



Universidad
Zaragoza

Trabajo Fin de Grado

Estudio y Dimensionamiento de un Depósito de
Retención de Sólidos en el Barrio de Juslibol

Autor/es

Carlos Garijo Sarriá

Director/es

Beniamino Russo

Escuela Universitaria Politécnica La Almunia
2015



**ESCUELA UNIVERSITARIA POLITÉCNICA
DE LA ALMUNIA DE DOÑA GODINA (ZARAGOZA)**

MEMORIA

**ESTUDIO y DIMENSIONAMIENTO de un
DEPÓSITO de RETENCIÓN de SÓLIDOS en
el BARRIO de JUSLIBOL**

423.13.117

Autor: Carlos Garijo Sarría

Director: Beniamino Russo

Fecha: Junio de 2015

INDICE DE CONTENIDO

1. RESUMEN	1
2. ABSTRACT	2
3. INTRODUCCIÓN	3
3.1. PROBLEMÁTICA Y OBJETIVO	4
3.2. ORDEN DE REDACCIÓN	7
3.3. ÁMBITO DEL TFG	8
3.4. ORGANIZACIÓN DEL TFG	10
4. ANÁLISIS DE LA CUENCA	12
4.1. ANÁLISIS HIDROLÓGICO DE LA CUENCA	13
4.1.1. <i>Introducción</i>	13
4.1.2. <i>Series Históricas de Precipitación</i>	13
4.1.3. <i>Análisis de la calidad de las Series</i>	15
4.1.3.1. <i>Adecuación.</i>	15
4.1.3.2. <i>Estacionariedad.</i>	16
4.1.3.3. <i>Consistencia.</i>	17
4.1.3.4. <i>Homogeneidad.</i>	18
4.1.4. <i>Análisis Estadístico de las Series</i>	21
4.1.5. <i>Curvas I-D-F</i>	22
4.1.6. <i>Hietograma de Diseño</i>	25
4.2. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE LA CUENCA	28
4.2.1. <i>Introducción</i>	28
4.2.2. <i>Lugar de Estudio</i>	29
4.2.3. <i>Muestreo Superficial</i>	30
4.2.4. <i>Muestreo Subsuperficial</i>	33
4.2.5. <i>Conclusiones</i>	33
4.3. ANÁLISIS DEL USO Y LAS CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA	34
4.3.1. <i>Introducción</i>	34

INDICES

4.3.2.	<i>Datos Generales de la Cuenca</i>	34
4.3.3.	<i>Parámetros Geométricos</i>	36
4.3.4.	<i>Usos del Suelo</i>	37
4.3.4.1.	<i>Subcuenca 1</i>	42
4.3.4.2.	<i>Subcuenca 2</i>	43
4.3.4.3.	<i>Subcuenca 3</i>	45
4.3.4.4.	<i>Subcuenca 4</i>	46
5.	SIMULACIÓN DEL MODELO EN HEC-HMS	48
5.1.	CREACIÓN DE LA CUENCA	49
5.1.1.	<i>Modelo 0</i>	49
5.1.2.	<i>Modelo 1</i>	50
5.1.3.	<i>Modelo 1.1</i>	52
5.2.	CREACIÓN DEL MODELO METEOROLÓGICO	53
5.3.	SIMULACIÓN DEL MODELO	54
5.4.	PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	55
5.4.1.	<i>Modelo 0</i>	55
5.4.2.	<i>Modelo 1</i>	56
5.4.3.	<i>Modelo 1.1</i>	57
5.5.	RESULTADOS	58
6.	VALORACIÓN DE LAS SOLUCIONES	59
6.1.	DEPÓSITO EN SUPERFICIE	61
6.2.	DEPÓSITO SUBTERRÁNEO	62
6.3.	CÁLCULOS NECESARIOS	63
7.	ANÁLISIS DEL CAUDAL DE SÓLIDOS	64
7.1.	TRANSPORTE DE SEDIMENTOS	65
7.2.	APLICACIÓN A NUESTRA CUENCA	67
8.	DIMENSIONAMIENTO DE LAS SOLUCIONES	72
8.1.	SOLUCIÓN SUPERFICIAL	73
8.1.1.	<i>Disposición de la Solución</i>	73
8.1.2.	<i>Colector Lateral del Camino</i>	73
8.1.3.	<i>Depósito de Retención Superficial</i>	75
8.1.4.	<i>Entrada al Colector Subterráneo</i>	82

