,000389
TUBO		Box/							
200X200X16	S355	Tube	0,0001	0,000067	0,000067		0,0064	0,0064	0,00067
TUBO		Box/							
200X200X20	S355	Tube	0,000117	0,000079	0,000079		0,008	0,008	0,000787
SectionName	Material	Shape	S22	Z33	Z22	R33	R22	Total Wt	Total Mass
Text	Text	Text	m3	m3	m3	m	m	KN	KN-s2/m
HE200A	S355	I/Wide Flange	0,000134	0,000429	0,000204	0,0828	0,049832	10,353	1,06
TUBO		Box/Tube							
200X200X16	S355	Box/Tube	0,00067	0,000815	0,000815	0,0754	0,075388	118,21	12,05
TUBO		Box/Tube							
200X200X20	S355	Box/Tube	0,000787	0,000976	0,000976	0,0739	0,073937	53,204	5,43



Tabla 8: Secciones de las Barras

TABLE: Frame Section Assignments					
Frame	SectionType	AutoSelect	AnalSect	DesignSect	MatProp
Text	Text	Text	Text	Text	Text
1	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
2	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
3	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
4	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
5	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
6	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
7	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
8	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
9	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
10	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
11	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
12	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
13	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
14	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
15	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
16	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
17	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
18	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
19	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
20	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
21	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
22	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
23	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
24	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
25	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
26	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
27	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
28	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X20	TUBO200X200X20	S355
29	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X20	TUBO200X200X20	S355
30	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X20	TUBO200X200X20	S355
31	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X20	TUBO200X200X20	S355
32	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X20	TUBO200X200X20	S355
33	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X20	TUBO200X200X20	S355
34	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X20	TUBO200X200X20	S355
35	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X20	TUBO200X200X20	S355
36	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
37	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
38	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
39	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
40	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355

41	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
42	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
43	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
44	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
45	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
46	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
47	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
48	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
49	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
50	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
51	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
52	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
53	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
54	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
55	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
56	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
57	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
58	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
59	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
60	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
61	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
62	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X16	TUBO200X200X16	S355
63	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X20	TUBO200X200X20	S355
64	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X20	TUBO200X200X20	S355
65	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X20	TUBO200X200X20	S355
66	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X20	TUBO200X200X20	S355
67	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X20	TUBO200X200X20	S355
68	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X20	TUBO200X200X20	S355
69	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X20	TUBO200X200X20	S355
70	Box/Tube	N.A.	TUBO200X200X20	TUBO200X200X20	S355
71	I/Wide Flange	N.A.	HE200A	HE200A	S355
72	I/Wide Flange	N.A.	HE200A	HE200A	S355
73	I/Wide Flange	N.A.	HE200A	HE200A	S355
74	I/Wide Flange	N.A.	HE200A	HE200A	S355
75	I/Wide Flange	N.A.	HE200A	HE200A	S355
76	I/Wide Flange	N.A.	HE200A	HE200A	S355
77	I/Wide Flange	N.A.	HE200A	HE200A	S355
78	I/Wide Flange	N.A.	HE200A	HE200A	S355
79	I/Wide Flange	N.A.	HE200A	HE200A	S355
80	I/Wide Flange	N.A.	HE200A	HE200A	S355

Tabla 9: Definición de las Cargas

TABLE: Load Case Definitions					
------------------------------	--	--	--	--	--



Case	SelfWtMult	Type	InitialCond	DesTypeOpt	DesignType
Text	Unitless	Text	Text	Text	Text
DEAD	1	LinStatic	Zero	Prog Det	DEAD
CP	0	LinStatic	Zero	Prog Det	LIVE
TUBERIA	0	LinStatic	Zero	Prog Det	OTHER
AGUA	0	LinStatic	Zero	Prog Det	DEAD
Case	DesActOpt	DesignAct	AutoType	RunCase	CaseStatus
Text	Text	Text	Text	Yes/No	Text
DEAD	Prog Det	Non-Composite Short-Term	None	Yes	Finished
CP	Prog Det	Composite	None	Yes	Finished
TUBERIA	Prog Det	Other	None	Yes	Finished
AGUA	Prog Det	Non-Composite	None	Yes	Finished

Tabla 10: Carga Puntual

TABLE: Joint Loads - Force								
Joint	LoadPat	CoordSys	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
9	CP	GLOBAL	0	0	-2,453	0	0	0
28	CP	GLOBAL	0	0	-2,453	0	0	0

Tabla 11: Combinación de Acciones

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
ELU	Linear Add	No	Linear Static	AGUA	1,35
ELU			Linear Static	CP	1,5
ELU			Linear Static	DEAD	1,35
ELU			Linear Static	TUBERIA	1,35

Tabla 12: Asignación de las Cargas

TABLE: Frame Loads - Distributed											
Frame	LoadPat	CoordSys	Type	Dir	DistType	RelDistA	RelDistB	AbsDistA	AbsDistB	FOverLA	FOverLB
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Unitless	Unitless	m	m	KN/m	KN/m
71	AGUA	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-37,49	-37,49
71	TUBERIA	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-5,2	-5,2
72	DEAD	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-10,4	-10,4
72	AGUA	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-74,99	-74,99
72	TUBERIA	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-10,4	-10,4
73	DEAD	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-10,4	-10,4
73	AGUA	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-74,99	-74,99
73	TUBERIA	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-10,4	-10,4
74	DEAD	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-10,4	-10,4
74	AGUA	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-74,99	-74,99
74	TUBERIA	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-10,4	-10,4
75	DEAD	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-10,4	-10,4
75	AGUA	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-74,99	-74,99
75	TUBERIA	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-10,4	-10,4
76	DEAD	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-10,4	-10,4
76	AGUA	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-74,99	-74,99
76	TUBERIA	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-10,4	-10,4
77	DEAD	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-10,4	-10,4
77	AGUA	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-74,99	-74,99
77	TUBERIA	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-10,4	-10,4
78	DEAD	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-10,4	-10,4
78	AGUA	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-74,99	-74,99
78	TUBERIA	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-10,4	-10,4
79	DEAD	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-10,4	-10,4
79	AGUA	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-74,99	-74,99
79	TUBERIA	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-10,4	-10,4
80	AGUA	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-37,49	-37,49
80	TUBERIA	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0	1	0	2,5	-5,2	-5,2

Tabla 13: Esfuerzos de las Barras



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE "LA PRESA"



TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	Output Case	P	V2	V3	T	M2	M3	Frame Elem	Elem Station
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
1	0	ELU	-893,697	1,035	-3,573	-3,1554	-10,5394	4,99	1-1	0
1	1,06066	ELU	-892,779	1,953	-3,573	-3,1554	-6,7499	3,4054	1-1	1,0607
1	2,12132	ELU	-891,861	2,871	-3,573	-3,1554	-2,9605	0,8471	1-1	2,1213
2	0	ELU	874,43	0,481	-2,242	-0,3946	1,8536	5,0069	2-1	0
2	1,06066	ELU	873,512	1,399	-2,242	-0,3946	4,2313	4,0096	2-1	1,0607
2	2,12132	ELU	872,594	2,317	-2,242	-0,3946	6,6091	2,0385	2-1	2,1213
3	0	ELU	-664,355	2,115	0,534	0,0195	-1,2105	10,5299	3-1	0
3	1,06066	ELU	-663,437	3,033	0,534	0,0195	-1,7771	7,7996	3-1	1,0607
3	2,12132	ELU	-662,519	3,951	0,534	0,0195	-2,3436	4,0956	3-1	2,1213
4	0	ELU	661,25	3,725	-0,157	-0,6579	2,9496	14,8378	4-1	0
4	1,06066	ELU	660,332	4,643	-0,157	-0,6579	3,1158	10,3997	4-1	1,0607
4	2,12132	ELU	659,414	5,561	-0,157	-0,6579	3,282	4,9878	4-1	2,1213
5	0	ELU	-445,103	-0,793	0,369	0,2007	-0,2185	11,6426	5-1	0
5	1,06066	ELU	-444,185	0,125	0,369	0,2007	-0,6103	11,9972	5-1	1,0607
5	2,12132	ELU	-443,267	1,043	0,369	0,2007	-1,0021	11,3781	5-1	2,1213
6	0	ELU	441,698	3,373	0,031	-0,4226	1,7022	17,7181	6-1	0
6	1,06066	ELU	440,779	4,291	0,031	-0,4226	1,6691	13,6534	6-1	1,0607
6	2,12132	ELU	439,861	5,209	0,031	-0,4226	1,6359	8,6148	6-1	2,1213
7	0	ELU	-224,575	-2,407	0,194	0,1734	0,0934	12,6679	7-1	0
7	1,06066	ELU	-223,656	-1,489	0,194	0,1734	-0,1126	14,7341	7-1	1,0607
7	2,12132	ELU	-222,738	-0,571	0,194	0,1734	-0,3186	15,8264	7-1	2,1213
8	0	ELU	222,543	2,824	-0,018	-0,2524	0,7851	19,0492	8-1	0
8	1,06066	ELU	221,625	3,742	-0,018	-0,2524	0,8041	15,5674	8-1	1,0607
8	2,12132	ELU	220,707	4,66	-0,018	-0,2524	0,823	11,1117	8-1	2,1213
9	0	ELU	0,512	-3,734	0,09	0,1769	0,3824	12,4436	9-1	0
9	1,06066	ELU	1,43	-2,815	0,09	0,1769	0,287	15,9168	9-1	1,0607
9	2,12132	ELU	2,348	-1,897	0,09	0,1769	0,1917	18,4162	9-1	2,1213
10	0	ELU	-2,152	1,911	-0,09	-0,1769	0,1917	18,4169	10-1	0
10	1,06066	ELU	-3,07	2,829	-0,09	-0,1769	0,287	15,9034	10-1	1,0607
10	2,12132	ELU	-3,988	3,747	-0,09	-0,1769	0,3824	12,4162	10-1	2,1213
11	0	ELU	220,157	-4,692	0,018	0,2524	0,823	11,0533	11-1	0
11	1,06066	ELU	221,075	-3,774	0,018	0,2524	0,8041	15,5428	11-1	1,0607
11	2,12132	ELU	221,993	-2,856	0,018	0,2524	0,7851	19,0585	11-1	2,1213
12	0	ELU	-222,2	0,568	-0,194	-0,1734	-0,3186	15,8074	12-1	0
12	1,06066	ELU	-223,119	1,487	-0,194	-0,1734	-0,1126	14,7176	12-1	1,0607
12	2,12132	ELU	-224,037	2,405	-0,194	-0,1734	0,0934	12,6539	12-1	2,1213
13	0	ELU	439,289	-5,2	-0,031	0,4226	1,6359	8,6156	13-1	0
13	1,06066	ELU	440,207	-4,282	-0,031	0,4226	1,6691	13,6439	13-1	1,0607
13	2,12132	ELU	441,125	-3,364	-0,031	0,4226	1,7022	17,6985	13-1	2,1213
14	0	ELU	-442,699	-1,043	-0,369	-0,2007	-1,0021	11,3696	14-1	0

14	1,06066	ELU	-443,617	-0,125	-0,369	-0,2007	-0,6103	11,9887	14-1	1,0607
14	2,12132	ELU	-444,535	0,793	-0,369	-0,2007	-0,2185	11,6341	14-1	2,1213
15	0	ELU	658,844	-5,557	0,157	0,6579	3,282	4,985	15-1	0
15	1,06066	ELU	659,762	-4,639	0,157	0,6579	3,1158	10,3925	15-1	1,0607
15	2,12132	ELU	660,68	-3,721	0,157	0,6579	2,9496	14,8262	15-1	2,1213
16	0	ELU	-661,954	-3,949	-0,534	-0,0195	-2,3436	4,0927	16-1	0
16	1,06066	ELU	-662,872	-3,031	-0,534	-0,0195	-1,7771	7,7948	16-1	1,0607
16	2,12132	ELU	-663,79	-2,113	-0,534	-0,0195	-1,2105	10,5232	16-1	2,1213
17	0	ELU	872,028	-2,316	2,242	0,3946	6,6091	2,0381	17-1	0
17	1,06066	ELU	872,946	-1,398	2,242	0,3946	4,2313	4,0074	17-1	1,0607
17	2,12132	ELU	873,864	-0,48	2,242	0,3946	1,8536	5,0029	17-1	2,1213
18	0	ELU	-891,287	-2,87	3,573	3,1554	-2,9605	0,8462	18-1	0
18	1,06066	ELU	-892,205	-1,952	3,573	3,1554	-6,7499	3,4036	18-1	1,0607
18	2,12132	ELU	-893,123	-1,034	3,573	3,1554	-10,5394	4,9872	18-1	2,1213
19	0	ELU	632,671	-7,893	2,707	-5,7048	4,7291	-4,99	19-1	0
19	0,6	ELU	632,671	-7,159	2,707	-5,7048	3,1052	-0,4744	19-1	0,6
19	1,2	ELU	632,671	-6,424	2,707	-5,7048	1,4813	3,6005	19-1	1,2
19	1,8	ELU	632,671	-5,69	2,707	-5,7048	-0,1426	7,2348	19-1	1,8
19	2,4	ELU	632,671	-4,955	2,707	-5,7048	-1,7665	10,4283	19-1	2,4
19	3	ELU	632,671	-4,221	2,707	-5,7048	-3,3904	13,1812	19-1	3
20	0	ELU	1722,592	-6,524	1,004	-2,0702	1,702	4,6898	20-1	0
20	0,6	ELU	1722,592	-5,789	1,004	-2,0702	1,0997	8,3837	20-1	0,6
20	1,2	ELU	1722,592	-5,055	1,004	-2,0702	0,4973	11,637	20-1	1,2
20	1,8	ELU	1722,592	-4,32	1,004	-2,0702	-0,1051	14,4496	20-1	1,8
20	2,4	ELU	1722,592	-3,586	1,004	-2,0702	-0,7074	16,8215	20-1	2,4
20	3	ELU	1722,592	-2,852	1,004	-2,0702	-1,3098	18,7528	20-1	3
21	0	ELU	2506,975	-5,098	0,447	-0,9267	0,7645	12,098	21-1	0
21	0,6	ELU	2506,975	-4,363	0,447	-0,9267	0,4963	14,9362	21-1	0,6
21	1,2	ELU	2506,975	-3,629	0,447	-0,9267	0,2281	17,3337	21-1	1,2
21	1,8	ELU	2506,975	-2,894	0,447	-0,9267	-0,0401	19,2906	21-1	1,8
21	2,4	ELU	2506,975	-2,16	0,447	-0,9267	-0,3083	20,8067	21-1	2,4
21	3	ELU	2506,975	-1,425	0,447	-0,9267	-0,5765	21,8822	21-1	3
22	0	ELU	2978,784	-3,469	0,171	-0,3676	0,3054	17,8291	22-1	0
22	0,6	ELU	2978,784	-2,735	0,171	-0,3676	0,2025	19,6903	22-1	0,6
22	1,2	ELU	2978,784	-2	0,171	-0,3676	0,0997	21,1109	22-1	1,2
22	1,8	ELU	2978,784	-1,266	0,171	-0,3676	-0,0032	22,0907	22-1	1,8
22	2,4	ELU	2978,784	-0,531	0,171	-0,3676	-0,106	22,6299	22-1	2,4
22	3	ELU	2978,784	0,203	0,171	-0,3676	-0,2089	22,7284	22-1	3
23	0	ELU	3135,14	-1,807	-1,801E-11	-1,211E-12	0,0398	21,3965	23-1	0
23	0,6	ELU	3135,14	-1,073	-1,801E-11	-1,211E-12	0,0398	22,2603	23-1	0,6
23	1,2	ELU	3135,14	-0,338	-1,801E-11	-1,211E-12	0,0398	22,6835	23-1	1,2
23	1,8	ELU	3135,14	0,396	-1,801E-11	-1,211E-12	0,0398	22,666	23-1	1,8
23	2,4	ELU	3135,14	1,131	-1,801E-11	-1,211E-12	0,0398	22,2078	23-1	2,4
23	3	ELU	3135,14	1,865	-1,801E-11	-1,211E-12	0,0398	21,3089	23-1	3



