



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR  
DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS

# DISEÑO HIDRÁULICO, ESTRUCTURAL Y CONSTRUCTIVO DEL COLECTOR DE CARDENAL BENLLOCH – EDUARDO BOSCAÀ (VALENCIA)

## DISEÑO ESTRUCTURAL DEL DISIPADOR DE ENERGÍA

Trabajo Final de Grado

*Titulación:* Grado en Ingeniería Civil

*Curso:* 2014/15

*Autor:* Hueso Climent, Guillermo

*Tutor:* Moya Soriano, Juan Francisco

*Cotutor:* Marco Segura, Juan Bautista

*Valencia, junio de 2015*



## PREFACIO

El Trabajo de Final de Grado con título:

### DISEÑO HIDRÁULICO, ESTRUCTURAL Y CONSTRUCTIVO DEL COLECTOR DE CARDENAL BENLLOCH – EDUARDO BOSCA (VALENCIA)

Está realizado por los alumnos:

- GUILLERMO HUESO CLIMENT
- IGNACIO MOSCARDÓ CASTELLETS
- ALBERTO PÉREZ GÓMEZ-FERRER
- CARLOS REYES MARTÍNEZ

Dirigido por los siguientes profesores:

- JUAN BAUTISTA MARCO SEGURA
- JUAN FRANCISCO MOYA SORIANO

Conjuntamente los alumnos han participado en la elaboración de los siguientes apartados:

#### MEMORIA Y PLANOS

Individualmente, Guillermo Hueso Climent ha realizado los siguientes apartados:

- ANEJO VI. Estudio de soluciones estructurales y constructivas
- ANEJO VII. Estudio geotécnico
- ANEJO VIII. Cálculo estructural
- ANEJO IX. Programa de trabajos

Individualmente, Ignacio Moscardó Castelletts ha realizado los siguientes apartados:

- ANEJO I. Datos de partida
- ANEJO II. Bases de cálculo
- ANEJO III. Diagnóstico de la situación actual
- ANEJO IV. Propuesta de soluciones para la red de saneamiento

Individualmente, Alberto Pérez Gómez-Ferrer ha realizado los siguientes apartados:

- ANEJO VI. Estudio de soluciones estructurales y constructivas
- ANEJO VIII. Cálculo estructural
- ANEJO IX. Programa de trabajos
- ANEJO X. Valoración económica

Individualmente, Carlos Reyes Martínez ha realizado los siguientes apartados:

- ANEJO III. Diagnóstico de la situación actual
- ANEJO IV. Propuesta de soluciones para la red de saneamiento
- ANEJO V. Definición de la solución adoptada

De esta forma los trabajos realizados por cada alumno se corresponden con los solicitados a la escuela en su día:

Alumno: Guillermo Hueso Climent / Tutor: Juan Francisco Moya Soriano

TÍTULO: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL DISIPADOR DE ENERGÍA.

Alumno: Ignacio Moscardó Castelletts / Tutor: Juan Bautista Marco Segura

TÍTULO: DISEÑO HIDRÁULICO Y MODELACIÓN DE LA RED DE CABECERA.

Alumno: Alberto Pérez Gómez-Ferrer / Tutor: Juan Francisco Moya Soriano

TÍTULO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS SECCIONES TIPO MARCO.

Alumno: Carlos Reyes Martínez / Tutor: Juan Bautista Marco Segura

TÍTULO: DISEÑO HIDRÁULICO DEL COLECTOR PRINCIPAL.



## AGRADECIMIENTOS

El presente Trabajo de Fin de Grado fue realizado bajo la supervisión de los tutores Juan Bautista Marco Segura y Juan Francisco Moya Soriano, a quienes nos gustaría expresar nuestro más profundo agradecimiento, por hacer posible la realización de este estudio.

Al mismo tiempo, agradecer a Ignacio Andrés Domenech toda la información y ayuda prestada en la parte hidráulica del estudio.

De igual manera agradecer a Francisco Puche Alós y a José Ramón Vázquez Leida el apoyo e interés mostrado durante su realización.



- DOCUMENTO Nº1: MEMORIA Y ANEJOS
  - MEMORIA
  - ANEJO Nº1: DATOS DE PARTIDA
  - ANEJO Nº2: BASES DE CÁLCULO
  - ANEJO Nº3: DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL
  - ANEJO Nº4: PROPUESTA DE SOLUCIONES PARA LA RED DE SANEAMIENTO
  - ANEJO Nº5: DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA
  - ANEJO Nº6: ESTUDIO DE SOLUCIONES ESTRUCTURALES Y CONSTRUCTIVAS
  - ANEJO Nº7: ESTUDIO GEOTÉCNICO
  - ANEJO Nº8: CÁLCULO ESTRUCTURAL
  - ANEJO Nº9: PROGRAMA DE TRABAJOS
  - ANEJO Nº10: VALORACIÓN ECONÓMICA
  
- DOCUMENTO Nº2: PLANOS
  1. LOCALIZACIÓN
  2. ZONIFICACIÓN
  3. PLANTA COLECTOR PRINCIPAL
  4. PLANTA INTERCEPTOR SECUNDARIO
  5. PERFILES LONGITUDINALES COLECTOR PRINCIPAL E INTERCEPTOR SECUNDARIO
  6. CÁMARA DE UNIÓN
  7. PLANTA DEL MARCO Y CÁMARA DE DISIPACIÓN
  8. PLANTA DEL MARCO Y CÁMARA DE DISIPACIÓN. DETALLE 1
  9. PLANTA DEL MARCO Y CÁMARA DE DISIPACIÓN. DETALLE 2
  10. PLANTA DEL MARCO Y CÁMARA DE DISIPACIÓN. DETALLE 3
  11. VISTAS CÁMARA DE DISIPACIÓN
  12. SECCIÓN DEL MARCO Y CANALETA AGUAS NEGRAS
  13. SECCIONES DE ZANJA PARA TUBERÍAS DE RIBLOC Ø1200
  14. SECCIONES DE ZANJA PARA TUBERÍAS DE RIBLOC Ø1500
  15. SECCIONES DE ZANJA PARA TUBERÍAS DE RIBLOC Ø1600
  16. SECCIONES DE ZANJA PARA TUBERÍAS DE RIBLOC Ø1800
  17. SECCIONES DE ZANJA PARA TUBERÍAS DE RIBLOC Ø2000
  18. SECCIONES DE ZANJA PARA TUBERÍAS DE RIBLOC Ø2500
  19. SECCIÓN DEL MARCO



20. ARMADO DEL MARCO
21. SECCIÓN DE LA CALLE EDUARDO BOSCA. SECCIÓN ZANJA Y RELLENO
22. PROCESO CONSTRUCTIVO
23. DESVÍOS. TRAMO 1
24. DESVÍOS. TRAMO 2
25. DESVÍOS. TRAMO 3
26. DESVÍOS. TRAMO 4
27. DESVÍOS. CORTE AVENIDA BALEARES
28. ARMADO LOSA
29. ARMADO MURO CORTO
30. ARMADO MURO LARGO
31. DETALLES UNIONES ENTRE LOSA Y MUROS
32. DETALLE APOYO PLACA ALVEOLAR



# Documento nº1

## MEMORIA Y ANEJOS

DISEÑO HIDRÁULICO, ESTRUCTURAL Y CONSTRUCTIVO DEL COLECTOR DE CARDENAL BENLLOCH-EDUARDO BOSCA (VALENCIA)

**Autores:**

HUESO CLIMENT, Guillermo

MOSCARDÓ CASTELLETS, Ignacio

PÉREZ GÓMEZ-FERRER, Alberto

REYES MARTÍNEZ, Carlos

**Tutores:**

MARCO SEGURA, Juan Bautista

MOYA SORIANO, Juan Francisco

Junio 2015

GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

CURSO 2014/2015

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



# MEMORIA

DISEÑO HIDRÁULICO, ESTRUCTURAL Y CONSTRUCTIVO DEL COLECTOR DE CARDENAL BENLLOCH-EDUARDO BOSCA (VALENCIA)

**Autores:**

HUESO CLIMENT, Guillermo

MOSCARDÓ CASTELLETS, Ignacio

PÉREZ GÓMEZ-FERRER, Alberto

REYES MARTÍNEZ, Carlos

**Tutores:**

MARCO SEGURA, Juan Bautista

MOYA SORIANO, Juan Francisco

Junio 2015

GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

CURSO 2014/2015

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA





1. OBJETO
2. CONDICIONANTES DE PARTIDA Y LIMITACIONES
3. DATOS DE PARTIDA
  - 3.1. EL SISTEMA DE INFORMACIÓN S.I.R.A.
  - 3.2. CICLO INTEGRAL DEL AGUA
  - 3.3. DIRECCIÓN GENERAL DE TRANSPORTES
  - 3.4. P.G.O.U. DE VALENCIA
4. HIPÓTESIS DE TRABAJO: BASES DE CÁLCULO
  - 4.1. HIDROLOGÍA
    - 4.1.1. HIETOGRAMA DE DISEÑO
    - 4.1.2. MODELO DE INFILTRACIÓN EMPLEADO: SCS
    - 4.1.3. DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE ESCORRENTÍA: EL SWMM
  - 4.2. EL MODELO INFOWORKS
5. DIAGNÓSTICO DEL ESTADO ACTUAL
  - 5.1. ZONIFICACIÓN EMPLEADA
  - 5.2. NIVELES DE CARGA
  - 5.3. LIMITACIÓN DE VELOCIDADES
  - 5.4. RESULTADOS OBTENIDOS TRAS EL DIAGNÓSTICO
    - 5.4.1. RED PRINCIPAL
    - 5.4.2. RED SECUNDARIA
6. CRITERIOS NORMATIVOS DE DIMENSIONAMIENTO
7. PROPUESTA DE SOLUCIONES PARA LA RED DE SANEAMIENTO
  - 7.1. ALTERNATIVAS CONSIDERADAS
    - 7.1.1. ALTERNATIVA 1
    - 7.1.2. ALTERNATIVA 2
    - 7.1.3. ALTERNATIVA 3
  - 7.2. DESCRIPCIÓN DE LA ALTERNATIVA ELEGIDA
    - 7.2.1. ALTERNATIVA 4
  - 7.3. CONCLUSIONES
8. ESTUDIO GEOTÉCNICO
  - 8.1. TRABAJOS REALIZADOS
  - 8.2. RIESGOS GEOTÉCNICOS
  - 8.3. AGRESIVIDAD DEL TERRENO
  - 8.4. TABLESTACADO
    - 8.4.1. PROFUNDIDAD DE HINCADO





- 8.4.2. COMPROBACIÓN DE ESTABILIDAD
- 8.5. CARGA DE HUNDIMIENTO
- 9. MARCO DE HORMIGÓN: DISEÑO ESTRUCTURAL Y CONSTRUCTIVO
  - 9.1. TRAZADO
  - 9.2. CARACTERÍSTICAS DEL MARCO
  - 9.3. CARACTERÍSTICAS DE LA EXCAVACIÓN
- 10. CÁMARA DE DISIPACIÓN: DISEÑO ESTRUCTURAL Y CONSTRUCTIVO
  - 10.1. LOCALIZACIÓN
  - 10.2. CARACTERÍSTICAS DE LA EXCAVACIÓN
- 11. CÁLCULO ESTRUCTURAL
  - 11.1. DEFINICIÓN DE LAS ESTRUCTURAS
  - 11.2. NORMATIVA APLICADA
  - 11.3. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES
  - 11.4. ACCIONES A CONSIDERAR
    - 11.4.1. ACCIONES PERMANENTES (G)
    - 11.4.2. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G\*)
    - 11.4.3. ACCIONES VARIABLES (Q)
    - 11.4.4. CARGAS ACCIDENTALES (A)
  - 11.5. NIVELES DE CONTROL DE CALIDAD Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD
  - 11.6. COMBINACIONES DE CÁLCULO
  - 11.7. PROGRAMAS DE CÁLCULO
  - 11.8. MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA TIPO MARCO
  - 11.9. VERIFICACIÓN DE LOS ELU Y ELS DEL MARCO
  - 11.10. ARMADO DE LA LOSA SUPERIOR DEL MARCO
  - 11.11. ARMADO DE LA SOLERA DEL MARCO
  - 11.12. ARMADO DE LOS HASTIALES DEL MARCO
  - 11.13. MODELIZACIÓN DE LA CÁMARA DE DISIPACIÓN
  - 11.14. VERIFICACIÓN DE LOS ELU Y ELS DE LA CÁMARA
  - 11.15. ARMADO DE LOS MUROS DE LA CÁMARA
    - 11.15.1. MURO CORTO
    - 11.15.2. MURO LARGO
  - 11.16. ARMADO DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN DE LA CÁMARA
- 12. PROGRAMA DE TRABAJOS
  - 12.1. COLECTOR TIPO MARCO
  - 12.2. CÁMARA DE DISIPACIÓN

## 13. VALORACIÓN ECONÓMICA

## 14. CONCLUSIÓN FINAL

## 1. OBJETO

El presente estudio comprenderá el diagnóstico de la actual red de saneamiento, junto con el posterior análisis de distintas soluciones en la zona de actuación correspondiente al sector de la ciudad delimitado al oeste por la Avenida de Aragón, al sur por la Alameda, al norte por la calle Clariano y al este por la avenida Cardenal Benlloch, la calle República Argentina, la calle Yecla y la calle Daoiz y Velarde (además de la posible conexión del barrio de San José), proponiendo nuevos trazados de la red principal, ampliando la capacidad en colectores ya existentes y realizando el diseño hidráulico de los nuevos ejes colectores. Además, es objeto de este estudio el diseño estructural y constructivo del colector tipo marco, que discurrirá por Eduardo Boscà y la cámara de disipación, que se situará al final del mismo. Todo esto con el objetivo de minimizar y solucionar los diversos problemas de evacuación de aguas que desde hace años arrastra dicho sector de la ciudad.

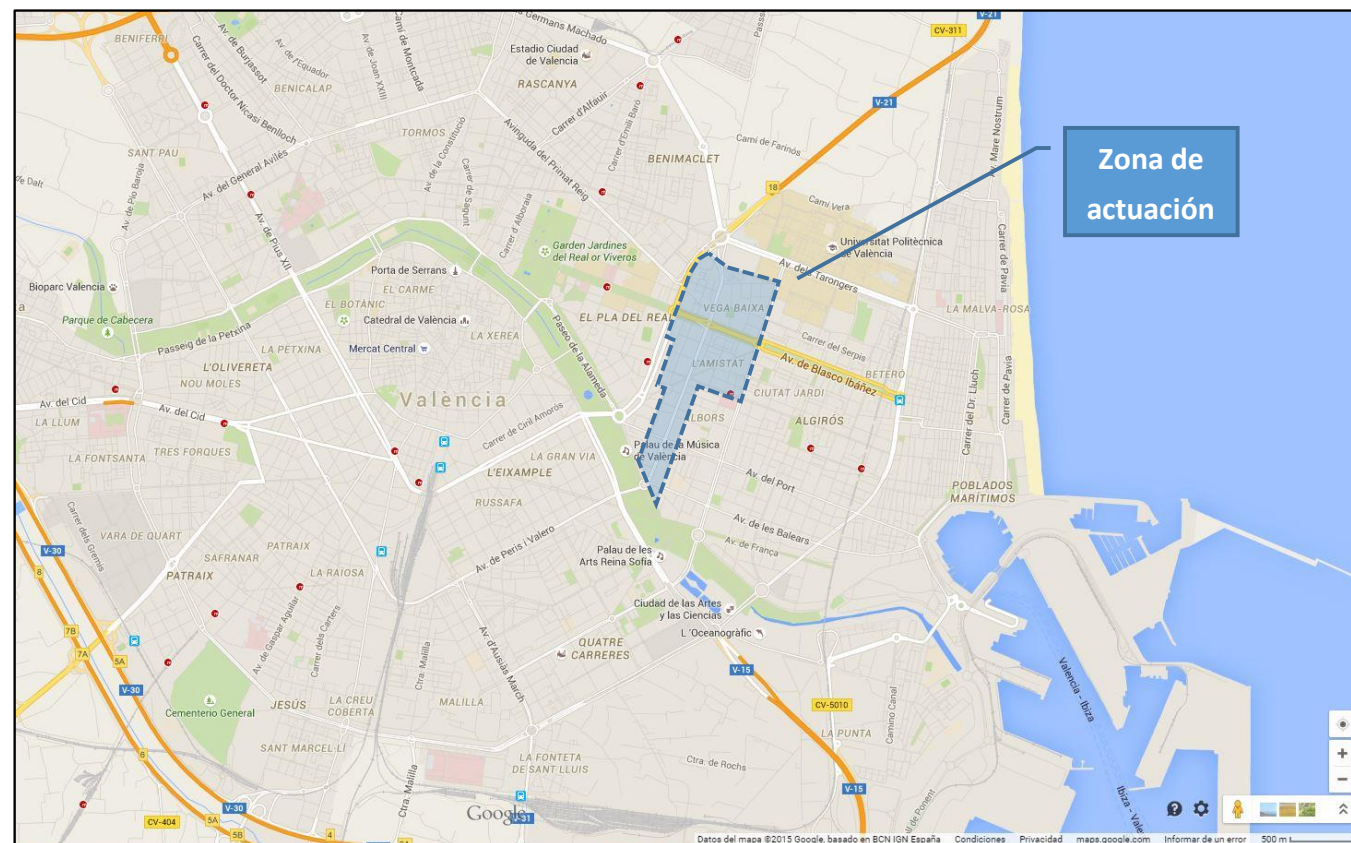


Figura 1 .Zona de actuación.