INDICES

8.2.	SOLUCIÓN SUBTERRÁNEA	84
8.2.1.	<i>Disposición de la Solución</i>	84
8.2.2.	<i>Rejas de Entrada</i>	84
8.2.3.	<i>Depósito de Retención Subterráneo</i>	90
9.	ANÁLISIS ECONÓMICO DE LAS SOLUCIONES	93
10.	TRABAJOS DE MANTENIMIENTO POSTERIORES	94
10.1.	LIMPIEZA DE REJAS	95
10.2.	OTROS TRABAJOS DE CONSERVACIÓN	96
11.	CONCLUSIONES	100
12.	BIBLIOGRAFÍA	101

INDICE DE IMÁGENES

ILUSTRACIÓN 3.1 - ACEQUIA DEL RABAL. _____	4
ILUSTRACIÓN 3.2 – CUBRIMIENTO ACEQUIA. _____	5
ILUSTRACIÓN 4.1 – ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS EN EL ÁREA METROPOLITANA DE ZARAGOZA. _____	14
ILUSTRACIÓN 4.2 – COMPARACIÓN DISTRIBUCIONES DE FRECUENCIA ACUMULADAS. _____	20
ILUSTRACIÓN 4.3 – MAPA DE ISOLÍNEAS PARA LA ESTIMACIÓN DEL FACTOR REGIONAL $I1/I24$. _____	24
ILUSTRACIÓN 4.4 – CURVAS IDF PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO. _____	24
ILUSTRACIÓN 4.5 – HIETOGRAMA DE DISEÑO. _____	27
ILUSTRACIÓN 4.6 – PUNTO DE TOMA DE LA MUESTRA. _____	29
ILUSTRACIONES 4.7 – FOTOGRAFÍAS DE LA TOMA DE MUESTRAS. _____	31
ILUSTRACIÓN 4.8 – DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA MUESTRA SUPERFICIAL. _____	32
ILUSTRACIÓN 4.9 – CONTORNO DE LA CUENCA Y DE LAS SUBCUENCAS. _____	35
ILUSTRACIÓN 4.10 – DIVISIÓN DE SUBCUENCAS. _____	36
ILUSTRACIÓN 4.11 – VALORES DEL CURVE NUMBER (SCS, 1972). _____	38
ILUSTRACIÓN 4.12 - VALORES DEL CURVE NUMBER (SCS, 1972). (CONT.) _____	39
ILUSTRACIÓN 4.13 - VALORES DEL CURVE NUMBER (SCS, 1972). (CONT.) _____	40
ILUSTRACIÓN 4.14 – USOS SUELO CUENCA JUSLIBOL. _____	41
ILUSTRACIONES 4.15 – MONTE BAJO. _____	42
ILUSTRACIONES 4.16 – ERIAL. _____	44
ILUSTRACIONES 4.17 – PASTIZAL. _____	45
ILUSTRACIONES 4.18 – SUELO URBANIZADO. _____	47
ILUSTRACIÓN 5.1 – ESQUEMA HEC-HMS MODELO 0. _____	49
ILUSTRACIÓN 5.2 – ESQUEMA HEC-HMS PARA EL MODELO 1. _____	51
ILUSTRACIÓN 5.3 – ESQUEMA HEC-HMS DEL MODELO 1.1. _____	52
ILUSTRACIÓN 5.4 – HIDROGRAMA DEL HEC-HMS PARA EL MODELO 0. _____	55
ILUSTRACIÓN 5.5 – HIDROGRAMA DEL HEC-HMS PARA EL MODELO 1. _____	56
ILUSTRACIÓN 5.6 – HIDROGRAMA DEL HEC-HMS PARA EL MODELO 1.1. _____	57
ILUSTRACIÓN 6.1 – PROBLEMAS GEOMÉTRICOS DEL LUGAR. _____	59
ILUSTRACIÓN 7.1 – HIDROGRAMA DEL HEC-HMS PARA EL PUNTO ACEQUIA. _____	69

INDICES

ILUSTRACIÓN 7.2 – <i>HIDROGRAMA QL/Qs.</i>	71
ILUSTRACIÓN 8.1 – <i>COLECTOR TRAPEZOIDAL CAMINO.</i>	74
ILUSTRACIÓN 8.2 – <i>GRÁFICA Vs vs D.</i>	77
ILUSTRACIÓN 8.3 – <i>GRÁFICA VA vs D.</i>	77
ILUSTRACIÓN 8.4 – <i>Ec. REGRESIÓN Vs.</i>	78
ILUSTRACIÓN 8.5 – <i>Ec. REGRESIÓN VA.</i>	78
ILUSTRACIÓN 8.6 – REJAS ENTRADA COLECTOR SUBTERRÁNEO.	82
ILUSTRACIÓN 8.7 – REJAS ENTRADA SOLUCIÓN SUBTERRÁNEA.	87
ILUSTRACIÓN 8.8 – CAJÓN CON CANASTILLO REMOVIBLE.	91