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE "LA PRESA"



24	0	ELU	2975,977	-0,221	-0,171	0,3676	-0,2089	22,6718	24-1	0	31	1,2	ELU	-3138,142	-1,406	-0,09	-0,2606	0,2618	26,1132	31-1	1,2
24	0,6	ELU	2975,977	0,513	-0,171	0,3676	-0,106	22,5843	24-1	0,6	31	1,8	ELU	-3138,142	-0,508	-0,09	-0,2606	0,3157	26,6876	31-1	1,8
24	1,2	ELU	2975,977	1,247	-0,171	0,3676	-0,0032	22,0561	24-1	1,2	31	2,4	ELU	-3138,142	0,389	-0,09	-0,2606	0,3697	26,7233	31-1	2,4
24	1,8	ELU	2975,977	1,982	-0,171	0,3676	0,0997	21,0873	24-1	1,8	31	3	ELU	-3138,142	1,287	-0,09	-0,2606	0,4236	26,2203	31-1	3
24	2,4	ELU	2975,977	2,716	-0,171	0,3676	0,2025	19,6778	24-1	2,4	32	0	ELU	-3134,969	-1,267	0,09	0,2606	0,4236	26,2196	32-1	0
24	3	ELU	2975,977	3,451	-0,171	0,3676	0,3054	17,8276	24-1	3	32	0,6	ELU	-3134,969	-0,369	0,09	0,2606	0,3697	26,7103	32-1	0,6
25	0	ELU	2504,959	1,423	-0,447	0,9267	-0,5765	21,866	25-1	0	32	1,2	ELU	-3134,969	0,529	0,09	0,2606	0,3157	26,6622	32-1	1,2
25	0,6	ELU	2504,959	2,157	-0,447	0,9267	-0,3083	20,7919	25-1	0,6	32	1,8	ELU	-3134,969	1,427	0,09	0,2606	0,2618	26,0755	32-1	1,8
25	1,2	ELU	2504,959	2,892	-0,447	0,9267	-0,0401	19,2771	25-1	1,2	32	2,4	ELU	-3134,969	2,325	0,09	0,2606	0,2078	24,9501	32-1	2,4
25	1,8	ELU	2504,959	3,626	-0,447	0,9267	0,2281	17,3217	25-1	1,8	32	3	ELU	-3134,969	3,222	0,09	0,2606	0,1539	23,286	32-1	3
25	2,4	ELU	2504,959	4,361	-0,447	0,9267	0,4963	14,9256	25-1	2,4	33	0	ELU	-2819,26	0,655	0,302	0,8917	0,8784	26,5371	33-1	0
25	3	ELU	2504,959	5,095	-0,447	0,9267	0,7645	12,0888	25-1	3	33	0,6	ELU	-2819,26	1,553	0,302	0,8917	0,6973	25,8749	33-1	0,6
26	0	ELU	1721,384	2,847	-1,004	2,0702	-1,3098	18,7379	26-1	0	33	1,2	ELU	-2819,26	2,45	0,302	0,8917	0,5161	24,674	33-1	1,2
26	0,6	ELU	1721,384	3,582	-1,004	2,0702	-0,7074	16,8092	26-1	0,6	33	1,8	ELU	-2819,26	3,348	0,302	0,8917	0,3349	22,9344	33-1	1,8
26	1,2	ELU	1721,384	4,316	-1,004	2,0702	-0,1051	14,4398	26-1	1,2	33	2,4	ELU	-2819,26	4,246	0,302	0,8917	0,1537	20,6561	33-1	2,4
26	1,8	ELU	1721,384	5,051	-1,004	2,0702	0,4973	11,6298	26-1	1,8	33	3	ELU	-2819,26	5,144	0,302	0,8917	-0,0274	17,8391	33-1	3
26	2,4	ELU	1721,384	5,785	-1,004	2,0702	1,0997	8,379	26-1	2,4	34	0	ELU	-2191,186	2,39	0,64	1,8274	1,7279	24,168	34-1	0
26	3	ELU	1721,384	6,52	-1,004	2,0702	1,702	4,6876	26-1	3	34	0,6	ELU	-2191,186	3,288	0,64	1,8274	1,3439	22,4645	34-1	0,6
27	0	ELU	632,265	4,217	-2,707	5,7048	-3,3904	13,1727	27-1	0	34	1,2	ELU	-2191,186	4,186	0,64	1,8274	0,9598	20,2225	34-1	1,2
27	0,6	ELU	632,265	4,952	-2,707	5,7048	-1,7665	10,4221	27-1	0,6	34	1,8	ELU	-2191,186	5,084	0,64	1,8274	0,5757	17,4417	34-1	1,8
27	1,2	ELU	632,265	5,686	-2,707	5,7048	-0,1426	7,2308	27-1	1,2	34	2,4	ELU	-2191,186	5,981	0,64	1,8274	0,1917	14,1222	34-1	2,4
27	1,8	ELU	632,265	6,421	-2,707	5,7048	1,4813	3,5988	27-1	1,8	34	3	ELU	-2191,186	6,879	0,64	1,8274	-0,1924	10,2641	34-1	3
27	2,4	ELU	632,265	7,155	-2,707	5,7048	3,1052	-0,4739	27-1	2,4	35	0	ELU	-1250,519	6,14	1,331	2,7349	3,0991	20,9975	35-1	0
27	3	ELU	632,265	7,889	-2,707	5,7048	4,7291	-4,9872	27-1	3	35	0,6	ELU	-1250,519	7,038	1,331	2,7349	2,3005	17,0441	35-1	0,6
28	0	ELU	-1251,327	-10,635	-1,331	-2,7349	-0,8938	-4,1598	28-1	0	35	1,2	ELU	-1250,519	7,936	1,331	2,7349	1,5019	12,5519	35-1	1,2
28	0,6	ELU	-1251,327	-9,737	-1,331	-2,7349	-0,0952	1,952	28-1	0,6	35	1,8	ELU	-1250,519	8,834	1,331	2,7349	0,7034	7,521	35-1	1,8
28	1,2	ELU	-1251,327	-8,84	-1,331	-2,7349	0,7034	7,5251	28-1	1,2	35	2,4	ELU	-1250,519	9,731	1,331	2,7349	-0,0952	1,9515	35-1	2,4
28	1,8	ELU	-1251,327	-7,942	-1,331	-2,7349	1,5019	12,5595	28-1	1,8	35	3	ELU	-1250,519	10,629	1,331	2,7349	-0,8938	-4,1567	35-1	3
28	2,4	ELU	-1251,327	-7,044	-1,331	-2,7349	2,3005	17,0553	28-1	2,4	36	0	ELU	-893,697	1,035	3,573	3,1554	10,5394	4,99	36-1	0
28	3	ELU	-1251,327	-6,146	-1,331	-2,7349	3,0991	21,0123	28-1	3	36	1,06066	ELU	-892,779	1,953	3,573	3,1554	6,7499	3,4054	36-1	1,0607
29	0	ELU	-2192,801	-6,884	-0,64	-1,8274	-0,1924	10,2701	29-1	0	36	2,12132	ELU	-891,861	2,871	3,573	3,1554	2,9605	0,8471	36-1	2,1213
29	0,6	ELU	-2192,801	-5,986	-0,64	-1,8274	0,1917	14,131	29-1	0,6	37	0	ELU	874,43	0,481	2,242	0,3946	-1,8536	5,0069	37-1	0
29	1,2	ELU	-2192,801	-5,088	-0,64	-1,8274	0,5757	17,4533	29-1	1,2	37	1,06066	ELU	873,512	1,399	2,242	0,3946	-4,2313	4,0096	37-1	1,0607
29	1,8	ELU	-2192,801	-4,19	-0,64	-1,8274	0,9598	20,237	29-1	1,8	37	2,12132	ELU	872,594	2,317	2,242	0,3946	-6,6091	2,0385	37-1	2,1213
29	2,4	ELU	-2192,801	-3,293	-0,64	-1,8274	1,3439	22,4819	29-1	2,4	38	0	ELU	-664,355	2,115	-0,534	-0,0195	1,2105	10,5299	38-1	0
29	3	ELU	-2192,801	-2,395	-0,64	-1,8274	1,7279	24,1881	29-1	3	38	1,06066	ELU	-663,437	3,033	-0,534	-0,0195	1,7771	7,7996	38-1	1,0607
30	0	ELU	-2821,687	-5,152	-0,302	-0,8917	-0,0274	17,8482	30-1	0	38	2,12132	ELU	-662,519	3,951	-0,534	-0,0195	2,3436	4,0956	38-1	2,1213
30	0,6	ELU	-2821,687	-4,254	-0,302	-0,8917	0,1537	20,6701	30-1	0,6	39	0	ELU	661,25	3,725	0,157	0,6579	-2,9496	14,8378	39-1	0
30	1,2	ELU	-2821,687	-3,357	-0,302	-0,8917	0,3349	22,9534	30-1	1,2	39	1,06066	ELU	660,332	4,643	0,157	0,6579	-3,1158	10,3997	39-1	1,0607
30	1,8	ELU	-2821,687	-2,459	-0,302	-0,8917	0,5161	24,698	30-1	1,8	39	2,12132	ELU	659,414	5,561	0,157	0,6579	-3,282	4,9878	39-1	2,1213
30	2,4	ELU	-2821,687	-1,561	-0,302	-0,8917	0,6973	25,904	30-1	2,4	40	0	ELU	-445,103	-0,793	-0,369	-0,2007	0,2185	11,6426	40-1	0
30	3	ELU	-2821,687	-0,663	-0,302	-0,8917	0,8784	26,5712	30-1	3	40	1,06066	ELU	-444,185	0,125	-0,369	-0,2007	0,6103	11,9972	40-1	1,0607
31	0	ELU	-3138,142	-3,202	-0,09	-0,2606	0,1539	23,3484	31-1	0	40	2,12132	ELU	-443,267	1,043	-0,369	-0,2007	1,0021	11,3781	40-1	2,1213
31	0,6	ELU	-3138,142	-2,304	-0,09	-0,2606	0,2078	25,0002	31-1	0,6	41	0	ELU	441,698	3,373	-0,031	0,4226	-1,7022	17,7181	41-1	0