## 2. CONDICIONANTES DE PARTIDA Y LIMITACIONES

Recientemente, la construcción de la línea 5 del Metro de Valencia, ha creado un recinto que comprende los barrios Ciudad Jardín e Isla Perdida, esto no supondría un problema de no ser por la superficialidad del túnel de dicha línea, que discurre perpendicularmente al trazado del colector por la calle Santos Justo y Pastor. La cota de paso por encima del metro limitará el porcentaje de superficie que se podrá absorber, ya que existen zonas que por cota no conviene considerar porque implicaría la remodelación de zonas secundarias (algunas recientemente construidas).

Dicha superficialidad implicará estudios minuciosos, ya que no permitirá trazados sencillos que aseguren la captación del máximo caudal posible en la zona de actuación.

También es objeto de este estudio el diagnóstico de la red de saneamiento de las zonas secundarias de la cuenca que presentan problemas para tratar, en la medida de lo posible, su conexión al colector principal de Cardenal Benlloch – Eduardo Boscà, objeto de este estudio. Se intentará mediante estas conexiones aliviar los colectores de Manuel Candela y Serrería, actualmente infradimensionados.

## 3. DATOS DE PARTIDA

La recopilación de la información se realiza desde diversas fuentes, entre las que cabe destacar el la Base de Datos *SIRA*, el Ciclo Integral del Agua del Ayuntamiento de Valencia y la Dirección General de Transportes. Esta información se explica con detalle en el Anejo nº 1 *Datos de Partida* de este estudio.

### 3.1. EL SISTEMA DE INFORMACIÓN S.I.R.A.

La gran cantidad de información presente en el Sistema de Drenaje Urbano de cualquier ciudad en la actualidad, hace imposible su gestión mediante procedimientos tradicionales. Para ello, se consideró necesaria la implantación de un Sistema Avanzado de Gestión para la ciudad de Valencia que pudiera recoger y manejar la información existente, y a su vez ayudara en la priorización de las inversiones futuras en la red. El objetivo de este punto es presentar *SIRA*, una aplicación de un Sistema de Información Geográfica (SIG) en la Gestión Avanzada de un Sistema de Drenaje Urbano, y que se encuentra en este momento totalmente operativo en la ciudad de Valencia. Esta aplicación se desarrolló por iniciativa del Ayuntamiento de Valencia y se ha empleado en el presente estudio para obtener los datos necesarios sobre las características de la red contemplada.



### 3.2. CICLO INTEGRAL DEL AGUA

El Ciclo Integral del Agua del Ayuntamiento de Valencia ha facilitado el acceso a una serie de datos, provenientes de diferentes proyectos de la zona, necesarios para la redacción del presente Trabajo de Fin de Grado.

En particular se ha comprobado la información contenida en el informe parcial “*Estudio de los colectores de las avenidas de Suecia, Cardenal Benlloch. y Manuel Candela y sus cuencas vertientes*”.

### 3.3. DIRECCIÓN GENERAL DE TRANSPORTES

La Consellería de Obras Públicas, Urbanismo y Transportes de la Generalitat Valenciana ha proporcionado los planos elaborados por la empresa consultora *Iberinsa* para el “*Proyecto de construcción de la infraestructura, arquitectura y equipamiento de estaciones de la Línea 5 (Puerto – Aeropuerto) del metro de Valencia. Tramo: Alameda – Parque de Ayora*”. En estos planos se pueden observar las secciones longitudinal y transversal del túnel de línea de metro que se debe sobrepasar en este estudio.

### 3.4. P.G.O.U. DE VALENCIA

Con objeto de caracterizar desde el punto de vista hidrológico cada cuenca, se recurre al Plan General de Ordenación Urbana de Valencia (PGOU), en el que constan los usos actuales y futuros del suelo. Se ha realizado una conversión de los usos de la planificación a tipos de suelo según su capacidad de infiltración, que ha sido facilitada por el Ciclo Integral del Agua. Las categorías a las que quedan reducidas el plan general, con sus correspondientes coeficientes de escorrentía, son las cuatro que se indican en la siguiente tabla:

Tipo de superficie	C
Viales y grandes áreas pavimentadas	0.95
Edificación	0.80
Áreas mixtas	0.50
Áreas verdes	0.20

Tabla 1. Valores del coeficiente de escorrentía en función del tipo de suelo

## 4. HIPÓTESIS DE TRABAJO: BASES DE CÁLCULO

En este punto se pretenden establecer las bases de cálculo que sirvan para elaborar el diagnóstico de la situación actual de la red de colectores y el dimensionamiento que se propone para mejorar las características de la red, todo ello se puede ver con detalle en el anejo nº 2 *Bases de cálculo*.

### 4.1. HIDROLOGÍA

#### 4.1.1. Hietograma de diseño

La “*Normativa para obras de saneamiento de la ciudad de Valencia. Año 2004*”, establece que el nivel de protección adoptado para las aguas pluviales es el correspondiente a un periodo de retorno de 25 años.

A la hora de conformar la tormenta de diseño se utiliza una curva ID para un periodo de retorno de 25 años fijada por la propia normativa:

$$I = 157.2 - 2.645 * d + 0.02662 * d^2 - 0.0001122 * d^3$$

Donde:

d = Duración de la lluvia en minutos.

I = Intensidad de la lluvia en mm/h.

En el presente estudio se ha utilizado un hietograma por bloques alternos de 10 minutos basado en la curva ID de la “*Normativa para obras de saneamiento de la ciudad de Valencia. Año 2004*”.

Hietograma Tr = 25 años

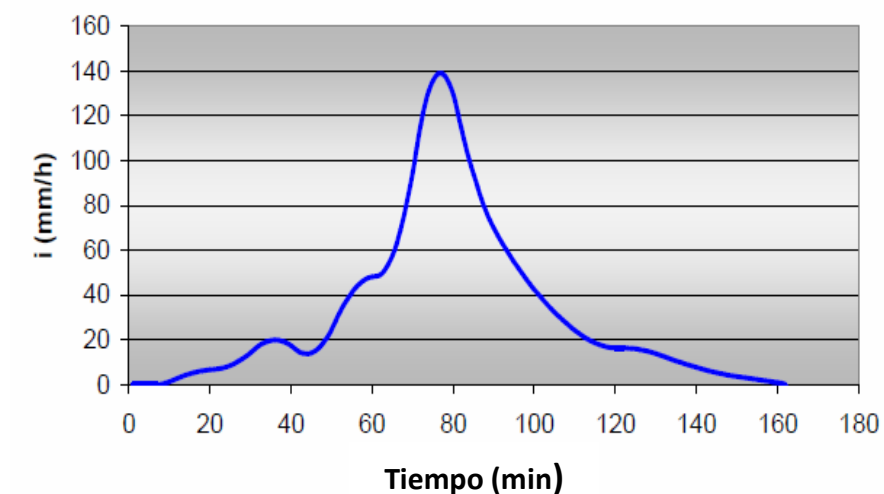


Figura 2. Hietograma Tr=25 años



El listado de datos de este hietograma puede consultarse en el Anexo nº6 del anejo nº2 *Bases de cálculo*.

#### 4.1.2. Modelo de infiltración empleado: SCS

A continuación, para caracterizar los usos del suelo, se ha recurrido al Plan General de Ordenación Urbana de Valencia (PGOU), en el que constan los usos actuales y futuros del suelo. Se ha realizado una conversión de los usos de la planificación a tipos de suelo según su capacidad de infiltración, que ha sido facilitada por el Ciclo Integral del Agua. Las categorías a las que quedan reducidas el plan general, con sus correspondientes coeficientes de escorrentía, son cuatro.

El método escogido para la estimación de las abstracciones (retenciones en superficie e infiltración) ha sido el del SCS y el parámetro que permite caracterizar este fenómeno en la formulación original del SCS es el número de curva (CN), que es un valor entero entre 0 (no hay escorrentía) y 100 (toda la lluvia genera escorrentía), a su vez relacionado con el parámetro S o máxima retención.

La aplicación del modelo del SCS a los distintos usos del suelo existentes en Valencia permite obtener los valores siguientes del número de curva y por tanto de la máxima retención S:

Tipo de superficie	CN	S(m)
Viales y grandes áreas pavimentadas	98	0.005
Edificación	92	0.022
Áreas mixtas	74	0.089
Áreas verdes	42	0.351

Tabla 2. Valores de CN y S en función del tipo de superficie

#### 4.1.3. Descripción del modelo de escorrentía: el SWMM

Partiendo del hietograma neto (obtenido de restar las sustracciones al histograma bruto) el SWMM simula el flujo en superficie, desde que el agua cae o precipita en la cuenca hasta que penetra en la red de saneamiento. Este modelo considera que la escorrentía se genera desde un único depósito de forma no lineal con el tiempo y emplea la ecuación de la onda cinemática para conducir el flujo de cada subcuenca hasta el pozo correspondiente. En él, el coeficiente de escorrentía depende de la rugosidad de la superficie, del área, de la pendiente y del ancho de la cuenca.

Se ha definido una rugosidad para cada uno de los usos del suelo descritos anteriormente, que no es sino el número de Manning estimado para los mismos, y que en las tablas de *Infoworks* se denomina como *Runoff Routing Value*.

#### 4.2. EL MODELO INFOWORKS

El dimensionamiento y comprobación de la red de colectores se efectúa con el programa *Infoworks*. Se trata de un modelo que engloba todos los aspectos referentes a saneamiento, desde la resolución de las ecuaciones de flujo, hasta las condiciones referentes a calidad del agua, volúmenes de efluentes generados, etc.

*Infoworks* proporciona además vistas simultáneas de los datos en un entorno geográfico tanto para los elementos que constituyen el modelo como para los resultados del análisis, incluyendo:

- Secciones longitudinales dinámicas
- Tablas de la base de datos
- Variación gráfica de los datos con el tiempo
- Seguimiento gráfico de los resultados a lo largo de la simulación, con la posibilidad de repetirla tantas veces como se quiera.

Las ecuaciones por las que se rige el modelo son las de Saint Venant. En *Infoworks*, los datos se introducen en forma de tablas, tanto para la definición de las redes, como para la caracterización de sus subcuencas asociadas.

### 5. DIAGNÓSTICO DEL ESTADO ACTUAL

#### 5.1. ZONIFICACIÓN EMPLEADA

Se ha dividido la zona de estudio en las 7 unidades hidrológicas que se consideran independientes y que confluyen, o se pretende que lo hagan, en el colector principal de Cardenal Benlloch – Eduardo Boscà. Por tanto el análisis se ha efectuado independizando cada una de las 7 subzonas estudiando así cada una por separado.

Las 7 unidades de estudio son:

- Zona de la Mezquita.
- Zona del Barrio de San José.
- Zona de Yecla.



- Zona de Aragón Norte.
- Zona de Aragón Sur.
- Zona Alameda.
- Zona Cardenal Benlloch.

En definitiva, este índice evalúa en qué nivel (relativo al diámetro) por encima de la clave del colector se encuentra el nivel piezométrico. Para el análisis, se han considerado los intervalos (con su correspondiente modo de funcionamiento) establecidos en la siguiente tabla:

Intervalo	Funcionamiento
$0 < NS < 0.8$	Correcto
$0.8 < NS < 1.0$	Óptimo
$1.0 < NS < 2.0$	Deficiente
$NS > 2.0$	Muy deficiente

Tabla 3. Intervalos del Nivel de Sobrecarga.

Se diferencia entre que los conductos trabajen de forma óptima, pues esto garantiza velocidades de funcionamiento correcto y óptimo para saber si los conductos se aprovechan lo suficiente o no. En la Figura 4 se muestra la variación de velocidades y caudales, referidos a los de sección llena, que se tiene en un conducto circular en función del calado. Se observa que el máximo caudal (un 7% superior a la capacidad hidráulica del conducto a sección llena) se da cuando se alcanza un porcentaje de llenado (respecto del calado) del 94 %.

En el presente estudio se considera óptimo el funcionamiento de un conducto si su nivel de sobrecarga es superior o igual a 0.8 y menor que 1. Esto es así porque a partir de 0.8 aproximadamente se dan caudales superiores a la capacidad a sección llena, y el conducto está muy bien aprovechado. Adicionalmente se consigue una alta velocidad, pues para un llenado del 81 % se produce una velocidad un 14 % superior a la de sección llena. Teniendo en cuenta que en la ciudad de Valencia interesa conseguir velocidades altas para garantizar el cumplimiento de superar la velocidad mínima de 1.2 m/s establecida en la "Normativa para Obras de Saneamiento de la Ciudad de Valencia" del año 2004, es muy interesante que los conductos trabajen de forma óptima, pues esto garantiza velocidades y caudales más elevados que los correspondientes a sección llena.

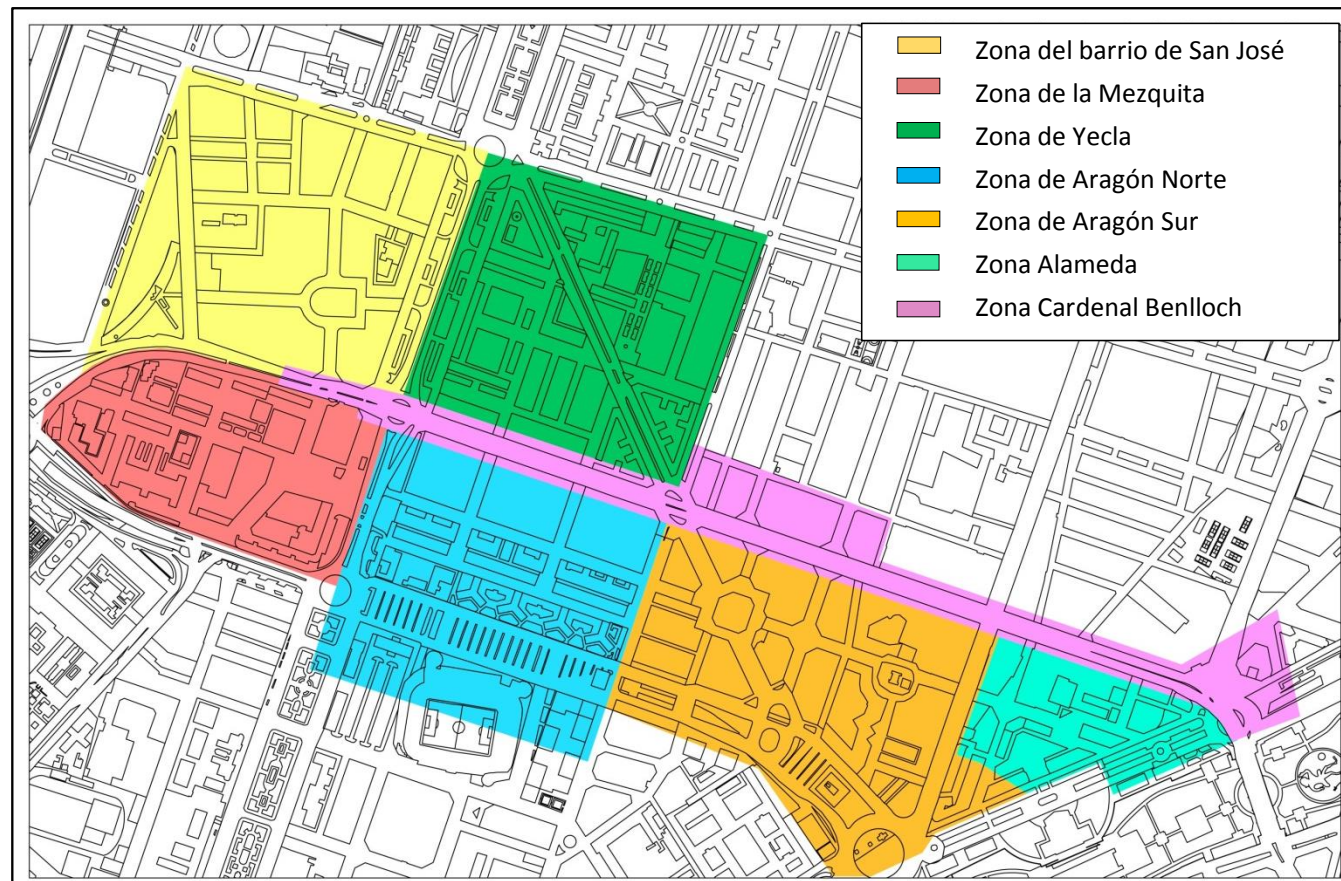


Figura 3. Zonificación. Unidades hidrológicas

## 5.2. NIVELES DE CARGA

Los niveles de sobrecarga máximos alcanzados en los colectores que conforman la red se evalúan definiendo para cada uno de ellos su Nivel de Sobrecarga (*NS*), que se define del siguiente modo:

$$NS = \frac{(ZP - ZR)}{D}$$

Donde:

**ZP**, cota del máximo nivel piezométrico

**ZR**, cota de la rasante del conducto

**D**, diámetro del conducto (si no es circular, la altura)

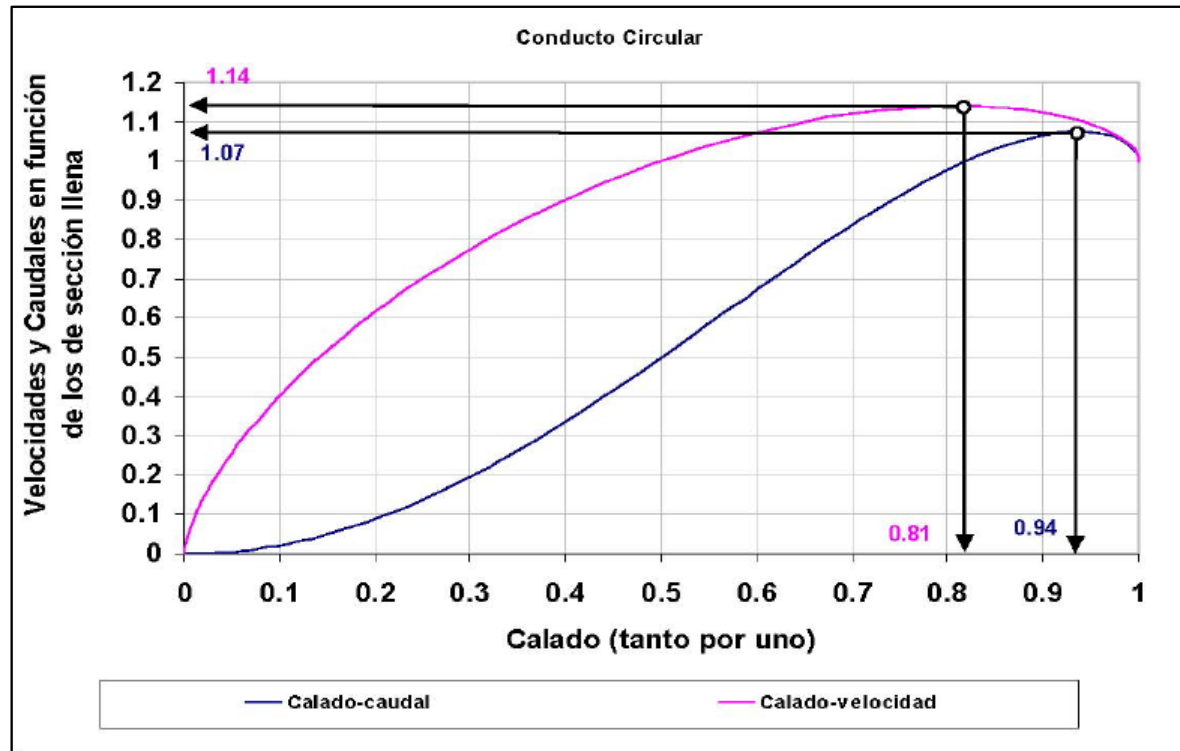


Figura 4. Variación del caudal y la velocidad con el calado en conductos de sección circular.