INDICE DE TABLAS

TABLA 4.1 – DATOS ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA. _____	14
TABLA 4.2 – Nº AÑOS DEL REGISTRO NECESARIOS PARA ESTIMAR AVENIDAS CON UN NIVEL DE CONFIANZA DEL 95%. _____	15
TABLA 4.3 – MEDIA Y VARIANZA DE LOS PERIODOS TEMPORALES DE PRECIPITACIONES. _____	16
TABLA 4.4 – MEDIA Y VARIANZA DE LOS PERIODOS TEMPORALES DE PRECIPITACIONES. _____	17
TABLA 4.5 – VALOR CRÍTICO ESTADÍSTICO PARA EL TEST DE KOLMOGOROV-SMIRNOV _____	18
TABLA 4.6 – VALORES CRÍTICOS DE NUESTRA MUESTRA PARA EL TEST KOLMOGOROV-SMIRNOV. _____	19
TABLA 4.7 – PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO. _____	22
TABLA 4.8 – PRECIPITACIÓN E INTENSIDAD MÁXIMA DIARIA PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO. _____	22
TABLA 4.9 – TABLA PARA EL MÉTODO DE BLOQUES ALTERNADOS. _____	26
TABLA 4.10 – CARACTERÍSTICAS SUBCUENCAS. _____	37
TABLA 4.11 – CN USOS SUELO SUBCUENCA 1. _____	43
TABLA 4.12 – CN CONDICIÓN HUMEDAD PRECEDENTE. _____	43
TABLA 4.13 – CN USOS SUELO SUBCUENCA 2. _____	44
TABLA 4.14 – CN CONDICIÓN HUMEDAD PRECEDENTE. _____	45
TABLA 4.15 – CN USOS SUELO SUBCUENCA 3. _____	46
TABLA 4.16 – CN CONDICIÓN HUMEDAD PRECEDENTE. _____	46
TABLA 4.17 – CN USOS SUELO SUBCUENCA 4. _____	47
TABLA 4.18 – CN CONDICIÓN HUMEDAD PRECEDENTE. _____	47
TABLA 5.1 – VALORES DEL TIEMPO AL PICO PARA EL HU SCS. _____	51
TABLA 5.2 – RESULTADOS GENERALES PARA LA SIMULACIÓN DEL MODELO 0. _____	55
TABLA 5.3 – RESULTADOS GENERALES PARA LA SIMULACIÓN DEL MODELO 1. _____	56
TABLA 5.4 – RESULTADOS GENERALES PARA LA SIMULACIÓN DEL MODELO 1.1. _____	57
TABLA 7.1 – CAUDAL TRANSPORTE SÓLIDOS. _____	70
TABLA 8.1 – VELOCIDADES EN PARTÍCULAS DE ARENA (FUENTE MINVU 1996). _____	76
TABLA 8.2 – VELOCIDADES EN PARTÍCULAS DE ARENA Y GRAVA. _____	79
TABLA 8.3 – EFICIENCIAS DE SEDIMENTACIÓN. _____	80
TABLA 8.4 – ÁREA ÓPTIMA. _____	81
TABLA 8.5 – CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LAS REJAS TRANSVERSALES ESCOGIDAS. _____	88

INDICES

TABLA 8.6 – COEFICIENTES A Y B DE LAS REJAS TRANSVERSALES ESCOGIDAS. _____	88
TABLA 8.7 – CONDICIONES DE PELIGROSIDAD DEL FLUJO. _____	89
TABLA 8.8 – Nº LÍNEAS DE REJAS. _____	89
TABLA 8.9 – DIMENSIONES CANASTILLO Y CÁMARA. _____	91
TABLA 11.1 – FRECUENCIA DE MANTENIMIENTO AL AÑO SEGÚN EL TIPO Y LA UBICACIÓN DE OBRA (MOP-CHILE) __	98
TABLA 11.2 – FRECUENCIAS DE LIMPIEZA RECOMENDADA (SEGÚN NORMA ATV) _____	98
TABLA 11.3 – FRECUENCIAS DE INSPECCIÓN RECOMENDADA (SEGÚN NORMA ATV) _____	99
TABLA 11.4 – FRECUENCIAS DE REPARACIÓN RECOMENDADA (SEGÚN NORMA ATV) _____	99

1. RESUMEN

Debido al desarrollo urbanístico llevado a cabo en las áreas urbanas a lo largo de las últimas décadas, y en concreto en la ciudad de Zaragoza, muchas zonas donde antes las cuencas desaguaban hacia el río han sido impermeabilizadas o bloqueadas generando problemas de inundaciones.