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE "LA PRESA"



41	1,06066	ELU	440,779	4,291	-0,031	0,4226	-1,6691	13,6534	41-1	1,0607	55	0	ELU	1722,592	-6,524	-1,004	2,0702	-1,702	4,6898	55-1	0
41	2,12132	ELU	439,861	5,209	-0,031	0,4226	-1,6359	8,6148	41-1	2,1213	55	0,6	ELU	1722,592	-5,789	-1,004	2,0702	-1,0997	8,3837	55-1	0,6
42	0	ELU	-224,575	-2,407	-0,194	-0,1734	-0,0934	12,6679	42-1	0	55	1,2	ELU	1722,592	-5,055	-1,004	2,0702	-0,4973	11,637	55-1	1,2
42	1,06066	ELU	-223,656	-1,489	-0,194	-0,1734	0,1126	14,7341	42-1	1,0607	55	1,8	ELU	1722,592	-4,32	-1,004	2,0702	0,1051	14,4496	55-1	1,8
42	2,12132	ELU	-222,738	-0,571	-0,194	-0,1734	0,3186	15,8264	42-1	2,1213	55	2,4	ELU	1722,592	-3,586	-1,004	2,0702	0,7074	16,8215	55-1	2,4
43	0	ELU	222,543	2,824	0,018	0,2524	-0,7851	19,0492	43-1	0	55	3	ELU	1722,592	-2,852	-1,004	2,0702	1,3098	18,7528	55-1	3
43	1,06066	ELU	221,625	3,742	0,018	0,2524	-0,8041	15,5674	43-1	1,0607	56	0	ELU	2506,975	-5,098	-0,447	0,9267	-0,7645	12,098	56-1	0
43	2,12132	ELU	220,707	4,66	0,018	0,2524	-0,823	11,1117	43-1	2,1213	56	0,6	ELU	2506,975	-4,363	-0,447	0,9267	-0,4963	14,9362	56-1	0,6
44	0	ELU	0,512	-3,734	-0,09	-0,1769	-0,3824	12,4436	44-1	0	56	1,2	ELU	2506,975	-3,629	-0,447	0,9267	-0,2281	17,3337	56-1	1,2
44	1,06066	ELU	1,43	-2,815	-0,09	-0,1769	-0,287	15,9168	44-1	1,0607	56	1,8	ELU	2506,975	-2,894	-0,447	0,9267	0,0401	19,2906	56-1	1,8
44	2,12132	ELU	2,348	-1,897	-0,09	-0,1769	-0,1917	18,4162	44-1	2,1213	56	2,4	ELU	2506,975	-2,16	-0,447	0,9267	0,3083	20,8067	56-1	2,4
45	0	ELU	-2,152	1,911	0,09	0,1769	-0,1917	18,4169	45-1	0	56	3	ELU	2506,975	-1,425	-0,447	0,9267	0,5765	21,8822	56-1	3
45	1,06066	ELU	-3,07	2,829	0,09	0,1769	-0,287	15,9034	45-1	1,0607	57	0	ELU	2978,784	-3,469	-0,171	0,3676	-0,3054	17,8291	57-1	0
45	2,12132	ELU	-3,988	3,747	0,09	0,1769	-0,3824	12,4162	45-1	2,1213	57	0,6	ELU	2978,784	-2,735	-0,171	0,3676	-0,2025	19,6903	57-1	0,6
46	0	ELU	220,157	-4,692	-0,018	-0,2524	-0,823	11,0533	46-1	0	57	1,2	ELU	2978,784	-2	-0,171	0,3676	-0,0997	21,1109	57-1	1,2
46	1,06066	ELU	221,075	-3,774	-0,018	-0,2524	-0,8041	15,5428	46-1	1,0607	57	1,8	ELU	2978,784	-1,266	-0,171	0,3676	0,0032	22,0907	57-1	1,8
46	2,12132	ELU	221,993	-2,856	-0,018	-0,2524	-0,7851	19,0585	46-1	2,1213	57	2,4	ELU	2978,784	-0,531	-0,171	0,3676	0,106	22,6299	57-1	2,4
47	0	ELU	-222,2	0,568	0,194	0,1734	0,3186	15,8074	47-1	0	57	3	ELU	2978,784	0,203	-0,171	0,3676	0,2089	22,7284	57-1	3
47	1,06066	ELU	-223,119	1,487	0,194	0,1734	0,1126	14,7176	47-1	1,0607	58	0	ELU	3135,14	-1,807	-1,818E-11	-1,464E-12	-0,0398	21,3965	58-1	0
47	2,12132	ELU	-224,037	2,405	0,194	0,1734	-0,0934	12,6539	47-1	2,1213	58	0,6	ELU	3135,14	-1,073	-1,818E-11	-1,464E-12	-0,0398	22,2603	58-1	0,6
48	0	ELU	439,289	-5,2	0,031	-0,4226	-1,6359	8,6156	48-1	0	58	1,2	ELU	3135,14	-0,338	-1,818E-11	-1,464E-12	-0,0398	22,6835	58-1	1,2
48	1,06066	ELU	440,207	-4,282	0,031	-0,4226	-1,6691	13,6439	48-1	1,0607	58	1,8	ELU	3135,14	0,396	-1,818E-11	-1,464E-12	-0,0398	22,666	58-1	1,8
48	2,12132	ELU	441,125	-3,364	0,031	-0,4226	-1,7022	17,6985	48-1	2,1213	58	2,4	ELU	3135,14	1,131	-1,818E-11	-1,464E-12	-0,0398	22,2078	58-1	2,4
49	0	ELU	-442,699	-1,043	0,369	0,2007	1,0021	11,3696	49-1	0	58	3	ELU	3135,14	1,865	-1,818E-11	-1,464E-12	-0,0398	21,3089	58-1	3
49	1,06066	ELU	-443,617	-0,125	0,369	0,2007	0,6103	11,9887	49-1	1,0607	59	0	ELU	2975,977	-0,221	0,171	-0,3676	0,2089	22,6718	59-1	0
49	2,12132	ELU	-444,535	0,793	0,369	0,2007	0,2185	11,6341	49-1	2,1213	59	0,6	ELU	2975,977	0,513	0,171	-0,3676	0,106	22,5843	59-1	0,6
50	0	ELU	658,844	-5,557	-0,157	-0,6579	-3,282	4,985	50-1	0	59	1,2	ELU	2975,977	1,247	0,171	-0,3676	0,0032	22,0561	59-1	1,2
50	1,06066	ELU	659,762	-4,639	-0,157	-0,6579	-3,1158	10,3925	50-1	1,0607	59	1,8	ELU	2975,977	1,982	0,171	-0,3676	-0,0997	21,0873	59-1	1,8
50	2,12132	ELU	660,68	-3,721	-0,157	-0,6579	-2,9496	14,8262	50-1	2,1213	59	2,4	ELU	2975,977	2,716	0,171	-0,3676	-0,2025	19,6778	59-1	2,4
51	0	ELU	-661,954	-3,949	0,534	0,0195	2,3436	4,0927	51-1	0	59	3	ELU	2975,977	3,451	0,171	-0,3676	-0,3054	17,8276	59-1	3
51	1,06066	ELU	-662,872	-3,031	0,534	0,0195	1,7771	7,7948	51-1	1,0607	60	0	ELU	2504,959	1,423	0,447	-0,9267	0,5765	21,866	60-1	0
51	2,12132	ELU	-663,79	-2,113	0,534	0,0195	1,2105	10,5232	51-1	2,1213	60	0,6	ELU	2504,959	2,157	0,447	-0,9267	0,3083	20,7919	60-1	0,6
52	0	ELU	872,028	-2,316	-2,242	-0,3946	-6,6091	2,0381	52-1	0	60	1,2	ELU	2504,959	2,892	0,447	-0,9267	0,0401	19,2771	60-1	1,2
52	1,06066	ELU	872,946	-1,398	-2,242	-0,3946	-4,2313	4,0074	52-1	1,0607	60	1,8	ELU	2504,959	3,626	0,447	-0,9267	-0,2281	17,3217	60-1	1,8
52	2,12132	ELU	873,864	-0,48	-2,242	-0,3946	-1,8536	5,0029	52-1	2,1213	60	2,4	ELU	2504,959	4,361	0,447	-0,9267	-0,4963	14,9256	60-1	2,4
53	0	ELU	-891,287	-2,87	-3,573	-3,1554	2,9605	0,8462	53-1	0	60	3	ELU	2504,959	5,095	0,447	-0,9267	-0,7645	12,0888	60-1	3
53	1,06066	ELU	-892,205	-1,952	-3,573	-3,1554	6,7499	3,4036	53-1	1,0607	61	0	ELU	1721,384	2,847	1,004	-2,0702	1,3098	18,7379	61-1	0
53	2,12132	ELU	-893,123	-1,034	-3,573	-3,1554	10,5394	4,9872	53-1	2,1213	61	0,6	ELU	1721,384	3,582	1,004	-2,0702	0,7074	16,8092	61-1	0,6
54	0	ELU	632,671	-7,893	-2,707	5,7048	-4,7291	-4,99	54-1	0	61	1,2	ELU	1721,384	4,316	1,004	-2,0702	0,1051	14,4398	61-1	1,2
54	0,6	ELU	632,671	-7,159	-2,707	5,7048	-3,1052	-0,4744	54-1	0,6	61	1,8	ELU	1721,384	5,051	1,004	-2,0702	-0,4973	11,6298	61-1	1,8
54	1,2	ELU	632,671	-6,424	-2,707	5,7048	-1,4813	3,6005	54-1	1,2	61	2,4	ELU	1721,384	5,785	1,004	-2,0702	-1,0997	8,379	61-1	2,4
54	1,8	ELU	632,671	-5,69	-2,707	5,7048	0,1426	7,2348	54-1	1,8	61	3	ELU	1721,384	6,52	1,004	-2,0702	-1,702	4,6876	61-1	3
54	2,4	ELU	632,671	-4,955	-2,707	5,7048	1,7665	10,4283	54-1	2,4	62	0	ELU	632,265	4,217	2,707	-5,7048	3,3904	13,1727	62-1	0
54	3	ELU	632,671	-4,221	-2,707	5,7048	3,3904	13,1812	54-1	3	62	0,6	ELU	632,265	4,952	2,707	-5,7048	1,7665	10,4221	62-1	0,6