Para poder interpretar los estados de sobrecarga de la Figura 5 se adjunta la siguiente leyenda donde se muestra la correspondencia entre el color de cada tramo y la sobrecarga que representa:

Intervalo	Funcionamiento	Color
$0 < NS < 0.8$	Correcto	Verde
$0.8 < NS < 1.0$	Óptimo	Azul
$1.0 < NS < 2.0$	Deficiente	Naranja
$NS > 2.0$	Muy deficiente	Rojo

Tabla 4. Intervalos del Nivel de Sobrecarga por colores.

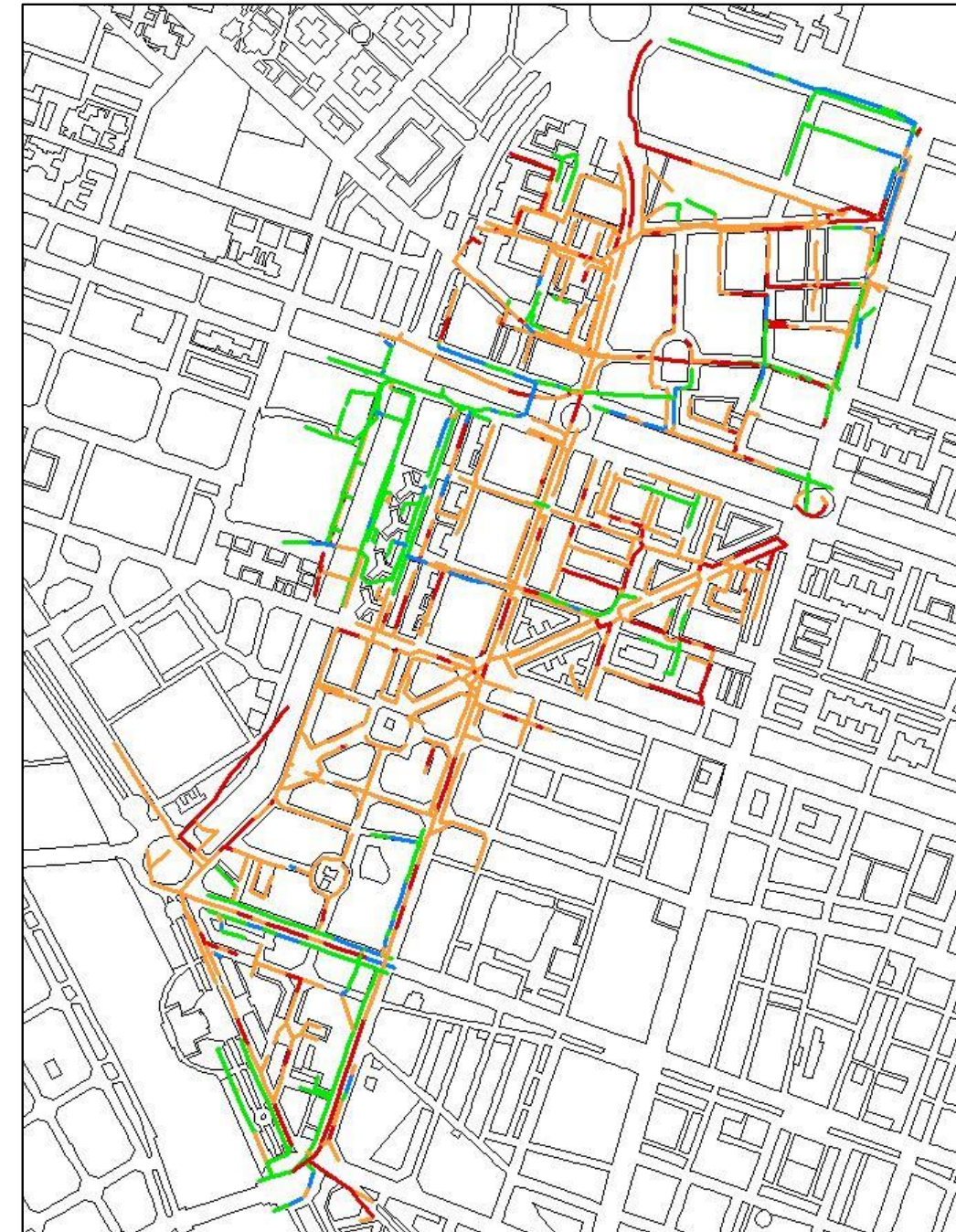


Figura 5. Estados de sobrecarga en la red actual.

### 5.3. LIMITACIÓN DE VELOCIDADES

La limitación de velocidad máxima tiene como objetivo evitar los daños por fricción en las conducciones. Por otra parte, se exige una velocidad mínima para evitar la sedimentación de los sólidos arrastrados en suspensión, tanto por las aguas pluviales como residuales y las obstrucciones. De este modo se garantiza un cierto nivel de autolimpieza del colector con la tormenta máxima que puede producirse anualmente.

Según el artículo 2.4.1. de la “Normativa para Obras de Saneamiento de la Ciudad de Valencia” del año 2004, las limitaciones de velocidad máxima y mínima se comprobarán para el caudal de diseño  $Q_{25}$ , esto es para el caudal que genera el episodio de lluvia sintética de 25 años de periodo de retorno.

Al tratarse de una red unitaria, la velocidad máxima obtenida en la simulación, para cada tramo, deberá estar entre las siguientes velocidades:

Caudal	Velocidad máxima (m/s)	Velocidad mínima (m/s)
$Q_{25}$	4	1.2
$Q_r$	-	0.4

Tabla 3. Limitación de velocidad en colectores unitarios.

### 5.4. RESULTADOS OBTENIDOS TRAS EL DIAGNÓSTICO

#### 5.4.1. Red principal

El análisis detallado de la situación actual permite diagnosticar el colector principal de Cardenal Benlloch – Eduardo Boscà (Zona de Cardenal Benlloch). Para este análisis se efectúa la simulación inicial de la red actual, con el objetivo de detectar las deficiencias que presenta. Una vez realizado, se desprenden los siguientes resultados:

- Desde el cruce de la avenida Cardenal Benlloch con Rodríguez de Cepeda hasta la cabecera de la cuenca se observan deficiencias importantes en lo referido a capacidad de desagüe. Dichas insuficiencias son causadas no sólo por el mal diseño de los propios ramales de la red secundaria, sino por la incapacidad hidráulica del colector de Cardenal Benlloch – Eduardo Boscà, principalmente aguas arriba de la calle Rodríguez de Cepeda.
- Se observan irregularidades en la pendiente y las secciones de todo el colector. Bajo la avenida Blasco Ibáñez existe un tramo de fuerte pendiente negativa seguido de otro tramo muy superficial, que no cumple el requisito de recubrimiento mínimo.



Figura 6. En rojo, colector Cardenal Benlloch – Eduardo Boscà.

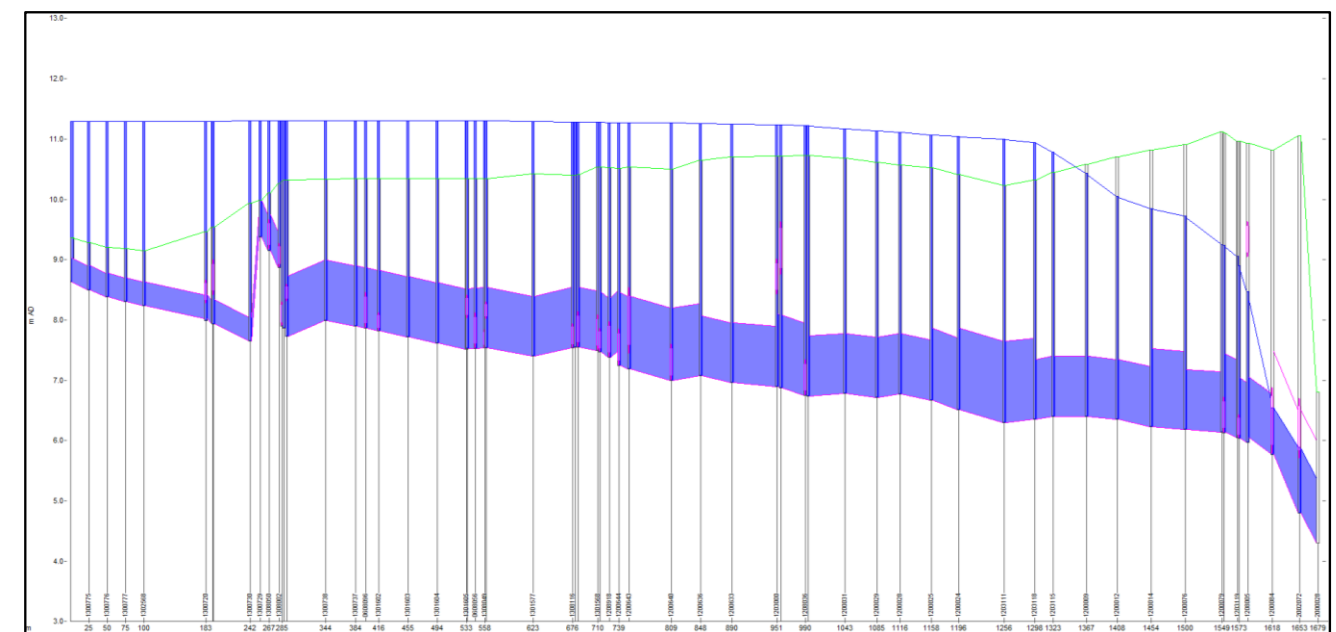


Figura 7. Perfil longitudinal del colector principal Cardenal Benlloch – Eduardo Boscà en situación actual.

### 5.4.2. Red Secundaria

Para el análisis de la red secundaria se efectúa la simulación inicial de la red actual, con el objetivo de detectar las deficiencias que presenta. Actualmente la red conectada al colector Cardenal Benlloch – Eduardo Boscà es la siguiente:

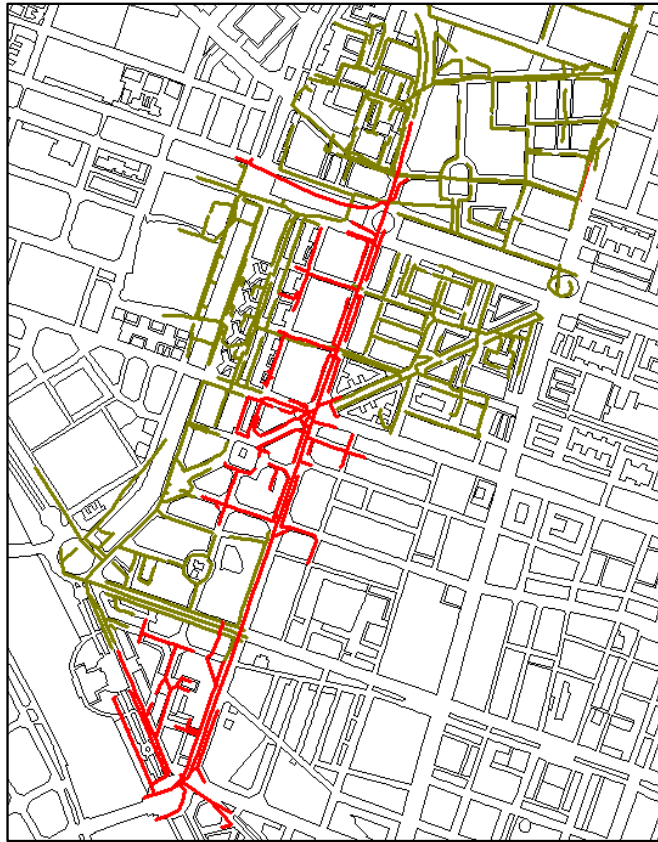


Figura 8. En rojo, red secundaria conectada al colector Cardenal Benlloch – Eduardo Boscà.

#### Zona de la Mezquita

La zona de la Mezquita se halla actualmente conectada a la acequia de Vera por lo que las pequeñas canalizaciones rectangulares no son capaces de absorber el caudal propio de la lluvia de periodo de retorno 25 años. Son además muy superficiales por lo que una mínima subida del nivel piezométrico provoca inundaciones a pie de calle.

#### Zona del barrio de San José

El barrio de San José se encuentra conectado al colector de Manuel Candela. No se aprecian deficiencias graves debido a que es una zona de reciente urbanización. Con la simulación se observa el colapso de los tubos sin provocar inundaciones significativas tanto en tiempo como en zona de afección.

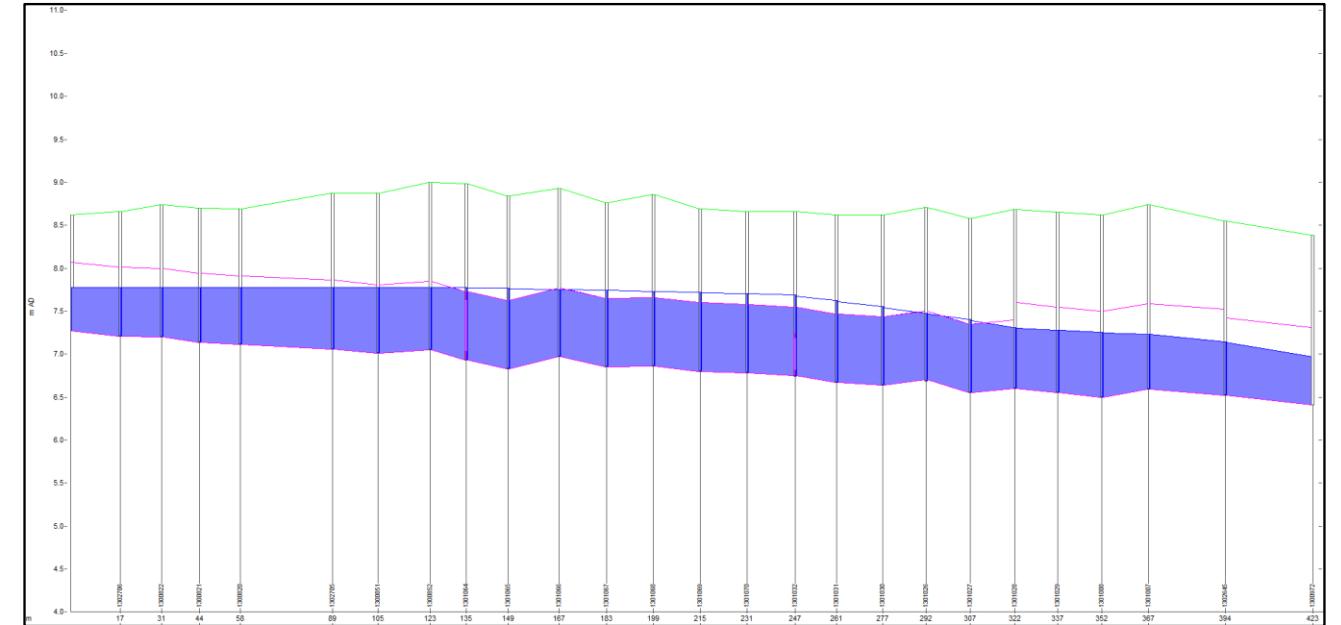


Figura 9. Perfil longitudinal de un colector representativo del barrio de San José en situación actual.