Los problemas por la inundación de calles no solo residen en la mala imagen y las molestias que generan, sino en la peligrosidad real que supone para las personas que transitan por ella. Además, si este flujo de agua tiene suficiente fuerza, puede llegar a provocar numerosas afecciones en las infraestructuras por las que transcurre.

Además, en el área mediterránea existe otro problema asociado a este tipo de cuencas, como es la fugacidad de las avenidas y la eventualidad de la situación. Este tipo de cuencas, llamadas torrentes o barrancos, son cuencas en su mayor parte semi-áridas que no suelen tener un caudal de base, pero en momentos puntuales pueden llegar a desaguar grandes volúmenes de agua. Por esta razón cuando se produce una avenida, se erosiona el suelo de la cuenca generando un volumen importante de áridos que hay que contener.

El presente Trabajo de Fin de Grado pretende poner término a estos problemas, realizando un estudio de viabilidad sobre posibles soluciones óptimo. Las soluciones consistirán básicamente en un depósito que retenga los posibles áridos provenientes de la erosión de la cuenca y de una instalación de extracción de áridos, y posteriormente un colector que conduzca la avenida hasta el lugar de desagüe que anteriormente tenía la cuenca sin provocar afecciones a la población.

Para el dimensionamiento del depósito se estudiarán distintas metodologías que se suelen aplicar en este tipo de actuaciones, y se evaluará la idoneidad de la solución. Se realizará también un presupuesto base para el análisis económico de cada solución frente a otras posibles soluciones, y una memoria con los trabajos necesarios para el mantenimiento posterior.

Palabras clave: *Depósito, Juslibol, Inundaciones, Retención de áridos, Cuenca torrencial.*

2. ABSTRACT

Due to urban development carried out in urban areas over the last decades, and particularly in the city of Zaragoza, many areas where some small catchments discharge the run off to the river before that development have been urbanized or blocked, generating flooding problems.

Problems with flooding in streets not only cause annoyance for citizens, but they also generate a real hazard for people walking along the street. Besides that, if the water is strong enough, it can eventually cause damage to many infrastructures, goods and properties.

In addition to this, the Mediterranean area has another problem associated to this type of basins, such as fast floods and the eventuality of these situations. These types of basins, called torrents or ephymeral streams, are semi-arid basins which don't usually have a base flow, but at certain times they can discharge large water volumes. For this reason, when a flood occurs, the floor of the basin suffers erosion generating a large volume of aggregates which is necessary to contain.

The present Final Grade Work aims to solve these problems in a small catchment placed above Juslibol neighborhood, in the north zone of Zaragoza city, carrying out a pilot study trying to find an appropriate solution. The solution should consist in the building of a reservoir that retains the potential aggregates, or particles, from the basin erosion and an installation for aggregate extraction, and a piper that leads the flood to the previous discharge point without causing any damage to the population.

For sizing the reservoir, different methodologies that are usually applied for this type of actions will be studied, and the suitability of the solution will be evaluated. A economic study for the financial analysis of the solution over other possible solutions, and a memory with the work required for subsequent maintenance will be also done.

Keywords: *Reservoir, Juslibol, Floods, Retention of aggregates, Torrential Basin.*

3. INTRODUCCIÓN

El presente Trabajo Fin de Grado (a partir de ahora TFG) se redacta con el fin de acceder al título de Ingeniero Civil, de la Universidad de Zaragoza, en el centro de Escuela Universitaria Politécnica de La Almunia.

Para ello debe realizarse un TFG con el que se comprueben los conocimientos adquiridos a lo largo del Grado, y su aplicación en un estudio o un proyecto real. El TFG sirve como evaluación en la "*Asignatura TFG (28749)*", que es necesario aprobar para conseguir el título.

En este TFG se desarrollan dos soluciones a un problema existente relativo a inundaciones. Con él se pretende exponer los conocimientos sobre hidrología e hidráulica adquiridos a lo largo del Grado, concretamente a lo largo de la rama de Hidrología.

Así pues, en este capítulo se introduce cuál es el problema que ha dado fin a este TFG, así como los objetivos que pretende alcanzar el mismo. También se hará referencia al origen de la información de este problema. Por último se explicará el ámbito y la estructura que va a desarrollar el TFG en los siguientes capítulos.