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE "LA PRESA"



62	1,2	ELU	632,265	5,686	2,707	-5,7048	0,1426	7,2308	62-1	1,2	69	2,4	ELU	-2191,186	5,981	-0,64	-1,8274	-0,1917	14,1222	69-1	2,4
62	1,8	ELU	632,265	6,421	2,707	-5,7048	-1,4813	3,5988	62-1	1,8	69	3	ELU	-2191,186	6,879	-0,64	-1,8274	0,1924	10,2641	69-1	3
62	2,4	ELU	632,265	7,155	2,707	-5,7048	-3,1052	-0,4739	62-1	2,4	70	0	ELU	-1250,519	6,14	-1,331	-2,7349	-3,0991	20,9975	70-1	0
62	3	ELU	632,265	7,889	2,707	-5,7048	-4,7291	-4,9872	62-1	3	70	0,6	ELU	-1250,519	7,038	-1,331	-2,7349	-2,3005	17,0441	70-1	0,6
63	0	ELU	-1251,327	-10,635	1,331	2,7349	0,8938	-4,1598	63-1	0	70	1,2	ELU	-1250,519	7,936	-1,331	-2,7349	-1,5019	12,5519	70-1	1,2
63	0,6	ELU	-1251,327	-9,737	1,331	2,7349	0,0952	1,952	63-1	0,6	70	1,8	ELU	-1250,519	8,834	-1,331	-2,7349	-0,7034	7,521	70-1	1,8
63	1,2	ELU	-1251,327	-8,84	1,331	2,7349	-0,7034	7,5251	63-1	1,2	70	2,4	ELU	-1250,519	9,731	-1,331	-2,7349	0,0952	1,9515	70-1	2,4
63	1,8	ELU	-1251,327	-7,942	1,331	2,7349	-1,5019	12,5595	63-1	1,8	70	3	ELU	-1250,519	10,629	-1,331	-2,7349	0,8938	-4,1567	70-1	3
63	2,4	ELU	-1251,327	-7,044	1,331	2,7349	-2,3005	17,0553	63-1	2,4	71	0	ELU	-0,866	-63,963	6,267E-11	-7,625E-15	0,4921	15,3885	71-1	0
63	3	ELU	-1251,327	-6,146	1,331	2,7349	-3,0991	21,0123	63-1	3	71	0,5	ELU	-0,866	-38,378	6,267E-11	-7,625E-15	0,4921	40,9738	71-1	0,5
64	0	ELU	-2192,801	-6,884	0,64	1,8274	0,1924	10,2701	64-1	0	71	1	ELU	-0,866	-12,793	6,267E-11	-7,625E-15	0,4921	53,7664	71-1	1
64	0,6	ELU	-2192,801	-5,986	0,64	1,8274	-0,1917	14,131	64-1	0,6	71	1,5	ELU	-0,866	12,793	6,267E-11	-7,625E-15	0,4921	53,7664	71-1	1,5
64	1,2	ELU	-2192,801	-5,088	0,64	1,8274	-0,5757	17,4533	64-1	1,2	71	2	ELU	-0,866	38,378	6,267E-11	-7,625E-15	0,4921	40,9738	71-1	2
64	1,8	ELU	-2192,801	-4,19	0,64	1,8274	-0,9598	20,237	64-1	1,8	71	2,5	ELU	-0,866	63,963	6,267E-11	-7,625E-15	0,4921	15,3885	71-1	2,5
64	2,4	ELU	-2192,801	-3,293	0,64	1,8274	-1,3439	22,4819	64-1	2,4	72	0	ELU	1,073	-144,801	7,605E-11	-3,758E-15	0,1716	-7,7449	72-1	0
64	3	ELU	-2192,801	-2,395	0,64	1,8274	-1,7279	24,1881	64-1	3	72	0,5	ELU	1,073	-86,881	7,605E-11	-3,758E-15	0,1716	50,1756	72-1	0,5
65	0	ELU	-2821,687	-5,152	0,302	0,8917	0,0274	17,8482	65-1	0	72	1	ELU	1,073	-28,96	7,605E-11	-3,758E-15	0,1716	79,1358	72-1	1
65	0,6	ELU	-2821,687	-4,254	0,302	0,8917	-0,1537	20,6701	65-1	0,6	72	1,5	ELU	1,073	28,96	7,605E-11	-3,758E-15	0,1716	79,1358	72-1	1,5
65	1,2	ELU	-2821,687	-3,357	0,302	0,8917	-0,3349	22,9534	65-1	1,2	72	2	ELU	1,073	86,881	7,605E-11	-3,758E-15	0,1716	50,1756	72-1	2
65	1,8	ELU	-2821,687	-2,459	0,302	0,8917	-0,5161	24,698	65-1	1,8	72	2,5	ELU	1,073	144,801	7,605E-11	-3,758E-15	0,1716	-7,7449	72-1	2,5
65	2,4	ELU	-2821,687	-1,561	0,302	0,8917	-0,6973	25,904	65-1	2,4	73	0	ELU	-0,031	-144,801	7,967E-11	-1,289E-15	0,0776	-3,9168	73-1	0
65	3	ELU	-2821,687	-0,663	0,302	0,8917	-0,8784	26,5712	65-1	3	73	0,5	ELU	-0,031	-86,881	7,967E-11	-1,289E-15	0,0776	54,0037	73-1	0,5