#### Zona de Yecla

La zona de Yecla ha recibido fondos europeos para la mejora de su red. Se encuentra igualmente conectada al colector de Manuel Candela. Al contrario que el barrio de San José, presenta una incapacidad hidráulica generalizada, llegando a desbordar por demasiados pozos.

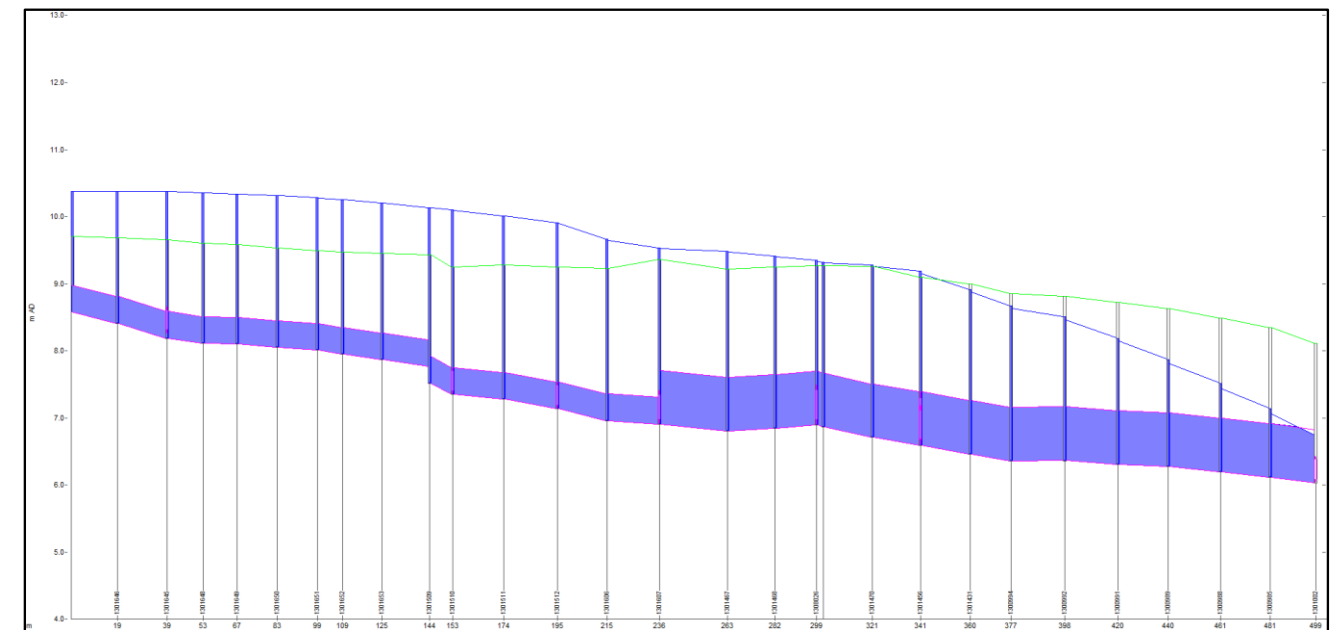


Figura 10. Perfil longitudinal de un colector representativo de la zona de Yecla en situación actual.



### Zona de Aragón Norte

Aragón Norte no presenta deficiencias, salvo ciertas discontinuidades, posiblemente debido a la dualidad de redes que discurren por sus calles estando esta zona conectada a la acequia de Vera y a la acequia de Mestalla simultáneamente.

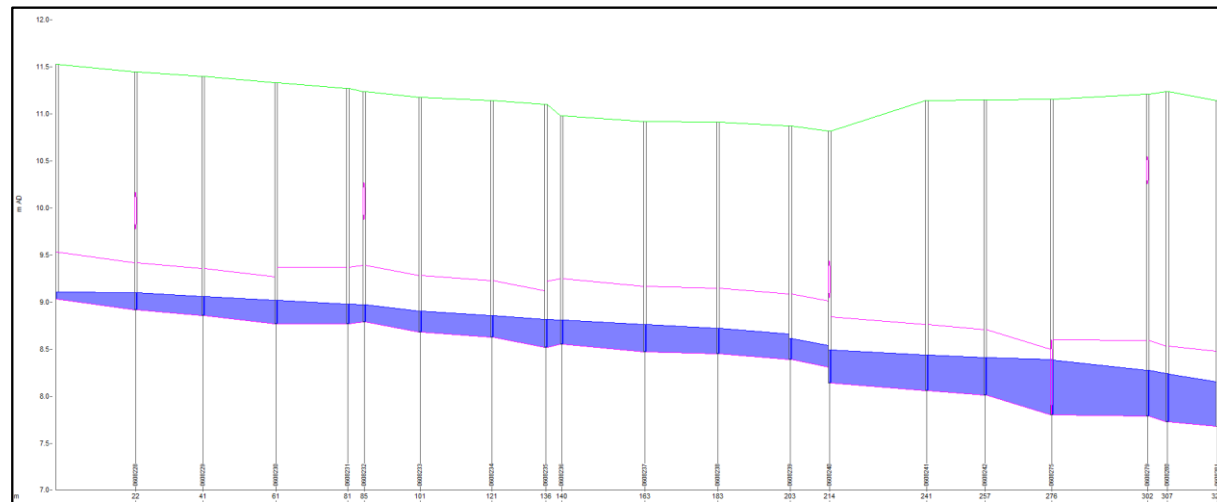


Figura 11. Perfil longitudinal de un colector representativo de la zona de Aragón Norte en situación actual.

### Zona de Aragón Sur

La subcuenca de Aragón Sur, que desagua por la avenida del Puerto, se encuentra desconectada de la red principal por el momento. Esta zona presenta insuficiencias acusadas debido a una sección infradimensionada que causa problemas de cuello de botella en varios puntos, laminando el caudal desaguado.

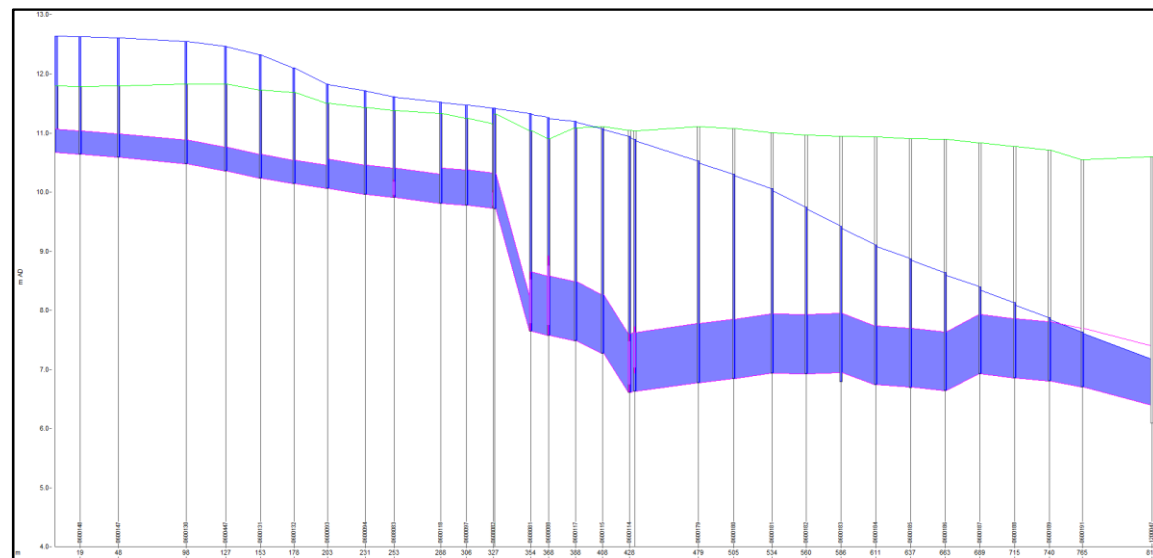


Figura 12. Perfil longitudinal de un colector representativo de la zona de Aragón Sur en situación actual.

### Zona Alameda

Por lo general la subcuenca de la Alameda presenta un buen comportamiento, exceptuando un cuello de botella en la parte más cercana al desagüe en el río Turia, que provoca la entrada en carga en un pequeño tramo de tubería, aunque durante un breve periodo de tiempo y sin provocar inundaciones.

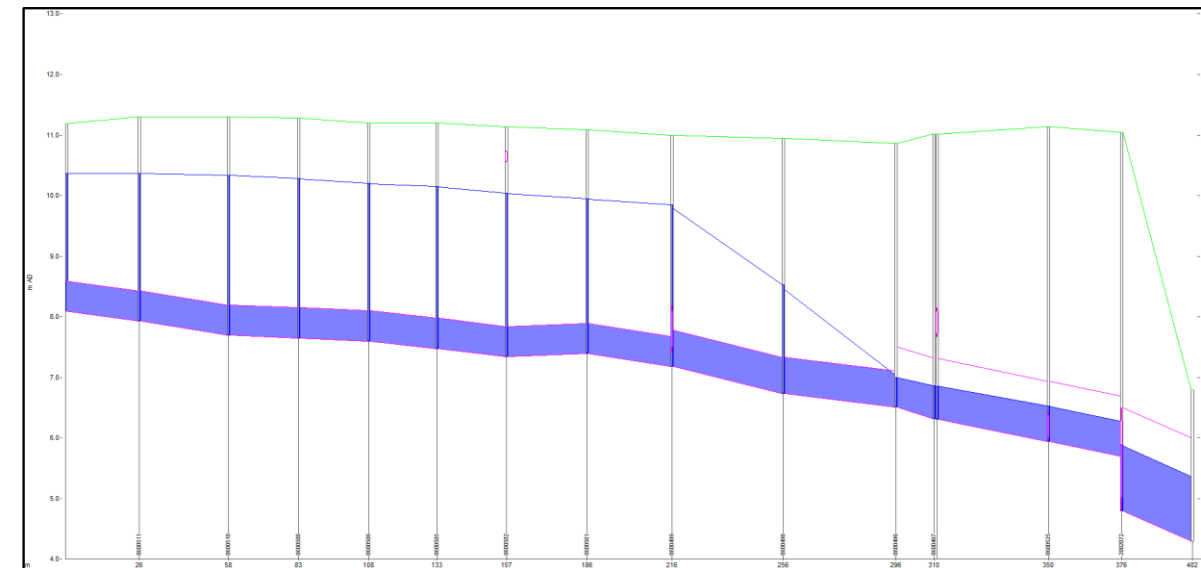


Figura 13. Perfil longitudinal de un colector representativo de la zona Alameda en situación actual.

## 6. CRITERIOS NORMATIVOS DE DIMENSIONAMIENTO

Se dimensionarán los colectores principales siguiendo la metodología expuesta en la *Normativa para Obras de Saneamiento de la ciudad de Valencia (Año 2004)*.

En primer lugar se realiza un dimensionamiento hidráulico, a partir de los resultados obtenidos en *Infoworks* y de las formulaciones clásicas de la hidráulica.

En segundo lugar se realiza un dimensionamiento mecánico, en el cual se definirán los materiales y calidades a emplear en los conductos enterrados, así como la tipología de zanja existente.

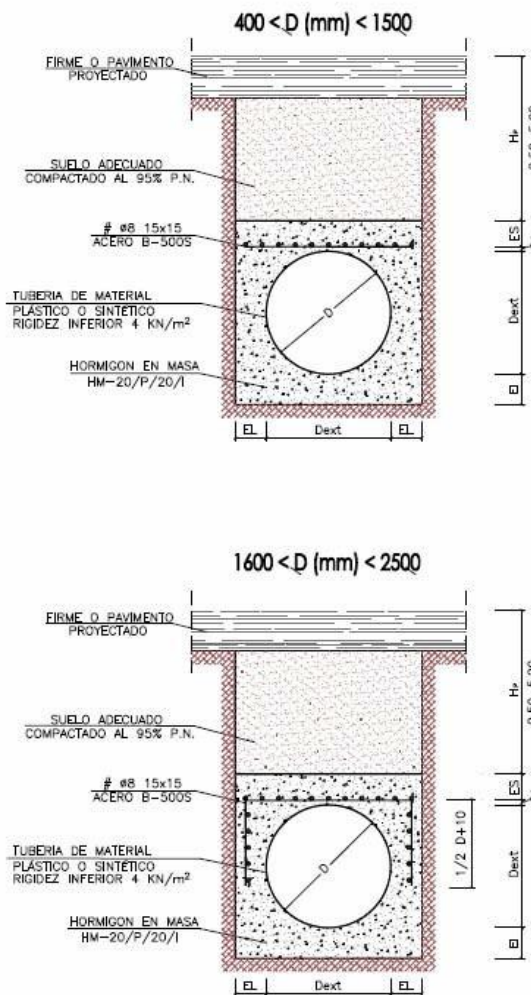


Figura 14. Esquema de las dimensiones de zanja en función del diámetro de los colectores a disponer

## 7. PROPUESTA DE SOLUCIONES PARA LA RED DE SANEAMIENTO

### 7.1. ALTERNATIVAS CONSIDERADAS

Del análisis de la red se puede concluir que es necesaria la ampliación de la capacidad de desagüe global de la cuenca vertiente al Colector de Cardenal Benlloch – Eduardo Boscà y el rediseño del trazado del colector principal para evitar el mal funcionamiento de las redes secundarias que drenan la cuenca a través de él y mejorar el comportamiento general, logrando de esta forma un saneamiento adecuado de la cuenca estudiada. Dicha ampliación tendrá que tener en cuenta la adición del caudal proveniente de las subcuencas incluidas en el presente estudio, con el fin de aliviar los colectores de Manuel Candela y Serrería.

Con los condicionantes expuestos se nos presentan varias alternativas de trazado, las cuales se describirán y analizarán de forma simplificada para poder obtener la solución óptima al problema planteado. El análisis más detallado se realizará en el anejo nº 4 *Propuesta de soluciones para la red de saneamiento*. Cada alternativa se presentará como una evolución de la anterior, implementando las mejoras que corrigen los fallos encontrados en cada una y alcanzando una solución final de trazado que se considerará óptima para el presente estudio. Una vez hecho esto se definirán los detalles concretos de diseño en el anejo nº 5 *Definición de la solución adoptada*.

#### 7.1.1. Alternativa 1

Para la primera alternativa se mantiene el trazado actual del colector Cardenal Benlloch – Eduardo Boscà.

La conexión de la zona de la Mezquita se realizaría directamente en cabecera, a mitad de la calle Clariano. Para no causar laminación del caudal que llegará al colector principal y dado que la urbanización de este sector no es objeto de este estudio, se propone un diseño simplificado de la zona de la Mezquita para que en caso de futura remodelación, el colector no se viera afectado.



Figura 15. Zona de la mezquita en la actualidad.



Figura 16. Zona de la mezquita. Propuesta de diseño simplificado.

Tanto el barrio de San José como la zona de Yecla se conectarían al colector principal. La unión de ambas se realizaría cruzando la avenida Blasco Ibáñez por Ramón Llull hasta el final de la calle Yecla. Dadas las características topográficas de Valencia la pendiente descende en dirección oeste-este, por lo que para conectar estas zonas al colector principal se debería invertir la pendiente.

Además del problema que supondría levantar la calle Yecla para sustituir el tubo con uno de pendiente inversa, el mayor conflicto sería realizar el paso por encima del Metro ya que la cota sería insuficiente para superar el techo del túnel. Este hecho supone un condicionante suficiente como para descartar esta alternativa.

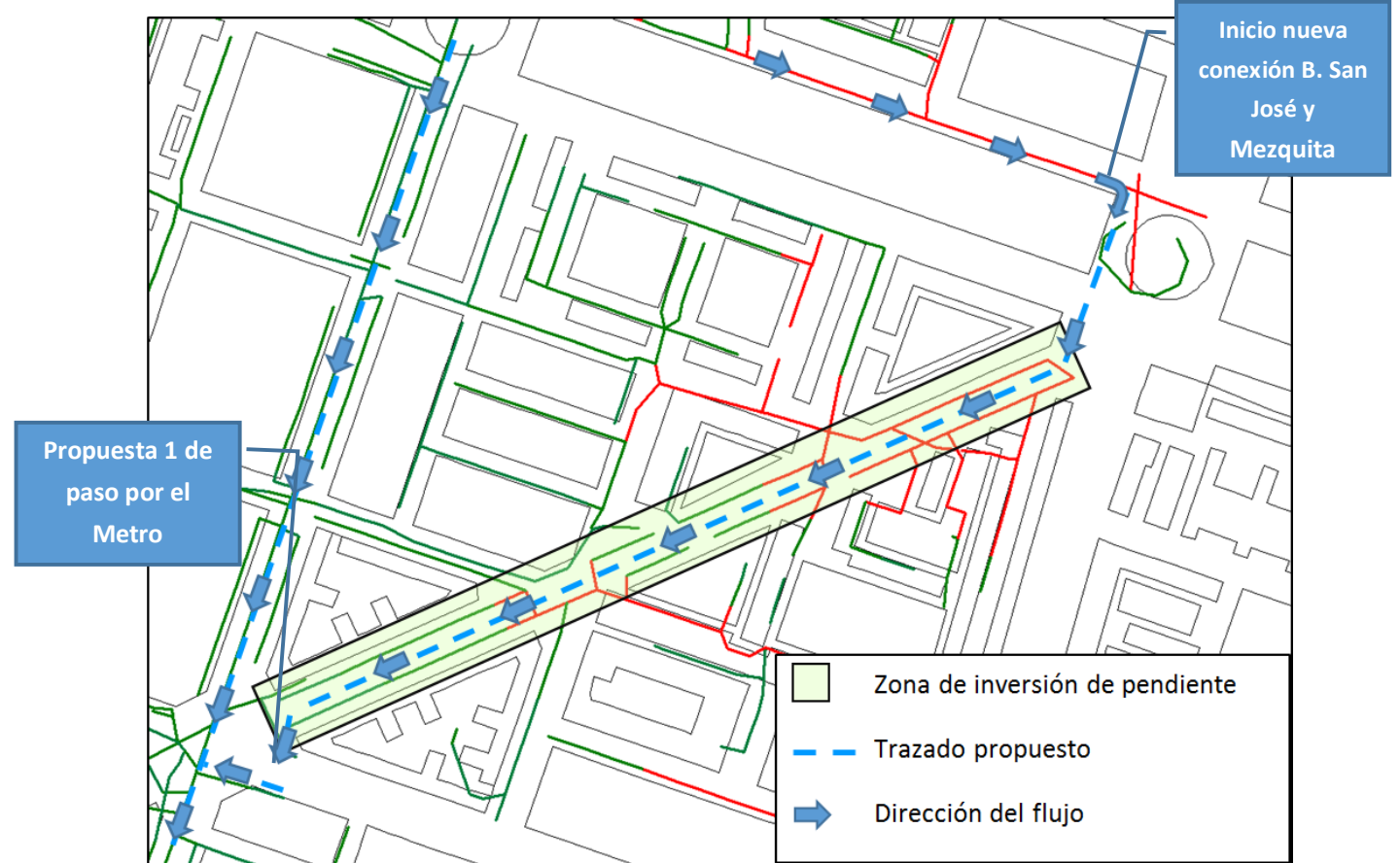


Figura 17. Zona de Yecla en la actualidad. Cambios Alternativa 1

### 7.1.2. Alternativa 2

Manteniendo para la alternativa dos la recogida de caudal de la zona de la Mezquita y el barrio de San José, se estudia un punto distinto de paso por encima de la línea de Metro.

En la figura 18 se observa la sección longitudinal del túnel de la línea 5 del Metro de Valencia. La alternativa 1 estudiaba el paso por el punto "propuesta 1 de paso por el Metro", como se puede observar con margen escaso. Dada la pendiente del túnel a lo largo de la calle Santos Justo y Pastor existía un espacio mayor para la colocación de tubos mayores y a mayor cota en el punto "propuesta 2 de paso por el Metro". Este espacio se encuentra bajo el cruce con la calle República Argentina.

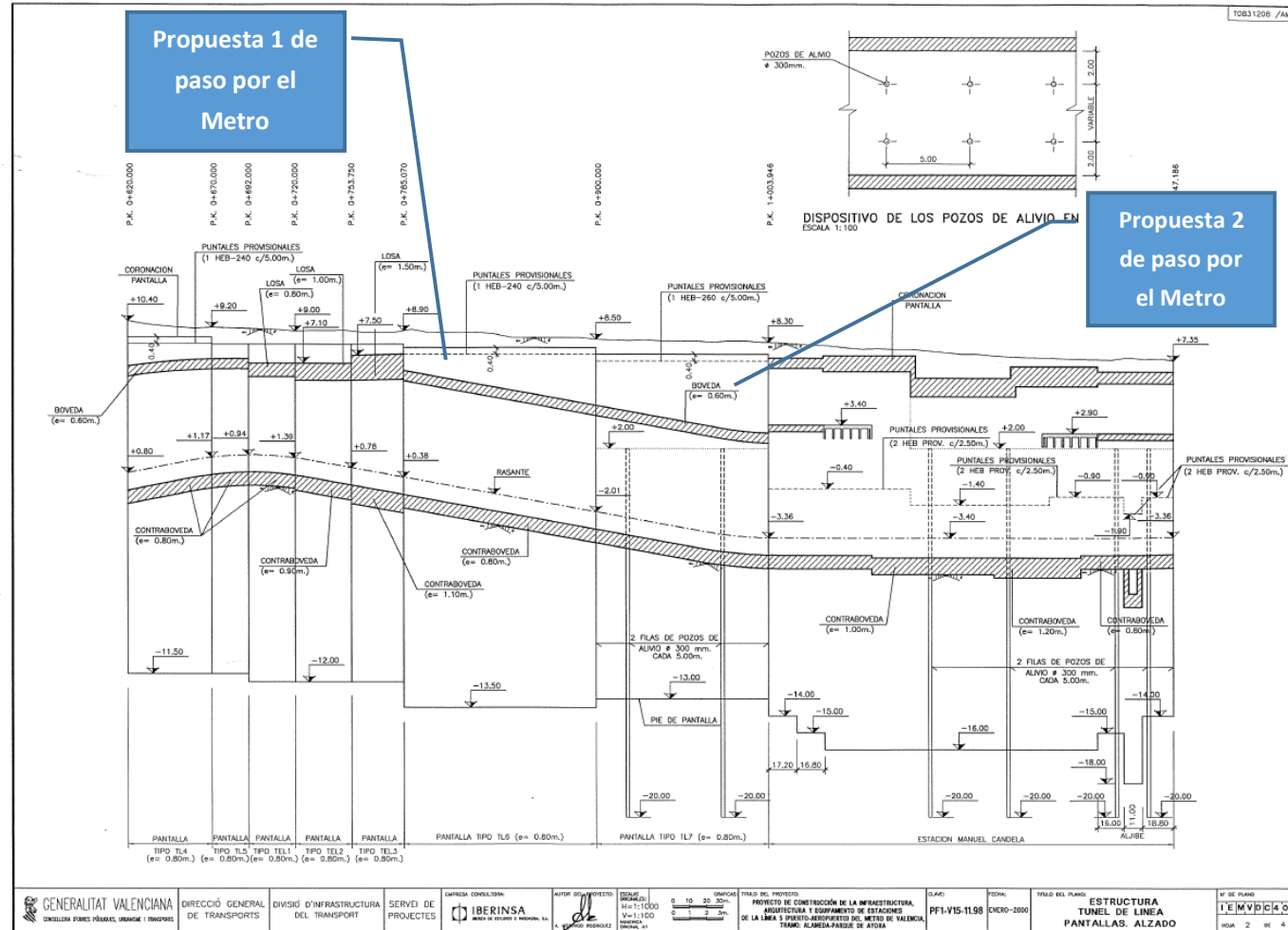


Figura 18. Sección longitudinal del túnel de la línea 5 del Metro de Valencia

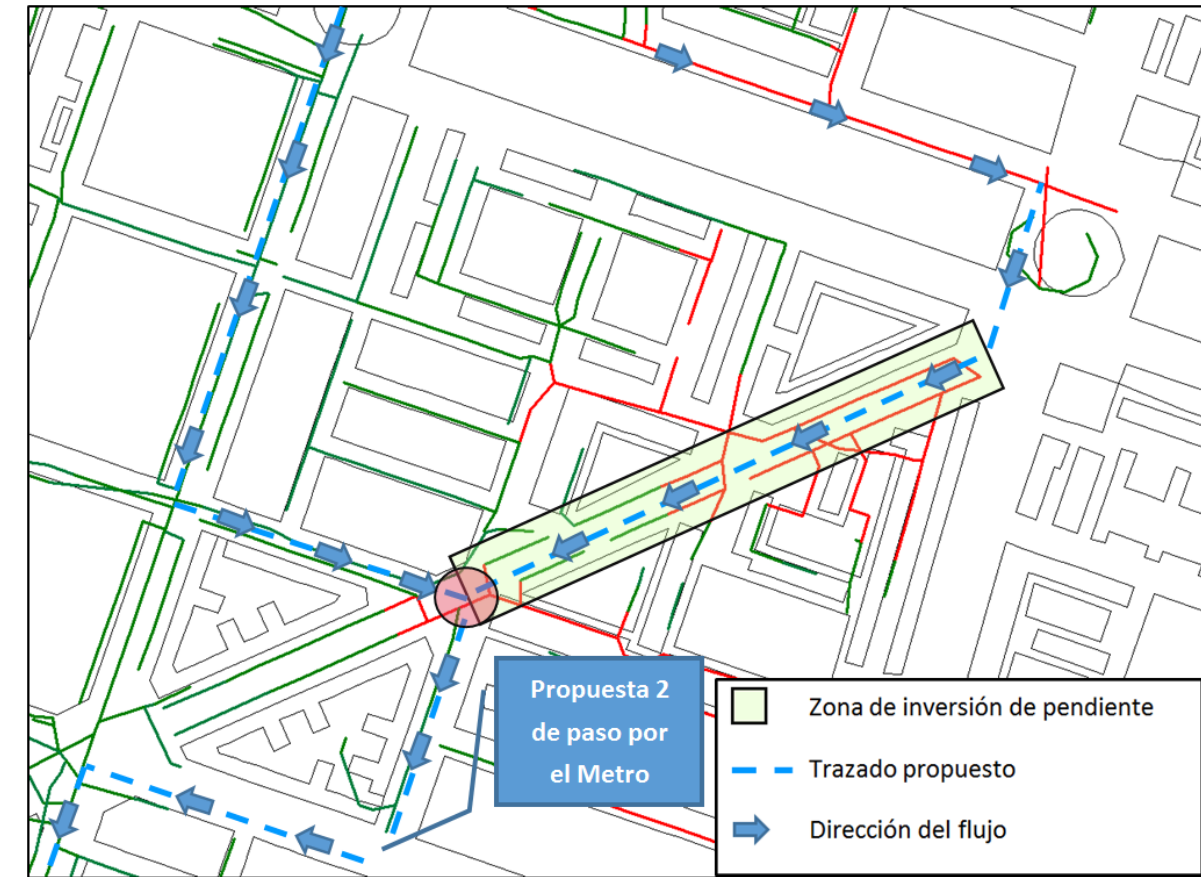


Figura 19. Zona de Yecla en la actualidad. Cambios Alternativa 2.

Esto supondría un cambio en el trazado del colector, de tal forma que abandonaría la avenida Cardenal Benlloch por la calle Campoamor hasta cruzarse con la calle Yecla donde pasaría a discurrir por la calle República Argentina. Una vez se alcanza el cruce con la calle Santos Justo y Pastor se regresa a Cardenal Benlloch por la misma, retomando el trazado original.

Como se observa en la figura 19, pese a reducir el tramo de actuación, de nuevo sería necesario invertir la pendiente de un gran tramo del colector para recoger el caudal correspondiente a los barrios situados en cabecera. Esta actuación se considera una gran remodelación, por lo que se debe estudiar una solución menos comprometedora.

### 7.1.3. Alternativa 3

En esta tercera alternativa se mantiene la solución de trazado propuesta para el colector principal en la que se realiza el quiebro por la calle Campoamor, ya que soluciona el problema de paso por el Metro. Por tanto, la propuesta dos de paso por el Metro se mantiene como definitiva.

Se deben plantear soluciones a la necesidad de inversión de la pendiente, para ello se opta por recoger el caudal correspondiente al barrio de San José un poco más al oeste. Se escoge la calle República Argentina, que aparentemente desembocaba en la avenida Blasco Ibáñez para la conexión de dicho

barrio. De esta forma, este tramo de colector quedaba perfectamente unido a la solución propuesta en la alternativa 2.

Este recorrido se descartó porque aunque la cartografía cargada en el programa lo hiciese parecer posible, al realizar una comprobación durante el trabajo de campo, se observó que no existe conexión entre la avenida Blasco Ibáñez y la calle República Argentina por la presencia de un local que las separa. Se escogió por tanto la calle Daoiz y Velarde para conectar el barrio de San José con la zona de Yecla.

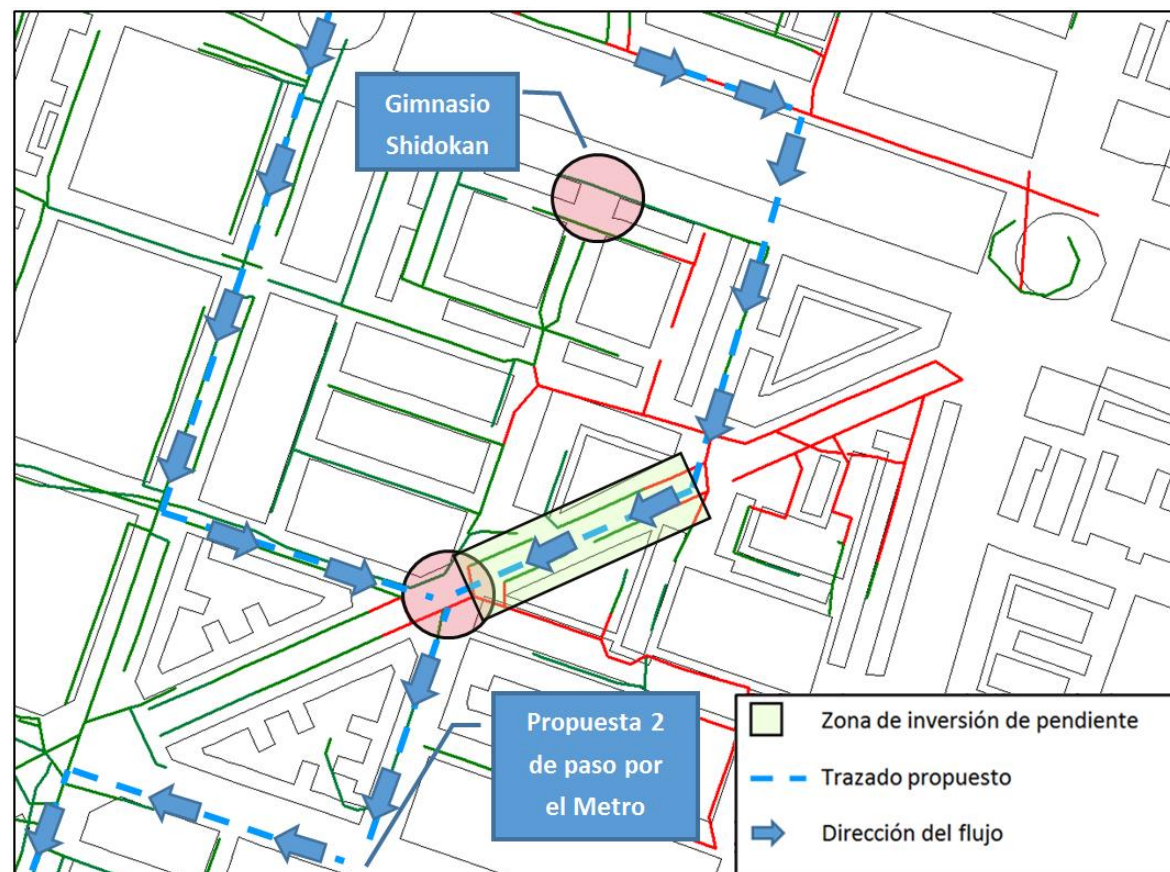


Figura 20. Zona de Yecla en la actualidad. Cambios Alternativa 3, trazado definitivo.



Figura 21. Gimnasio Shidokan

Esta alternativa de trazado aguas abajo del barrio de San José y la zona de la Mezquita se toma como definitiva ya que el tramo de inversión de pendiente es relativamente corto y permite aliviar el colector de Manuel Candela. La zona más al este de Yecla quedaría desconectada y no se contempla en este estudio.

Una vez definida la solución de trazado, se planteó el estudio de pendientes del marco de hormigón una vez pasado el Metro. Una sección mayor permite reducir las pendientes al mínimo, pudiéndose alcanzar incluso valores por debajo de la milésima. En el tramo inicial del colector principal, cuando este cruza la avenida Blasco Ibáñez, existe un descenso localizado del nivel del terreno.

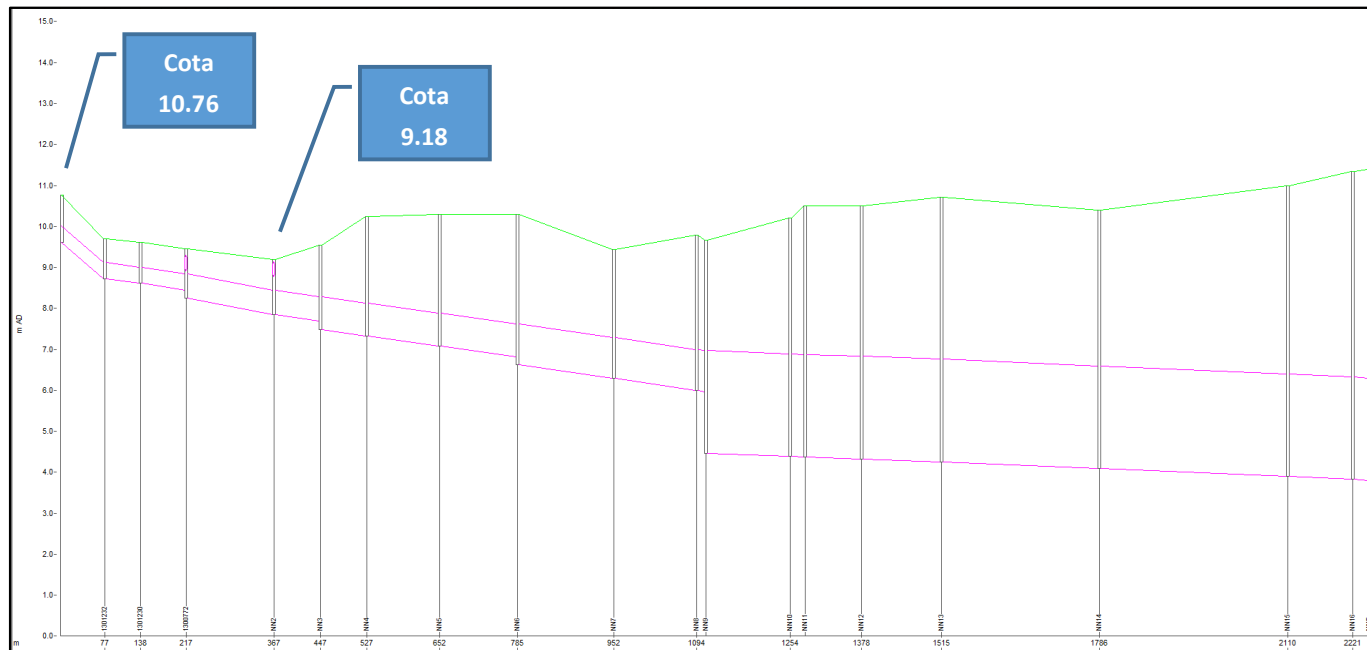


Figura 22. Perfil longitudinal del colector de Cardenal Benlloch en fase de desarrollo. Descenso brusco del terreno

En la figura 22 se puede observar que desde la cabecera en la zona de la Mezquita hasta el cruce de la avenida Cardenal Benlloch con la avenida Blasco Ibáñez el nivel del terreno desciende de forma brusca. A priori esto no suponía un problema ya que se dispone de margen suficiente para sobrepasar el Metro. Sin embargo, si se mantienen pendientes mínimas en tubos de diámetro inferior a 2500 mm y se permiten pendientes menores en los tramos posteriores al metro, en el punto de desagüe se alcanzaría una profundidad excesiva que además de costosa, implicaría trabajar con la presencia de nivel freático en una extensión relativamente grande. Por tanto lograr profundidades menores en el tramo final será el objetivo de la siguiente alternativa, quedando ésta descartada.