66	0	ELU	-3138,142	-3,202	0,09	0,2606	-0,1539	23,3484	66-1	0	73	1	ELU	-0,031	-28,96	7,967E-11	-1,289E-15	0,0776	82,9639	73-1	1
66	0,6	ELU	-3138,142	-2,304	0,09	0,2606	-0,2078	25,0002	66-1	0,6	73	1,5	ELU	-0,031	28,96	7,967E-11	-1,289E-15	0,0776	82,9639	73-1	1,5
66	1,2	ELU	-3138,142	-1,406	0,09	0,2606	-0,2618	26,1132	66-1	1,2	73	2	ELU	-0,031	86,881	7,967E-11	-1,289E-15	0,0776	54,0037	73-1	2
66	1,8	ELU	-3138,142	-0,508	0,09	0,2606	-0,3157	26,6876	66-1	1,8	73	2,5	ELU	-0,031	144,801	7,967E-11	-1,289E-15	0,0776	-3,9168	73-1	2,5
66	2,4	ELU	-3138,142	0,389	0,09	0,2606	-0,3697	26,7233	66-1	2,4	74	0	ELU	-0,113	-144,801	8,062E-11	4,325E-16	0,0326	-2,2033	74-1	0
66	3	ELU	-3138,142	1,287	0,09	0,2606	-0,4236	26,2203	66-1	3	74	0,5	ELU	-0,113	-86,881	8,062E-11	4,325E-16	0,0326	55,7172	74-1	0,5
67	0	ELU	-3134,969	-1,267	-0,09	-0,2606	-0,4236	26,2196	67-1	0	74	1	ELU	-0,113	-28,96	8,062E-11	4,325E-16	0,0326	84,6774	74-1	1
67	0,6	ELU	-3134,969	-0,369	-0,09	-0,2606	-0,3697	26,7103	67-1	0,6	74	1,5	ELU	-0,113	28,96	8,062E-11	4,325E-16	0,0326	84,6774	74-1	1,5
67	1,2	ELU	-3134,969	0,529	-0,09	-0,2606	-0,3157	26,6622	67-1	1,2	74	2	ELU	-0,113	86,881	8,062E-11	4,325E-16	0,0326	55,7172	74-1	2
67	1,8	ELU	-3134,969	1,427	-0,09	-0,2606	-0,2618	26,0755	67-1	1,8	74	2,5	ELU	-0,113	144,801	8,062E-11	4,325E-16	0,0326	-2,2033	74-1	2,5
67	2,4	ELU	-3134,969	2,325	-0,09	-0,2606	-0,2078	24,9501	67-1	2,4	75	0	ELU	-0,064	-144,801	7,666E-11	1,817E-15	0,0095	-1,5236	75-1	0
67	3	ELU	-3134,969	3,222	-0,09	-0,2606	-0,1539	23,286	67-1	3	75	0,5	ELU	-0,064	-86,881	7,666E-11	1,817E-15	0,0095	56,3969	75-1	0,5
68	0	ELU	-2819,26	0,655	-0,302	-0,8917	-0,8784	26,5371	68-1	0	75	1	ELU	-0,064	-28,96	7,666E-11	1,817E-15	0,0095	85,3572	75-1	1
68	0,6	ELU	-2819,26	1,553	-0,302	-0,8917	-0,6973	25,8749	68-1	0,6	75	1,5	ELU	-0,064	28,96	7,666E-11	1,817E-15	0,0095	85,3572	75-1	1,5
68	1,2	ELU	-2819,26	2,45	-0,302	-0,8917	-0,5161	24,674	68-1	1,2	75	2	ELU	-0,064	86,881	7,666E-11	1,817E-15	0,0095	56,3969	75-1	2
68	1,8	ELU	-2819,26	3,348	-0,302	-0,8917	-0,3349	22,9344	68-1	1,8	75	2,5	ELU	-0,064	144,801	7,666E-11	1,817E-15	0,0095	-1,5236	75-1	2,5
68	2,4	ELU	-2819,26	4,246	-0,302	-0,8917	-0,1537	20,6561	68-1	2,4	76	0	ELU	-0,064	-144,801	7,085E-11	3,445E-15	-0,0095	-1,5236	76-1	0
68	3	ELU	-2819,26	5,144	-0,302	-0,8917	0,0274	17,8391	68-1	3	76	0,5	ELU	-0,064	-86,881	7,085E-11	3,445E-15	-0,0095	56,3969	76-1	0,5
69	0	ELU	-2191,186	2,39	-0,64	-1,8274	-1,7279	24,168	69-1	0	76	1	ELU	-0,064	-28,96	7,085E-11	3,445E-15	-0,0095	85,3572	76-1	1
69	0,6	ELU	-2191,186	3,288	-0,64	-1,8274	-1,3439	22,4645	69-1	0,6	76	1,5	ELU	-0,064	28,96	7,085E-11	3,445E-15	-0,0095	85,3572	76-1	1,5
69	1,2	ELU	-2191,186	4,186	-0,64	-1,8274	-0,9598	20,2225	69-1	1,2	76	2	ELU	-0,064	86,881	7,085E-11	3,445E-15	-0,0095	56,3969	76-1	2
69	1,8	ELU	-2191,186	5,084	-0,64	-1,8274	-0,5757	17,4417	69-1	1,8	76	2,5	ELU	-0,064	144,801	7,085E-11	3,445E-15	-0,0095	-1,5236	76-1	2,5



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE "LA PRESA"