## 7.2. DESCRIPCIÓN DE LA ALTERNATIVA ELEGIDA

### 7.2.1. Alternativa 4

Se debe plantear una solución que permita elevar la cota de solera del marco en su punto de desagüe un metro como mínimo. Para ello se plantea una variación de trazado en cabecera de tal forma que se evita la depresión en el terreno descrita en la figura 22. Se propone el siguiente trazado:



Figura 23. Zona de cabecera definitiva.

El punto lógico de conexión se daría en el cruce de calle Yecla con la calle República Argentina donde confluirían el colector principal que comenzará al final de la avenida Cardenal Benlloch, el colector que recoge las aguas de la zona de Yecla y el nuevo colector que aporta el caudal del Barrio de San José y la zona de la Mezquita. La unión de estos colectores y su forma de paso por encima del Metro se estudiará en el anejo nº 5 *Definición de la solución adoptada*.

De esta forma, el colector Cardenal Benlloch – Eduardo Boscà pasaría a iniciarse al final de la propia avenida Cardenal Benlloch, partiendo del cruce con la avenida Blasco Ibáñez. Así se consigue elevar dicho inicio, manteniendo el resguardo mínimo. A la altura de la calle Campoamor discurrirá por la misma hasta alcanzar el cruce de la calle República Argentina con la calle Yecla donde se incorpora el colector proveniente del Barrio de San José y la zona de la Mezquita por la calle Daoiz y Velarde, denominado Interceptor Secundario a partir de este punto, y los tubos que conformen la red de saneamiento de la zona de Yecla.

Una vez estudiada la confluencia de estos conductos en el anejo nº 5, se procederá a sobrepasar el túnel de metro por la calle República Argentina para después seguir la calle Santos Justo y Pastor hasta



volver de nuevo a la avenida Cardenal Benlloch. Desde ahí continúa en línea recta hasta alcanzar el cauce antiguo del río Turia, captando a la altura de la avenida del Puerto el caudal correspondiente a la zona Aragón Sur y en el tramo final, las aguas de la zona de la Alameda.

Siguiendo el crecimiento orgánico de las alternativas en la que cada una era una mejora de la anterior, se llega a esta alternativa, que se ajusta mejor a las necesidades establecidas al comienzo de este estudio. De la misma manera, esta alternativa satisface las condiciones que se han establecido.

### 7.3. CONCLUSIONES

Una vez establecida como alternativa de trazado definitiva la alternativa nº 4, en el anejo nº 5 se concretarán las características de las conducciones, la forma de paso por el Metro, las características del marco de hormigón, el diseño de la cámara de disipación y el punto de desagüe para lograr el buen comportamiento y funcionamiento de los colectores; y el saneamiento adecuado de la cuenca estudiada. La solución final tratará de unir Interceptor Secundario y Colector Principal, una vez sorepasado el metro en dos tuberías separadas, en una cámara de unión. De dicha cámara saldrá un único tubo de 2500 mm hasta unirse con el marco de hormigón que comenzará en la avenida del Puerto.

Tanto el marco como la cámara de disipación requerirán de un diseño estructural y constructivo detallado. En los próximos apartados se explicará el proceso llevado a cabo para la consecución de dichas estructuras.

## 8. ESTUDIO GEOTÉCNICO

El objetivo del presente estudio es determinar las condiciones necesarias para la realización de la excavación en la que se ubicará el colector de Cardenal Benlloch - Eduardo Boscà, a partir de las características geotécnicas del terreno en cuestión, las cuales permiten obtener los cálculos necesarios para el diseño de dicha excavación.

El estudio geotécnico más detallado, que incluye los cálculos más concretos, se encuentra en el anejo nº 7 *Estudio geotécnico*.

### 8.1. TRABAJOS REALIZADOS

Los trabajos realizados han consistido en una extensa campaña de reconocimientos geotécnicos de campo, ensayos de laboratorio e interpretación de los datos anteriores en gabinete, con objeto de realizar las recomendaciones necesarias para la excavación de la estructura proyectada.

### 8.2. RIESGOS GEOTÉCNICOS

Antes de comenzar con el diseño de la excavación y su sistema de contención es necesario determinar los riesgos geotécnicos de la zona.

El terreno en el que se va a realizar la excavación está constituido por estratos de relleno y terreno vegetal, estratos de gravas (suelo granular), y estratos de arcillas.

Los problemas de sifonamiento pueden darse en el estrato de gravas por ser un suelo granular, y que constituye el fondo de la excavación en la que se ubicara el colector de Cardenal Benlloch-Eduardo Boscà.

El nivel freático se sitúa en la cota  $z = 7$  m, mientras que la profundidad de la excavación a lo largo de la obra es del orden de los 5,5 - 7 m. De este modo, al no alcanzar el nivel freático, no se requieren trabajos de agotamiento ni depresión de éste, con lo que no se producen variaciones en el gradiente hidráulico. Por consiguiente, no hay riesgo de sifonamiento.

Del mismo modo, la estructura del terreno en cuestión hace que se descarten los problemas que puedan originarse por levantamiento de fondo. El estrato de arcillas se encuentra bajo el estrato de gravas. De este modo, la ejecución del vaciado no se verá reflejada en el levantamiento de los paquetes de arcillas por la disminución de las presiones totales.

### 8.3. AGRESIVIDAD DEL TERRENO

Se han realizado ensayos de agresividad sobre las muestras de suelo extraído, obteniéndose resultados que indican que, según la Instrucción de Hormigón Estructural EHE, el suelo no es agresivo hacia el hormigón.

Del mismo modo, el agua freática tiene un grado de agresividad débil hacia el hormigón, según la EHE.

### 8.4. TABLESTACADO

#### 8.4.1. Profundidad de hincado

Se han elaborado dos hipótesis para la obtención de la profundidad de hincado necesaria de la tablestaca. En primer lugar, se calcula la tablestaca como un elemento empotrado o ménsula. En segundo lugar se considerará que la tablestaca está acodalada en su parte superior.

Puesto que una estructura de estas características experimentará deformaciones, deben tenerse en cuenta las condiciones de empuje pasivo. Para el cálculo de la profundidad de hincado de la tablestaca se procede a determinar la ley de empujes en el trasdós y el intradós de la pantalla y se introduce como incógnita este valor "d".



En el caso de la tablestaca empotrada se obtiene una profundidad de hincado de 4,7 m, mientras que en la tablestaca acodalada la profundidad necesaria es de 2,5 m.

#### 8.4.2. Comprobación de estabilidad

Una vez determinadas las profundidades de hincado de cada una de las tipologías de tablestacas se procede a realizar las comprobaciones de estabilidad.

La primera comprobación es verificar si se puede garantizar la seguridad de la pantalla frente al equilibrio global. La forma de garantizar la estabilidad consiste en hallar la relación entre el momento originado por los empujes pasivos en el intradós y el momento originado por los empujes activos en el trasdós. El coeficiente de seguridad en la tablestaca en ménsula es 1.59, mientras que en la tablestaca acodalada es de 1.52. Ambos valores son superiores a 1.5, que es valor límite, por lo que la estabilidad global se cumple.

En segundo lugar, la comprobación y dimensionamiento de las tablestacas metálicas se realiza según los criterios del Eurocódigo 3. Para ello se emplean los esfuerzos obtenidos en el cálculo, las características mecánicas de los perfiles proporcionadas en el catálogo del fabricante, y las características del tipo de acero seleccionado.

La geometría de la serie de tablestaca será en Z. Las tablestacas pueden ser de acero laminado en caliente o conformado en frío, siendo el acero seleccionado para la tablestaca el S270 GP.

Las dimensiones de la tablestaca se determinarán en función de los esfuerzos flectores y cortantes a lo largo de ésta. Una vez realizado el cálculo, se obtiene que el perfil AZ 13 cumple con los requisitos del Eurocódigo, con lo que éste o cualquier perfil superior son aptos tanto para la tablestaca empotrada como para la acodalada.

Por último, se verifica que los desplazamientos que experimenta la tablestaca están dentro de los valores admisibles, siendo el máximo desplazamiento admisible para evitar daños en construcciones cercanas 20 mm.

En el caso de la tablestaca empotrada se obtienen desplazamientos muy superiores, por lo que será necesario adoptar un perfil mayor, siendo finalmente un perfil AZ 36.

En la tablestaca acodalada los desplazamientos se encuentran dentro de los valores admisibles, con lo que el perfil AZ 13 es apto para el tablestacado.

#### 8.5. CARGA DE HUNDIMIENTO

La determinación teórica de la presión vertical de hundimiento se obtiene a efectos de cálculo como si se tratase de una cimentación superficial.

En primer lugar, se calculará la carga transmitida ( $q_t$ ). Para ello, se deben reducir todas las fuerzas actuantes por encima del plano de cimentación al centro de gravedad de la base del marco.

Puesto que el terreno está estratificado, es necesario calcular las cargas de hundimiento correspondientes a los materiales que se encuentran por debajo del plano de cimentación, en este caso, la carga de hundimiento de las gravas y la carga de hundimiento de las arcillas.

Las gravas tienen una elevada permeabilidad, por lo que al aplicar la carga sobre ellas, el agua abandona rápidamente los huecos del material. Por esta razón, la carga de hundimiento de las gravas se calcula únicamente en efectivas.

La obtención de la carga de hundimiento de las arcillas requiere realizar dos cálculos, a corto plazo y largo plazo. Esto es debido a que la permeabilidad de las arcillas es muy baja, y en cuanto se aplica una carga sobre ellas, el agua abandona lentamente los huecos.

Tras obtener los valores de cada una de las cargas, se realiza la comprobación frente a hundimiento. Puesto que la carga transmitida al terreno es ahora menor que la carga antes de ubicar el colector, no existe riesgo de hundimiento.

### 9. MARCO DE HORMIGÓN: DISEÑO ESTRUCTURAL Y CONSTRUCTIVO

En el anejo nº6 "*Estudio de soluciones estructurales y constructivas*", se exponen todas las soluciones que se han estudiado para la realización del colector tipo marco y los condicionantes que se han tenido en cuenta para valorarlas. Al final del mismo se realiza una comparación entre ellas, para ejecutar la solución óptima. A continuación se expondrán los resultados de este análisis comparativo.

#### 9.1. TRAZADO

El trazado del marco de hormigón armado está limitado al ancho de la calle Eduardo Boscà.

El anterior colector, discurre por la mediana de la calle y debe quedarse en funcionamiento durante todo el proceso constructivo del nuevo colector, dado que no se puede prescindir de su servicio. Este dato limita el trazado de la excavación a uno de los dos extremos de la calle ya que no se puede interferir con el colector antiguo.



La rotonda existente entre el puente del Ángel Custodio y la Calle Eduardo Boscà limita definitivamente el trazado. El final del colector, que es la obra de entrega, cámara de disipación e hincas de las tuberías al colector Norte-Cauce que discurre por los márgenes del antiguo cauce del río Turia, está situado al sureste de la rotonda. En consecuencia, para no tener que atravesar la rotonda durante la construcción del marco, el trazado final del colector discurrirá por la parte este de Eduardo Boscà, debiendo cortar los carriles en dirección a Cardenal Benlloch durante el proceso constructivo.

## 9.2. CARACTERÍSTICAS DEL MARCO

Las características geométricas del colector tipo marco quedan restringidas por el estudio hidráulico del mismo. Se realizará un marco de hormigón armado de 3,5 x 2,5 metros de sección interior. Por razones constructivas que se exponen en el anejo nº6 "Estudio de soluciones estructurales y constructivas" se decide realizar el colector tipo marco mediante módulos prefabricados de 1,5 m de longitud.

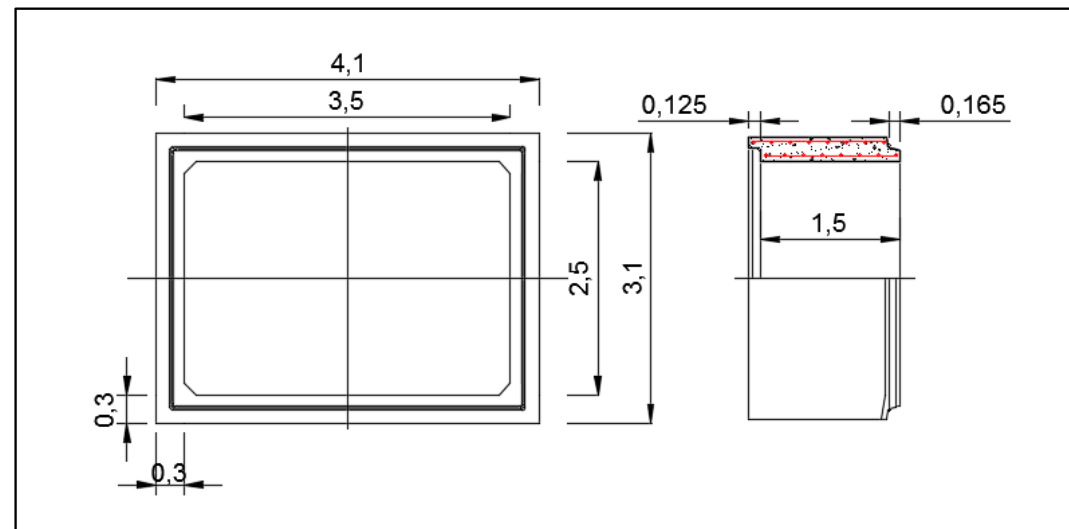


Figura 24. Vistas del marco prefabricado

De esta manera obtendremos un colector formado por 307 módulos de prefabricado. Dichos módulos se acoplan entre sí mediante una junta tipo machihembrada que deberemos tratar para garantizar su estanqueidad, dado que al ser un colector va a estar permanentemente en contacto con agua. Así que se realizará una junta elástica tipo 2, que se observa en la siguiente imagen.

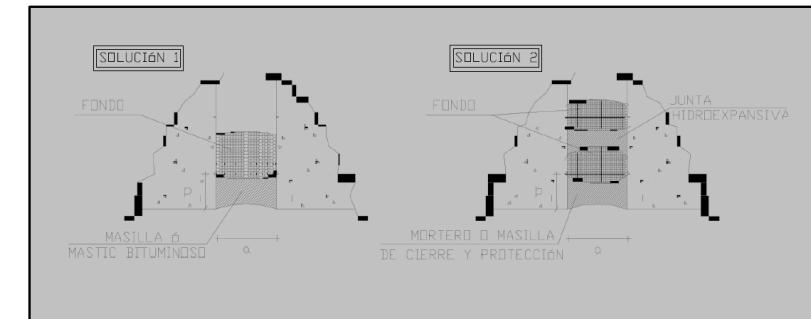


Figura 25. Tipos de juntas elásticas Guía Técnica

## 9.3. CARACTERÍSTICAS DE LA EXCAVACIÓN

El estudio hidráulico proporciona también el perfil longitudinal del colector. Esta información facilita las cotas de solera del marco de hormigón armado al comienzo de la calle Eduardo Boscà y la pendiente que posee.

Por tanto la profundidad a la cual discurre el marco en cada momento está definida. Dejando la geometría de la zanja a realizar, para construir el marco de hormigón armado, resuelta.

La profundidad de la zanja variará entre 5,5 y 7 m. El ancho de la misma será de 6 m dejando 1 m libre desde los hastiales del marco para que los obreros puedan trabajar adecuadamente y se coloque el marco cómodamente.

La contención de tierras se realizará mediante tablestacado recuperable. Hincado mediante vibrohincador, ya que este sistema ofrece una hinca rápida sin generar grandes esfuerzos para introducir las tablestacas y tiene un sistema de extracción muy eficiente, que permite una fácil recuperación de las tablestacas ya que reduce la fricción de la superficie y quita la resistencia en punta.

El perfil de la tablestaca sería metálico con una anchura de 700 mm y un espesor de 11,2 mm. Como la profundidad de la zanja varía entre 5.5 y 7 metros se utilizaría una tablestaca de 11 metros hincada en el terreno hasta la zona de arcillas y arenas. Por último señalar que la profundidad a la cual se realizará el hincado de la tablestaca es considerable, por tanto, se utilizará una unión entre perfiles de tipo machihembrado ya que ofrece una mayor resistencia frente a los esfuerzos y también una mejor estanqueidad, que es de interés ya que se superará el nivel freático en la hincas.



## 10. CÁMARA DE DISIPACIÓN: DISEÑO ESTRUCTURAL Y CONSTRUCTIVO

### 10.1. LOCALIZACIÓN

La cámara de disipación se ubicará en los jardines del Paseo de la Alameda, al sureste de la rotonda que une Eduardo Boscà y Paseo de la Alameda, punto en el que finaliza el colector. La obra ocupará únicamente la parcela ajardinada de esta zona, por lo que no será necesario realizar el corte o desvío de ninguna calle.

### 10.2. CARACTERÍSTICAS DE LA EXCAVACIÓN

La excavación del terreno para albergar la cámara de disipación se realizará al abrigo de tablestacas. Una vez acondicionado el terreno en el cual se realizará el vaciado, se procederá a la hinca de las tablestacas metálicas a modo de sistema de contención de tierras. El hincado se llevará a cabo en una única fase en la que se colocarán cuatro paredes de tablestacas con el fin de definir el perímetro de la excavación. Las tablestacas serán autoportantes a fin de conseguir un recinto libre de obstáculos para poder ejecutar de manera cómoda la cámara de disipación. Su profundidad alcanza los 20 m, siendo la excavación de 10 m.

La excavación de la zanja se realizará con medios mecánicos, concretamente mediante retroexcavadoras.

La solera de la cámara de disipación se encuentra a la cota  $z = 10$  m. A esta profundidad aparece el problema añadido del nivel freático, a la cota  $z = 7$  m, por lo que será necesario llevar a cabo tareas para su agotamiento con el objetivo de trabajar en seco.

Puesto que se van a emplear tablestacas para la ejecución del vaciado, éstas sirven como barrera física contra la entrada lateral de agua al fondo de la excavación.

Puesto que el fondo de la excavación está compuesto por un estrato de arcillas, cuya permeabilidad es muy baja, se agota el agua freática con bombas autoaspirantes eléctricas. La baja permeabilidad de las arcillas evita el paso del agua al fondo de la excavación.

## 11. CÁLCULO ESTRUCTURAL

Para la realización del cálculo estructural se han de tener en cuenta y llevar a cabo las siguientes directrices que se aplicarán en el anejo nº 8 "Cálculo estructural":

- Plantear las bases de diseño necesarias para poder comenzar con el cálculo de la estructura.
- Aplicar las instrucciones y normativas de obligado cumplimiento.

- Realizar una descripción detallada de los materiales que posteriormente se emplearán para su construcción, definiendo perfectamente sus dimensiones y propiedades resistentes.
- Especificar las acciones a las que se va a ver sometida la estructura a lo largo de su vida útil ya sea mediante los valores característicos o con los valores ponderados para ELU o ELS con la finalidad de realizar un cálculo seguro de la estructura.
- Justificar las soluciones estructurales adoptadas para resolver los distintos elementos de la estructura a partir de los cálculos obtenidos.

### 11.1. DEFINICIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

La primera estructura a calcular es un marco de hormigón armado prefabricado de dimensiones interiores  $3,5 \times 2,5$  m, con un espesor de losa superior, hastiales y solera de 0,3 m.

La segunda estructura a calcular es una cámara de disipación de dimensiones interiores  $7,5 \times 9 \times 17,5$  m, con un espesor de solera y muros de 0,6 m realizados in situ y una placa alveolar prefabricada como losa superior de 0,4 m de espesor más 5 cm de capa de compresión. Dicha cámara está situada a 9,5 m de profundidad, dejando por tanto un metro de altura de tierras por encima de la losa superior.

### 11.2. NORMATIVA APLICADA

Para la elaboración del cálculo se emplean las normas y recomendaciones enumeradas a continuación:

- CEN (2006). Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. UNE-EN 1993-2:2013.
- MINISTERIO DE FOMENTO (2008). Instrucción de hormigón estructural (EHE-08).
- MINISTERIO DE FOMENTO (2011). Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11).
- J.CALAVERA (1993). Manual de detalles constructivos en obras de Hormigón Armado.

### 11.3. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Se emplearán distintos tipos de hormigón dependiendo de la estructura y del elemento que se vaya a realizar:

- Hormigón de limpieza HL-150/B/30.
- Hormigón para la canaleta de aguas negras HM-30/B/20/I+Q<sub>b</sub>
- Hormigón para el dissipador de energía HM-20/B/20/I
- Hormigón para el marco HA-30/P/20/IIa+Q<sub>b</sub>
- Hormigón para la cámara de disipación HA-30/B/20/IIa



Se empleará en todos los elementos de armado del hormigón el acero tipo B-500 S. Sus principales características son:

- B-500 S
  - Resistencia característica de la armadura: 500 MPa
  - Coeficiente de seguridad en rotura: 1,15
  - Resistencia de cálculo de la armadura: 434,78 MPa

Módulo de elasticidad  $E_s$ : 210000 MPa

#### 11.4. ACCIONES A CONSIDERAR

##### 11.4.1. Acciones permanentes (G)

Son aquellas que actúan en todo momento y son constantes en magnitud y posición. Las más importantes son:

- Peso propio: Es la acción debida a los elementos estructurales. El valor de dicha acción se obtiene a partir de las dimensiones específicas en los planos. Se considera un peso específico del hormigón de 25 kN/m<sup>3</sup>.
- Cargas muertas: Es la acción debida a los elementos no estructurales, tales como las cargas de tierra que se encuentran sobre el marco.

##### 11.4.2. Cargas permanentes de valor no constante (G\*)

Son aquellas que actúan en todo momento pero cuya magnitud no es constante.

- Empuje activo: Es el mínimo valor de empuje al que están sometidos los hastiales.
- Empuje al reposo del terreno: Es el máximo valor del empuje al que están sometidos los hastiales. Es el incremento que sufre el empuje activo hasta alcanzar el empuje al reposo.
- Empuje del agua: Es el empuje generado por el agua que se encuentra en el terreno. Su altura viene dada por el nivel freático.

##### 11.4.3. Acciones variables (Q)

Son aquellas que pueden actuar o no sobre la estructura:

- Tren de cargas: Para realizar la simulación del tráfico se realizan las siguientes acciones sobre la estructura:
  - Sobrecarga repartida: Se trata de una sobrecarga uniforme de 9 kN/m<sup>2</sup> extendida en toda la plataforma de la losa superior del marco o en parte de ella, según se más desfavorable para el estudio.

- Carro de cargas: Se trata de la sobrecarga de un vehículo cuyo eje longitudinal se considera paralelo al de la calzada y está constituido por 4 cargas de 150 kN cada una.

##### 11.4.4. Cargas accidentales (A)

Son aquellas que su probabilidad de que se ocasionen es pequeña, pero si sucediesen serían de gran importancia.

- Sismo: Según la Norma de Construcción Sismorresistente, NCSP-07, no será necesaria la consideración de las acciones sísmicas cuando la aceleración sísmica horizontal básica del emplazamiento  $a_b$  cumpla que  $a_b < 0.04g$ , donde  $g$  es la aceleración de la gravedad. Tampoco será necesaria la consideración de las acciones sísmicas en las situaciones en que la aceleración sísmica horizontal de cálculo  $a_b$  cumpla que  $a_b < 0.04g$ .

En este estudio al estar las dos estructuras enterradas no será necesario tener en cuenta el cálculo sísmico.

#### 11.5. NIVELES DE CONTROL DE CALIDAD Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Para los elementos de la estructura se exigirá unos niveles de control de ejecución intenso, que obliga al constructor a poseer un sistema de calidad propio, auditado de forma externa, y que la elaboración de la ferralla y los elementos prefabricados, se realice en instalaciones industriales fijas. Por último puede poseer un sistema de certificación voluntario.

Para el control de cada uno de los materiales de la estructura se establecerá un control a nivel estadístico para el hormigón que es de aplicación general en obras de hormigón en masa, hormigón armado y hormigón pretensado. Para el acero se realizará un control a nivel normal que se aplica a todas las armaduras, tanto activas como pasivas.

Se siguen las prescripciones del Eurocódigo 2, teniendo en cuenta los niveles de control señalados en el apartado anterior. A continuación, se señalan los coeficientes de seguridad que se utilizarán en el cálculo del marco:

- Estados Límite Últimos (ELU): Los coeficientes parciales de seguridad de los materiales para Estados Límite Últimos en situación persistente o transitoria son los siguientes:
  - Hormigón:  $\gamma_c = 1,5$
  - Acero  $\gamma_s = 1,15$
- Estados Límite de Servicio (ELS): Los coeficientes parciales de seguridad de los materiales para Estados Límite de Servicio en situación persistente o transitoria son:
  - Hormigón:  $\gamma_c = 1,00$



- Acero:  $\gamma_s = 1,00$

Los coeficientes parciales de seguridad para las acciones están detallados en el anejo nº 8 “Cálculo estructural”.

### 11.6. COMBINACIONES DE CÁLCULO

Para cada una de las situaciones estudiadas se establecerán las posibles combinaciones de acciones. Cada combinación estará formada por las acciones permanentes, una acción variable determinada y una o varias acciones variables concomitantes. Cualquiera de las acciones variables puede ser determinante.

Para las distintas situaciones de proyecto en Estados Límite Últimos, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Situación permanente o transitoria:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*j} G^*_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Situación accidental:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*j} G^*_{kj} + \gamma_A A_k + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Situación sísmica:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*j} G^*_{kj} + \gamma_A A_{E,k} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Figura 26. Combinación de acciones ELU.

Para los Estados Límite de Servicio se consideran únicamente las situaciones de proyecto persistentes y transitorias. En estos casos, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo a los siguientes criterios:

- Combinación poco probable:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*j} G^*_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinación frecuente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*j} G^*_{kj} + \gamma_A A_k + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Combinación cuasipermanente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*j} G^*_{kj} + \gamma_A A_{E,k} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Figura 27. Combinación de acciones ELS.

### 11.7. PROGRAMAS DE CÁLCULO

Para el cálculo del marco se ha recurrido a su modelización en el programa informático de cálculo SAP2000 (Versión 15.1.0/1). *Computers and Structures, Inc.*, 2011.

SAP2000 es un programa de elementos finitos, con interfaz gráfica 3D, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, la modelización, análisis y dimensionamiento del más amplio conjunto de problemas de ingeniería de estructuras.

Para el cálculo de la cámara de disipación se ha realizado un modelo tanto en el programa SAP2000 mencionado anteriormente, como en el programa CYPECAD versión 2012.

CYPECAD es un programa de diseño, cálculo y dimensionado de estructuras de hormigón armado y metálicas compuestas por: pilares, pantallas y muros; vigas de hormigón, metálicas y mixtas; forjados de viguetas (genéricas, armadas, pretensadas, in situ, metálicas de alma llena y de celosía), placas aligeradas, losas mixtas, forjados reticulares y losas macizas; cimentaciones por losas o vigas de cimentación, zapatas y encepados; con 6 grados de libertad por nudo, incluyendo el dimensionamiento y optimización de secciones.

### 11.8. MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA TIPO MARCO

A través del SAP2000 la estructura queda modelizada mediante una sección transversal de un metro de espesor. Las dimensiones de esta sección son las de la sección interior del marco, que viene dada por el estudio hidráulico, más la mitad de los espesores. Por tanto, el alto total será igual al alto interior más la mitad del espesor de la solera y de la losa superior. Por otra parte, el ancho total será igual al ancho interior más la mitad del espesor de los hastiales.

Una vez establecidas las características geométricas de la sección transversal que modeliza la estructura, las dimensiones transversales para realizar los cálculos son de 3,8 m de ancho (3,5 m de ancho interior y 0,3 m de dos veces medio espesor de los hastiales) y 2,8 m de alto (2,5 m de alto interior más 0,15 m de espesor de media solera y 0,15 m de espesor de medio dintel).

El modelo introducido en SAP2000 consta en un principio de 4 barras que forman la solera, la losa y los dos hastiales. Estas barras han sido divididas en 10 para obtener de manera más exacta los esfuerzos y poder colocar los apoyos para la correcta realización del modelo. Esta explicación es necesaria para comprender la numeración que se establecerá en los nudos para que coincida con la numeración que le ha otorgado SAP2000. A continuación se adjunta un croquis con la numeración establecida.

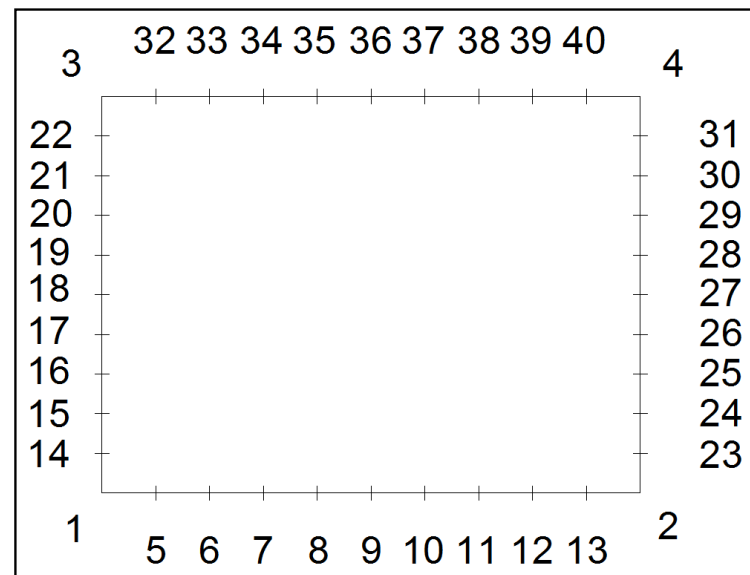


Figura 28. Modelo del marco SAP2000.

La solera queda representada en este modelo mediante 10 barras horizontales (de la barra 1 a la 10) y 11 nudos (del nudo 1 al 2).

La losa superior queda representada al igual que la solera mediante 10 barras horizontales (de la barra 32 a la 41) y 11 nudos (del nudo 3 al 4).

Los hastiales se representan mediante 10 barras verticales cada uno. El hastial izquierdo de la barra 12 a la 21 y entre los nudos 1 y 3. El hastial derecho de la barra 22 a la 31 y del nudo 2 al 4.

El apoyo de la losa inferior sobre el terreno natural se modeliza mediante una serie de muelles verticales unidos a los distintos nudos entre barras que forman en su conjunto la losa inferior.

### 11.9. VERIFICACIÓN DE LOS ELU Y ELS DEL MARCO.

La determinación de la armadura necesaria a disponer en cada una de las partes del marco para que éste resista los esfuerzos de flexocompresión a los que se va a ver sometido a lo largo de su vida útil se realizará en función de las envolventes de esfuerzos obtenidas mediante la consideración de Estado Límite Último de flexión y de axil.

Se tomarán, de las envolventes obtenidas, los valores máximos y mínimos de los momentos flectores y se realizarán todas las combinaciones posibles entre ellos, obteniendo así los casos más desfavorables. Estos valores se han tomado en unos nudos determinados de la sección utilizada para la realización del modelo estructural y están detallados en el anejo nº8 "Cálculo estructural". Así pues, los nudos que se toman son sólo de medio marco ya que las envolventes serán simétricas:

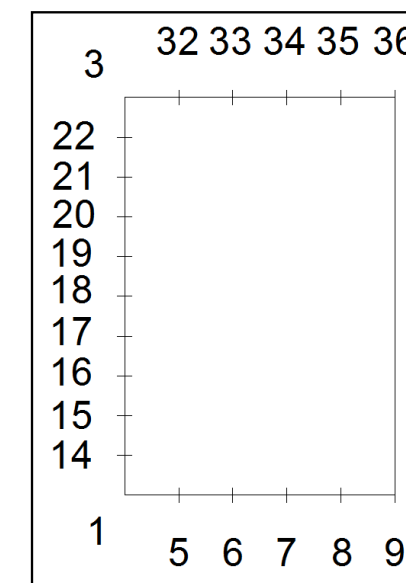


Figura 29. Secciones de cálculo en el marco.

La determinación de la armadura necesaria a colocar en cada una de las partes del marco para que éste resista los esfuerzos de cortante a los que se va a ver sometido a lo largo de su vida útil, se realizará en



función de las envolventes de esfuerzos obtenidas mediante la consideración de Estado Límite Último de cortante.

Para comprobar si es necesaria armadura de cortante, se compara el cortante en un punto, con el valor de cálculo para la resistencia a cortante, que puede encontrarse en el apartado 6.2.2. del Eurocódigo 2 y es el siguiente:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$$

Con un mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min.} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

Por otra parte, si se necesita armadura de cortante, también hay que realizar la comprobación de agotamiento por compresión en el alma que se encuentra en el apartado 6.2.3 del Eurocódigo 2, y es la siguiente:

$$V_{Rd,m\acute{a}x.} = a_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

Por último se procede a realizar la comprobación de la fisuración.

Para la combinación de esfuerzos del Estado Límite de Servicio Cuasipermanente no se debe superar una abertura máxima de fisura  $w_{m\acute{a}x.}$ , que vienen estipuladas por la norma y varían en función de la clase de exposición y el tipo de hormigón necesario.

En este estudio, el ambiente de exposición es el XA2 para los elementos que están en contacto con las aguas residuales. Para el resto de casos el ambiente de exposición será XC2. El tipo de hormigón de estas estructuras es armado. Para la clase de exposición XA2 y este tipo de hormigón la abertura deberá ser:  $w_k \leq w_{m\acute{a}x} = 0,1$  mm y para la clase XC2 la abertura deberá ser  $w_k \leq w_{m\acute{a}x} = 0,3$  mm; siendo  $w_k$  la abertura característica de fisura.