77	0	ELU	-0,113	-144,801	6,784E-11	3,186E-15	-0,0326	-2,2033	77-1	0
77	0,5	ELU	-0,113	-86,881	6,784E-11	3,186E-15	-0,0326	55,7172	77-1	0,5
77	1	ELU	-0,113	-28,96	6,784E-11	3,186E-15	-0,0326	84,6774	77-1	1
77	1,5	ELU	-0,113	28,96	6,784E-11	3,186E-15	-0,0326	84,6774	77-1	1,5
77	2	ELU	-0,113	86,881	6,784E-11	3,186E-15	-0,0326	55,7172	77-1	2
77	2,5	ELU	-0,113	144,801	6,784E-11	3,186E-15	-0,0326	-2,2033	77-1	2,5
78	0	ELU	-0,031	-144,801	5,865E-11	1,648E-15	-0,0776	-3,9168	78-1	0
78	0,5	ELU	-0,031	-86,881	5,865E-11	1,648E-15	-0,0776	54,0037	78-1	0,5
78	1	ELU	-0,031	-28,96	5,865E-11	1,648E-15	-0,0776	82,9639	78-1	1
78	1,5	ELU	-0,031	28,96	5,865E-11	1,648E-15	-0,0776	82,9639	78-1	1,5
78	2	ELU	-0,031	86,881	5,865E-11	1,648E-15	-0,0776	54,0037	78-1	2
78	2,5	ELU	-0,031	144,801	5,865E-11	1,648E-15	-0,0776	-3,9168	78-1	2,5
79	0	ELU	1,073	-144,801	4,18E-11	-2,71E-16	-0,1716	-7,7449	79-1	0
79	0,5	ELU	1,073	-86,881	4,18E-11	-2,71E-16	-0,1716	50,1756	79-1	0,5
79	1	ELU	1,073	-28,96	4,18E-11	-2,71E-16	-0,1716	79,1358	79-1	1
79	1,5	ELU	1,073	28,96	4,18E-11	-2,71E-16	-0,1716	79,1358	79-1	1,5
79	2	ELU	1,073	86,881	4,18E-11	-2,71E-16	-0,1716	50,1756	79-1	2
79	2,5	ELU	1,073	144,801	4,18E-11	-2,71E-16	-0,1716	-7,7449	79-1	2,5
80	0	ELU	-0,866	-63,963	2,682E-11	-3,56E-15	-0,4921	15,3885	80-1	0
80	0,5	ELU	-0,866	-38,378	2,682E-11	-3,56E-15	-0,4921	40,9738	80-1	0,5
80	1	ELU	-0,866	-12,793	2,682E-11	-3,56E-15	-0,4921	53,7664	80-1	1
80	1,5	ELU	-0,866	12,793	2,682E-11	-3,56E-15	-0,4921	53,7664	80-1	1,5
80	2	ELU	-0,866	38,378	2,682E-11	-3,56E-15	-0,4921	40,9738	80-1	2
80	2,5	ELU	-0,866	63,963	2,682E-11	-3,56E-15	-0,4921	15,3885	80-1	2,5

Tabla 14: Desplazamiento en los Nudos

TABLE: Joint Displacements								
Joint	Output Case	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	ELU	Combination	0	0	0	-0,008472	0,018104	0,01168
2	ELU	Combination	0,025918	0,031846	-0,027271	-0,00996	0,017493	0,011992
3	ELU	Combination	0,000959	0,034215	-0,053554	-0,010598	0,016767	0,011502
4	ELU	Combination	0,024366	0,06768	-0,077967	-0,010832	0,015327	0,011742
5	ELU	Combination	0,00357	0,068435	-0,099764	-0,01137	0,013396	0,011449
6	ELU	Combination	0,021647	0,102758	-0,118514	-0,011414	0,011164	0,011568
7	ELU	Combination	0,007371	0,102653	-0,133458	-0,011715	0,008619	0,011424
8	ELU	Combination	0,018148	0,13737	-0,144574	-0,011698	0,005871	0,011471
9	ELU	Combination	0,011886	0,136871	-0,151172	-0,011852	0,002966	0,011411
10	ELU	Combination	0,014256	0,171701	-0,15354	-0,011781	-0,000005634	0,011406
11	ELU	Combination	0,016639	0,171089	-0,151153	-0,011852	-0,002974	0,011401
12	ELU	Combination	0,010369	0,205805	-0,144548	-0,011698	-0,005875	0,01134
13	ELU	Combination	0,02115	0,205307	-0,133428	-0,011715	-0,00862	0,011388
14	ELU	Combination	0,006872	0,239629	-0,118483	-0,011414	-0,011163	0,011244
15	ELU	Combination	0,024947	0,239524	-0,099736	-0,01137	-0,013394	0,011363
16	ELU	Combination	0,004155	0,272988	-0,077944	-0,010832	-0,015323	0,01107
17	ELU	Combination	0,027557	0,273741	-0,053538	-0,010598	-0,016762	0,01131
18	ELU	Combination	0,002605	0,30559	-0,027263	-0,00996	-0,017488	0,01082
19	ELU	Combination	0,028515	0,307962	0	-0,008472	-0,018099	0,011132
20	ELU	Combination	-0,028515	-0,000002396	0	0,008472	0,018104	0,011132
21	ELU	Combination	-0,002597	0,002369	-0,027271	0,00996	0,017493	0,01082
22	ELU	Combination	-0,027556	0,034218	-0,053554	0,010598	0,016767	0,01131
23	ELU	Combination	-0,004149	0,034971	-0,077967	0,010832	0,015327	0,01107
24	ELU	Combination	-0,024945	0,068435	-0,099764	0,01137	0,013396	0,011363
25	ELU	Combination	-0,006868	0,06833	-0,118514	0,011414	0,011164	0,011244
26	ELU	Combination	-0,021144	0,102652	-0,133458	0,011715	0,008619	0,011388
27	ELU	Combination	-0,010367	0,102154	-0,144574	0,011698	0,005871	0,01134
28	ELU	Combination	-0,016629	0,13687	-0,151172	0,011852	0,002966	0,011401
29	ELU	Combination	-0,014259	0,136258	-0,15354	0,011781	-0,000005634	0,011406
30	ELU	Combination	-0,011876	0,171088	-0,151153	0,011852	-0,002974	0,011411
31	ELU	Combination	-0,018146	0,17059	-0,144548	0,011698	-0,005875	0,011471
32	ELU	Combination	-0,007365	0,205306	-0,133428	0,011715	-0,00862	0,011424
33	ELU	Combination	-0,021642	0,205202	-0,118483	0,011414	-0,011163	0,011568
34	ELU	Combination	-0,003568	0,239524	-0,099736	0,01137	-0,013394	0,011449
35	ELU	Combination	-0,02436	0,240279	-0,077944	0,010832	-0,015323	0,011742
36	ELU	Combination	-0,000958	0,273744	-0,053538	0,010598	-0,016762	0,011502
37	ELU	Combination	-0,02591	0,276113	-0,027263	0,00996	-0,017488	0,011992
38	ELU	Combination	0	0,307959	0	0,008472	-0,018099	0,01168

Tabla 15: Reacciones en los Apoyos



TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	ELU	Combination	-6,981E-10	-7,315E-11	703,064	0	0	0
19	ELU	Combination	0	0	702,655	0	0	0
20	ELU	Combination	0	0	703,064	0	0	0
38	ELU	Combination	5,928E-10	0	702,655	0	0	0

Tabla 16: Valores Aprovechamiento.