Cabe destacar que no se considerará la abertura de fisura en los hastiales.

Con los condicionantes que se han descrito las secciones más desfavorables que se deben comprobar son las secciones de centro de vano tanto de la losa superior como de la losa inferior.

#### 11.10. ARMADO DE LA LOSA SUPERIOR DEL MARCO

El armado a disponer en la losa superior debido al ELU de flecompresión será el siguiente:

Armadura transversal de reparto en la cara inferior de la losa de  $\emptyset 20/15$ , en la cara superior de  $\emptyset 20/30$  y en las esquinas con una longitud de 0,5m un refuerzo de  $\emptyset 12/30$ . Mientras que la armadura longitudinal será tanto en la cara superior como en la inferior de  $\emptyset 12/30$ .

Con las comprobaciones realizadas para el ELU de cortante se dispondrá una armadura de cortante consistente en cercos de  $\emptyset 10/15$  en las esquinas con una longitud de 0,6 m.

Como conclusión de las comprobaciones para el ELS cuasipermanente, es necesaria una ampliación de la sección de armadura por criterio de fisuración, ya que no se cumplen todas las comprobaciones. Por tanto se aumentará el armado hasta que la abertura de fisura sea menor de 0,1 mm.

Para conseguirlo se debe poner en la losa superior una armadura de reparto en la cara inferior de  $\emptyset 25/10$ . Manteniendo el resto de armados y refuerzos como establece el criterio de rotura expuesto anteriormente.

#### 11.11. ARMADO DE LA SOLERA DEL MARCO

El armado a disponer en la losa inferior debido al ELU de flexocompresión será el siguiente:

Armadura de reparto transversal en la cara superior de la losa de  $\emptyset 20/20$ , en la cara inferior de  $\emptyset 20/30$  y en las esquinas con una longitud de 0,5m un refuerzo de  $\emptyset 12/30$ . La armadura longitudinal será tanto en la cara superior como en la inferior de  $\emptyset 12/30$ .

Con las comprobaciones realizadas para el ELU de cortante se dispondrá una armadura de cortante consistente en cercos de  $\emptyset 10/20$  en las esquinas con una longitud de 0,6 m.

Como conclusión de las comprobaciones para el ELS cuasipermanente, es necesaria una ampliación de la sección de armadura por criterio de fisuración, ya que no se cumplen todas las comprobaciones. Por tanto se aumentará el armado hasta que la abertura de fisura sea menor de 0,1 mm.

Para conseguirlo se debe poner en la losa inferior una armadura de reparto en la cara superior de  $\emptyset 25/12$ . Manteniendo el resto de armados y refuerzos como establece el criterio de rotura expuesto anteriormente.

### 11.12. ARMADO DE LOS HASTIALES DEL MARCO

La combinación más desfavorable debido al ELU de flexocompresión nos estipula que se coloque en el trasdós una armadura vertical de 10 cm<sup>2</sup>, pero solamente en las esquinas, por lo que se colocará una armadura de reparto vertical de Ø12/20 con un refuerzo en las esquinas de Ø12/20 y en el intradós Ø12/20 para cumplir mínimos. La armadura horizontal será tanto en el trasdós como en el intradós de Ø12/30.

Con las comprobaciones realizadas para el ELU de cortante no será necesario disponer de armadura de cortante en los hastiales.

### 11.13. MODELIZACIÓN DE LA CÁMARA DE DISIPACIÓN

Para la realización del cálculo de la cámara de disipación, se han empleado dos modelos:

El primero se ha modelizado en SAP2000 mediante un modelo de placas en 3 dimensiones. Dicho modelo consiste en crear la losa de cimentación y los muros de la cámara mediante placas desde el eje medio del elemento estructural. La losa alveolar prefabricada se ha calculado aparte mediante las características de catálogo y en el SAP2000 se modeliza restringiendo la movilidad horizontal de los nudos de la parte superior de los muros y aplicando en ellos los esfuerzos correspondientes. Para realizar un cálculo más correcto y preciso estos elementos se dividen en placas más pequeñas. Los muros de dimensiones 18,5 x 10 m se dividen en 16 placas verticales por 36 placas horizontales. Los muros cortos de 10 x 8 m se dividen en 16 placas verticales por 19 horizontales. Finalmente la losa de cimentación o solera de 8 x 18,5 m se divide en 19 x 36 placas.

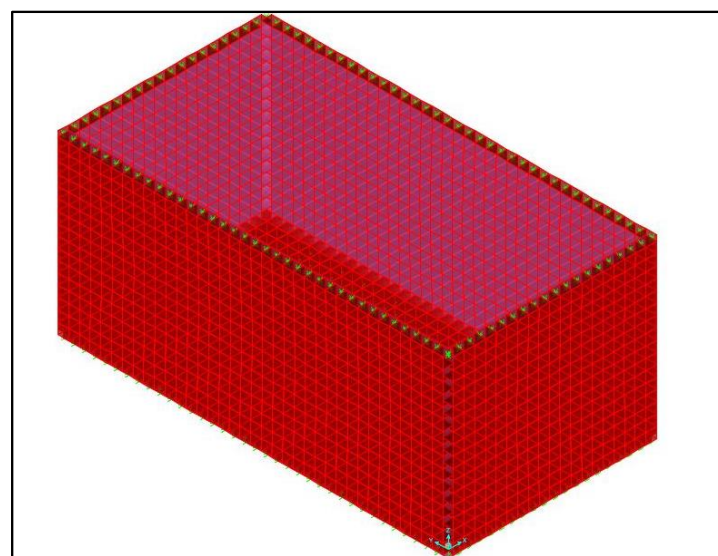


Figura 30. Modelo de cámara de disipación SAP2000.

El segundo modelo se ha realizado en el programa CYPE, concretamente en el CYPECAD. Este programa permite distinguir entre los elementos de la estructura por lo que en primer lugar se introducen las dimensiones de la cámara en una planilla de dibujo y posteriormente sobre esa planilla se concreta dónde van a ir colocados los muros y cuáles van a ser los elementos de los paños superior e inferior. En este caso el paño inferior será una losa de cimentación y el superior un forjado formado por placas alveolares pretensadas de 1,2 m de anchura paralela al muro corto de la cámara.

### 11.14. VERIFICACIÓN DE LOS ELU Y ELS DE LA CÁMARA

Una vez calculadas todas las cargas, se aplican a la estructura de elementos finitos modelizada. Estas cargas se combinan según lo indicado anteriormente, y a partir de éstas, se obtienen las envolventes correspondientes a cada una de ellas. De estas envolventes se obtienen los valores máximos y mínimos de los axiles, cortantes y flectores. Estos valores serán los que se utilizarán para el dimensionamiento de la armadura.

Por último se realizan las comprobaciones de fisuración. Las fisuras no suponen ningún problema para el uso de la estructura, siempre que se limite la abertura máxima de la fisura y no comprometa en ningún momento la seguridad estructural.

Para la combinación de esfuerzos del Estado Límite de Servicio Cuasipermanente no se debe superar una abertura máxima de fisura  $w_{m\acute{a}x}$ , que vienen estipuladas por la norma y varían en función de la clase de exposición y el tipo de hormigón necesario.

En este caso, la clase de exposición es XC2, y la abertura deberá ser  $w_k \leq w_{m\acute{a}x} = 0,3$  mm; siendo  $w_k$  la abertura característica de fisura.

### 11.15. ARMADO DE LOS MUROS DE LA CÁMARA

El armado a disponer en los muros debido al ELU de flexocompresión será el siguiente:

#### 11.15.1 Muro corto

El armado vertical del muro estará compuesto por un armado base tanto en el trasdós como en el intradós de Ø16/20 cm, y un refuerzo de 1 m en la base del trasdós de Ø12/20 cm.

El armado horizontal del muro estará compuesto por un armado base de Ø16/20 cm tanto en el trasdós como en el intradós, y un refuerzo de 1 m en la base del trasdós de Ø12/20 cm.

Aplicando las comprobaciones para el ELS cuasipermanente, es necesaria una ampliación de la cuantía de armadura por criterio de fisuración. Por tanto se aumentará el armado hasta que la abertura de fisura sea menor de 0,3 mm.



Para cumplir con estos requisitos es necesario aumentar la cuantía de los refuerzos a  $\varnothing 12/18$  cm.

#### 11.15.2. Muro largo

El armado vertical del muro estará compuesto por un armado base de  $\varnothing 16/20$  cm, y un refuerzo de 1 m en la base de  $\varnothing 12/20$  cm, ambos en el trasdós e intradós.

El armado horizontal del muro estará compuesto por un armado base de  $\varnothing 16/20$  cm, y un refuerzo de 1 m en la base de  $\varnothing 12/20$  cm, ambos en el trasdós e intradós.

Aplicando las comprobaciones para el ELS cuasipermanente, es necesaria una ampliación de la cuantía de armadura por criterio de fisuración. Por tanto se aumentará el armado hasta que la abertura de fisura sea menor de 0,3 mm.

Para cumplir con estos requisitos es necesario aumentar la cuantía de los refuerzos a  $\varnothing 20/20$  cm.

#### 11.16. ARMADO DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN DE LA CÁMARA

El armado a disponer en la losa de cimentación es el siguiente:

- El armado longitudinal está compuesto por un armado base de  $\varnothing 16/20$  cm, tanto en la cara superior como en la inferior, y un refuerzo a lo largo de todo el muro corto (10 m) de  $\varnothing 16/20$  cm de 2 m de longitud.
- El armado transversal está compuesto por un armado base de  $\varnothing 16/20$  cm, tanto en la cara superior como en la inferior, y un refuerzo a lo largo del muro largo menos en las esquinas (14,5 m) de  $\varnothing 25/20$  de 3 m de longitud.

## 12. PROGRAMA DE TRABAJOS

Se establecerá un programa de trabajos adecuado a la obra. Se estudiarán las particularidades del diseño y se planteará un sistema constructivo que se adapte a todas las necesidades.

Se estudiará el procedimiento de construcción de la última parte del colector antes de llegar a la cámara de disipación de energía, es decir, el marco de hormigón prefabricado que discurre por la calle Eduardo Boscà, y de la propia cámara de disipación.

Del mismo modo, se describirán los distintos trabajos que constituyen la ejecución de la cámara de disipación de energía, así como la definición del modo en que estas tareas deben sucederse con el fin de optimizar los recursos, y garantizar, dado que la obra se desarrolla en un entorno urbano, que las afecciones a los ciudadanos sean las menores posibles.

Se describirán las distintas actuaciones a realizar particularizándolas para los datos obtenidos en el anejo nº 6 “*Estudio de soluciones estructurales y constructivas*” y el anejo nº 9 “*Programa de trabajos*” finalizará concretando un programa de trabajos y un plan de seguimiento del mismo.

#### 12.1. COLECTOR TIPO MARCO

El anejo nº 6 “*Estudio de soluciones estructurales y constructivas*” concluye matizando que se realiza un marco de hormigón armado prefabricado por el margen este de la calle Eduardo Boscà, que se coloca en una zanja a una profundidad que varía entre 6 y 7,5 m y que la excavación de dicha zanja se realizará a cielo abierto gracias al tablestacado metálico que se usará como medida de contención de tierras.

La longitud de dicho marco es de 460 m, comprendidos entre La Avenida del Puerto y los jardines del Paseo de la Alameda. En el trazado escogido intersecan dos calles con Eduardo Boscà, la calle Islas Canarias y la calle Asturias, por último ya en la rotonda, con la Avenida Baleares también.

Como se ha explicado en el anejo nº 6 “*Estudio de soluciones estructurales y constructivas*”, durante la realización de las obras se cortará el acceso al tráfico en el sentido norte de Eduardo Boscà en el tramo en el que se estén realizando trabajos. Esto implica que también quedará cortado el acceso a las calles Islas Canarias y Asturias y a la Avenida Baleares en el momento que se esté trabajando en su zona. Por este motivo se realizará la obra por tramos comprendidos entre las calles mencionadas anteriormente, para permitir tener en el resto de la zona de actuación acceso al tráfico durante el mayor tiempo posible y una vez realizada la obra en un tramo reabrirlo al tráfico rápidamente. A su vez, estos tramos estarán divididos en zonas de 20 m de longitud, en los que se realizarán los trabajos destinados a la ejecución de la zanja durante la primera semana en la zona 1. Durante la segunda semana, en la que se realizará la colocación del marco y los posteriores rellenos y pavimentación de la zona 1 para que quede en servicio rápidamente, se realizará simultáneamente la zanja de la zona 2 y así continuaremos sucesivamente durante los 460 m. Esta será la manera de proceder para tener cortado el tráfico el mínimo tiempo posible.

Estos son los tramos en los que se divide la obra:

- Tramo 1: Avenida del Puerto-Calle Islas Canarias
  - o 3 zonas de actuación
- Tramo 2: Calle Islas Canarias-Calle Asturias
  - o 4 zonas de actuación
- Tramo 3: Calle Asturias-Avenida Baleares
  - o 9 zonas de actuación
- Tramo 4: Avenida Baleares-Paseo de la Alameda





o 5 zonas de actuación.

Para la realización del marco estos son los principales trabajos que se describirán con más detalle en el anejo nº 9 “Programa de trabajos”:

- Actividades preliminares
- Hinca del tablestacado metálico
- Excavación de la zanja
- Colocación del marco
- Realización de la canaleta de aguas negras
- Ejecución de rellenos y compactación
- Pavimentación de la calle

Con estos tramos de actuación y estos trabajos se finaliza en el anejo nº 9 “Programa de trabajos”, con un programa de trabajo en forma de diagrama de barras, que expone la duración de cada uno de los trabajos que componen la actuación con más detalle. También nos proporciona la duración final de la obra que serán 22 semanas.

### 12.2. CÁMARA DE DISIPACIÓN

La cámara de disipación de energía se ejecutará “in situ” y se ubicará en los jardines del Paseo de la Alameda, al sureste de la rotonda que une Eduardo Boscà y el Paseo de la Alameda, punto en el que finaliza el colector. Para su ejecución se realizará una excavación de 10 m de profundidad al abrigo de tablestacas. La cámara tiene una geometría cúbica cuyas dimensiones son de 10 m de ancho y 18,5 m de largo por 9,5 m de altura.

Durante la realización de las obra no será necesario cortar ninguna calle, puesto que la unión de la cámara de disipación con el colector del antiguo cauce se lleva a cabo mediante la hinca de las tuberías bajo la vía pública. La hinca concluye en el momento en que se alcanza el río. A partir de ahí la colocación de las tuberías se realiza a cielo abierto.

Estos son los trabajos principales a realizar en la ejecución de la cámara de disipación y que se describen con mayor detalle en el anejo nº 9 “Programa de trabajos”:

- Actividades preliminares
- Hinca del tablestacado metálico
- Ejecución del vaciado
- Rebajamiento del nivel freático
- Ejecución de la cámara
- Relleno y compactación de la excavación

- Restitución de la calle

Con estos trabajos al igual que con el colector tipo marco se realiza un programa de trabajo en forma de diagrama que estipula que la obra tendrá una duración de 9 semanas.

### 13. VALORACIÓN ECONÓMICA

Se realiza una valoración económica de la obra que se está diseñando. Para ello se ha realizado la medición de las unidades de obra más representativas y se han asignado precios unitarios obteniendo así un coste aproximado de la obra, que se describen más detalladamente en el anejo nº 10 “Valoración económica”.

Como se explica en el anejo nº 9 “Programas de trabajo” se realizarán dos obras simultáneamente, la realización del colector tipo marco en Eduardo Boscà y la cámara de disipación al final del mismo con la posterior conexión al colector Norte-Cauce. Por tanto se realizará la valoración económica de la construcción del colector en Eduardo Boscà y de la construcción de la cámara de disipación como si de dos obras independientes se tratase (Obra 1 y Obra 2) cada una con sus propios capítulos y se sumarán al final los presupuestos.

La valoración económica del tramo de Colector Principal y el Interceptor Secundario no se ha tenido en cuenta, ya que se ha considerado que el elemento más representativo y de mayor peso económico es el marco que se inicia en Eduardo Boscà.

Con los resultados obtenidos en el anejo nº 10 “Valoración económica”, el presupuesto de ejecución material (PEM) asciende a la cantidad de *UN MILLÓN SETECECIENTOS DOCE MIL OCHOCIENTOS SESENTA Y CUATRO EUROS CON OCHENTA Y OCHO CÉNTIMOS*.....1.712.864,88 €

El presupuesto base de licitación asciende a la cantidad de de *DOS MILLONES CUATROCIENTOS SESENTA Y SEIS MIL TRESCIENTOS CINCUENTA Y CUATRO EUROS CON CATORCE CÉNTIMOS*..... 2.466.354,14 €



#### **14. CONCLUSIÓN FINAL**

En el presente documento se ha procedido al Diseño hidráulico, estructural y constructivo del colector Cardenal Benlloch – Eduardo Boscà (Valencia).

Con los datos presentados, se posee la suficiente información para describir y valorar la obra de manera aproximada, y con ello, poder comenzar los trámites administrativos necesarios para la redacción de un proyecto definitivo.

**Valencia, junio de 2015**

**Los autores del estudio:**

**Guillermo HUESO CLIMENT**

**Ignacio MOSCARDÓ CASTELLETS**

**Alberto PÉREZ GÓMEZ-FERRER**

**Carlos REYES MARTÍNEZ**