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - AISC 360-10						
Frame	DesignSect	DesignType	Ratio	RatioType	Combo	Location
Text	Text	Text	Unitless	Text	Text	in
1	TUBO200X200X16	Brace	0,314741	PMM	DSTL1	0
2	TUBO200X200X16	Brace	0,27027	PMM	DSTL1	83,517
3	TUBO200X200X16	Brace	0,143105	PMM	DSTL1	0
4	TUBO200X200X16	Brace	0,161343	PMM	DSTL1	0
5	TUBO200X200X16	Brace	0,114416	PMM	DSTL1	41,758
6	TUBO200X200X16	Brace	0,137495	PMM	DSTL1	0
7	TUBO200X200X16	Brace	0,09611	PMM	DSTL1	83,517
8	TUBO200X200X16	Brace	0,108978	PMM	DSTL1	0
9	TUBO200X200X16	Brace	0,07384	PMM	DSTL1	83,517
10	TUBO200X200X16	Brace	0,07384	PMM	DSTL1	0
11	TUBO200X200X16	Brace	0,108978	PMM	DSTL1	83,517
12	TUBO200X200X16	Brace	0,09611	PMM	DSTL1	0
13	TUBO200X200X16	Brace	0,137495	PMM	DSTL1	83,517
14	TUBO200X200X16	Brace	0,114417	PMM	DSTL1	41,758
15	TUBO200X200X16	Brace	0,161343	PMM	DSTL1	83,517
16	TUBO200X200X16	Brace	0,143105	PMM	DSTL1	83,517
17	TUBO200X200X16	Brace	0,270269	PMM	DSTL1	0
18	TUBO200X200X16	Brace	0,31474	PMM	DSTL1	83,517
19	TUBO200X200X16	Beam	0,152741	PMM	DSTL1	118,11
20	TUBO200X200X16	Beam	0,543765	PMM	DSTL1	118,11
21	TUBO200X200X16	Beam	0,767178	PMM	DSTL1	118,11
22	TUBO200X200X16	Beam	0,897558	PMM	DSTL1	118,11
23	TUBO200X200X16	Beam	0,939906	PMM	DSTL1	70,866
24	TUBO200X200X16	Beam	0,897557	PMM	DSTL1	0
25	TUBO200X200X16	Beam	0,767178	PMM	DSTL1	0
26	TUBO200X200X16	Beam	0,543765	PMM	DSTL1	0
27	TUBO200X200X16	Beam	0,15274	PMM	DSTL1	0
28	TUBO200X200X20	Beam	0,387417	PMM	DSTL1	118,11
29	TUBO200X200X20	Beam	0,630439	PMM	DSTL1	118,11
30	TUBO200X200X20	Beam	0,793338	PMM	DSTL1	118,11
31	TUBO200X200X20	Beam	0,871544	PMM	DSTL1	94,488

32	TUBO200X200X20	Beam	0,871544	PMM	DSTL1	23,622
33	TUBO200X200X20	Beam	0,793338	PMM	DSTL1	0
34	TUBO200X200X20	Beam	0,630439	PMM	DSTL1	0
35	TUBO200X200X20	Beam	0,387416	PMM	DSTL1	0
36	TUBO200X200X16	Brace	0,314741	PMM	DSTL1	0
37	TUBO200X200X16	Brace	0,27027	PMM	DSTL1	83,517
38	TUBO200X200X16	Brace	0,143105	PMM	DSTL1	0
39	TUBO200X200X16	Brace	0,161343	PMM	DSTL1	0
40	TUBO200X200X16	Brace	0,114416	PMM	DSTL1	41,758
41	TUBO200X200X16	Brace	0,137495	PMM	DSTL1	0
42	TUBO200X200X16	Brace	0,09611	PMM	DSTL1	83,517
43	TUBO200X200X16	Brace	0,108978	PMM	DSTL1	0
44	TUBO200X200X16	Brace	0,07384	PMM	DSTL1	83,517
45	TUBO200X200X16	Brace	0,07384	PMM	DSTL1	0
46	TUBO200X200X16	Brace	0,108978	PMM	DSTL1	83,517
47	TUBO200X200X16	Brace	0,09611	PMM	DSTL1	0
48	TUBO200X200X16	Brace	0,137495	PMM	DSTL1	83,517
49	TUBO200X200X16	Brace	0,114417	PMM	DSTL1	41,758
50	TUBO200X200X16	Brace	0,161343	PMM	DSTL1	83,517
51	TUBO200X200X16	Brace	0,143105	PMM	DSTL1	83,517
52	TUBO200X200X16	Brace	0,270269	PMM	DSTL1	0
53	TUBO200X200X16	Brace	0,31474	PMM	DSTL1	83,517
54	TUBO200X200X16	Beam	0,152741	PMM	DSTL1	118,11
55	TUBO200X200X16	Beam	0,543765	PMM	DSTL1	118,11
56	TUBO200X200X16	Beam	0,767178	PMM	DSTL1	118,11
57	TUBO200X200X16	Beam	0,897558	PMM	DSTL1	118,11
58	TUBO200X200X16	Beam	0,939906	PMM	DSTL1	70,866
59	TUBO200X200X16	Beam	0,897557	PMM	DSTL1	0
60	TUBO200X200X16	Beam	0,767178	PMM	DSTL1	0
61	TUBO200X200X16	Beam	0,543765	PMM	DSTL1	0
62	TUBO200X200X16	Beam	0,15274	PMM	DSTL1	0
63	TUBO200X200X20	Beam	0,387417	PMM	DSTL1	118,11
64	TUBO200X200X20	Beam	0,630439	PMM	DSTL1	118,11
65	TUBO200X200X20	Beam	0,793338	PMM	DSTL1	118,11
66	TUBO200X200X20	Beam	0,871544	PMM	DSTL1	94,488
67	TUBO200X200X20	Beam	0,871544	PMM	DSTL1	23,622
68	TUBO200X200X20	Beam	0,793338	PMM	DSTL1	0
69	TUBO200X200X20	Beam	0,630439	PMM	DSTL1	0
70	TUBO200X200X20	Beam	0,387416	PMM	DSTL1	0
71	HE200A	Beam	0,422776	PMM	DSTL1	39,37
72	HE200A	Beam	0,613083	PMM	DSTL1	39,37
73	HE200A	Beam	0,640735	PMM	DSTL1	39,37
74	HE200A	Beam	0,653236	PMM	DSTL1	39,37
75	HE200A	Beam	0,658079	PMM	DSTL1	39,37



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE “LA PRESA”



76	HE200A	Beam	0,658079	PMM	DSTL1	59,055
77	HE200A	Beam	0,653235	PMM	DSTL1	59,055
78	HE200A	Beam	0,640734	PMM	DSTL1	59,055
79	HE200A	Beam	0,613078	PMM	DSTL1	59,055
80	HE200A	Beam	0,422775	PMM	DSTL1	59,055



DISEÑO DE UN SISTEMA DE CAPTACIÓN Y TRANSPORTE DE AGUA PARA SU POSTERIOR APROVECHAMIENTO. PROYECTO DE CÁMARA DE CARGA Y TUBERÍA (TT.MM. DE VILLAMARCHANTE, RIBARROJA Y MANISES, VALENCIA) PARA ABASTECIMIENTO A LA ETAP DE “LA PRESA”



ANEJO 4.4. REPORTAJE FOTOGRÁFICO



ÍNDICE

1. Reportaje Fotográfico de Trazado	2
1.1. Ubicación de las fotografías en la Traza.....	2
1.2. Fotografías de la Traza.....	2
2. Reportaje Fotográfico Piezas Singulares.....	6
ANCLAJES HORIZONTALES SOBRE HORMIGÓN.....	6
ANCLAJES VERTICALES SOBRE HORMIGÓN.....	6
DETALLE ANCLAJE	6
DETALLE VÁLVULA ELECTROMÁGNÉTICA DE MARIPOSA	6
DETALLE CAUDALÍMETRO ELECTROMAGNÉTICO.....	7
DETLLA ENTREGA.....	7
CODO DE RETORNO 180º.....	8

1. REPORTAJE FOTOGRÁFICO DE TRAZADO.

1.1. Ubicación de las fotografías en la Traza.



1.2. Fotografías de la Traza.

- F1:



- F2



- F3



- F4



- F5



• F6



• F8



• F7



• F9



• F10



• F13



• F12



• F14



2. REPORTAJE FOTOGRÁFICO PIEZAS SINGULARES.

ANCLAJES HORIZONTALES SOBRE HORMIGÓN.



DETALLE ANCLAJE



ANCLAJES VERTICALES SOBRE HORMIGÓN.



DETALLE VÁLVULA ELECTROMAGNÉTICA DE MARIPOSA



DETALLE CAUDALÍMETRO ELECTROMAGNÉTICO.

DETLLA ENTREGA





CODO DE RETORNO 180º