3.1. PROBLEMÁTICA Y OBJETIVO

Conforme se ha ido desarrollando y extendiendo la ciudad de Zaragoza, se han ido urbanizando zonas naturales con accidentes geográficos característicos de la zona en la que estaban. En nuestro caso, la cuenca a estudiar tiene un clima mediterráneo al estar en la parte noreste de España, con poca precipitación anual, y un clima cálido a lo largo de la mayor parte del año. Concretamente Zaragoza, tiene un clima mediterráneo-seco, o semiárido.

Uno de estos accidentes geográficos, dados por este tipo de clima, son los barrancos, torrentes o ramblas. Estas formaciones surgen a partir de un flujo de agua periódico, el cual sólo se da en ocasiones de lluvia intensa o muy prolongada.

Como se decía, conforme se han ido urbanizando zonas naturales, estos barrancos que antes desembocaban en un río, canal o en otro barranco, se han quedado sin esos puntos de desagüe. En nuestro caso, el punto de desagüe era la Acequia del Rabal, que discurre a lo largo de todo el barrio de Juslibol, y que como se puede ver en la Ilustración 3.1, estaba a cielo abierto en 2004.



Ilustración 3.1 - Acequia del Rabal.

A causa de las remodelaciones llevadas a cabo en 2009 debido a la construcción de la residencia Rey Ardid, a la entrada del barrio, se cubrió la acequia situando una pequeña zona recreativa con árboles y bancos. Se pueden ver los trabajos de remodelación en la siguiente fotografía de satélite del mismo año (Ilustración 3.2).



Ilustración 3.2 – *Cubrimiento acequia.*

Con el cubrimiento de la acequia se cubrió también la entrada del agua a la acequia, y por tanto se cubrió el punto de desagüe del barranco. Al tapan la salida del flujo de agua a la acequia, el agua proveniente de esas precipitaciones sigue fluyendo guiada por la pendiente hacia la entrada del barrio a lo largo de la calle Camino de Castelar. Esto provoca que se inunde tanto la entrada al barrio como parte de la rotonda que conduce a la entrada. Estas inundaciones no solo generan malestar a la población, o a la circulación de vehículos, sino que debido a la velocidad y el volumen del agua circulante provocan una socavación de los taludes de la calle Ronda de Boltaña.

Además de los problemas provocados debido a la inundación de las calles citadas, existe otro problema asociado. Como hemos dicho antes, el barranco se encuentra en una zona de clima semiárido. Esto provoca que cuando se dan esas precipitaciones de una intensidad alta, el agua provoca una erosión de la superficie de la cuenca que el resto del tiempo permanece seca.

No solo debido a la erosión del suelo de la cuenca se generan volúmenes de áridos, sino que se encuentra también a lo largo de la cuenca una instalación de extracción de áridos. Esta instalación tiene dos canteras a mitad de la cuenca del barranco, y una zona

Introducción

de acopio justo al final de la zona urbanizada del barrio. Para unir estos dos puntos existen unos caminos de tierra por los que circulan camiones de gran tonelaje que transportan los áridos de un sitio a otro. Estos camiones, debido al viento o a las condiciones del terreno, desprenden cierta cantidad de áridos, por lo general gravas (ver capítulo 4.2), que se depositan en esos caminos.

El problema que surge de estos dos hechos es un importante volumen de áridos que el agua en estos episodios de lluvia intensa arrastra hasta la entrada de la zona urbanizada. Esto no genera una afección a la población, pero dificulta una solución técnica sencilla. Al arrastrar el agua numerosos áridos, si se construyera un colector que vertiera a la red unitaria de saneamiento dicha agua, podría colapsar el colector o generar problemas a lo largo de toda la red. No sólo generaría problemas si se vertiera a la red unitaria de saneamiento sino que si se vertiera el agua a la acequia como antiguamente, al no haber una zona de vegetación que retenga dichos áridos, se introducirían a la acequia un volumen de áridos importante que a la larga causaría problemas a los regantes que se abastecen de esa acequia. Es más, en esas obras de cubrimiento de la acequia, no sólo se cubrió sino que se encauzó a través de un cajón de hormigón, por lo que si vertiéramos el agua con áridos directamente, esta podría colapsar también dicho cajón.

Por todas estas razones, es necesario encauzar esas aguas de lluvia hacia un punto adecuado de desagüe para evitar las inundaciones en las callas del barrio, y para evitar esas afecciones a la Ronda de Boltaña. Además, hay que buscar una solución para retener el volumen de gravas que circula junto con el agua y también para extraerlo de manera adecuada.

3.2. ORDEN DE REDACCIÓN

Este problema no solo ha sido observado por la sección técnica del Ayuntamiento de Zaragoza, sino también por las asociaciones vecinales. Debido a las numerosas quejas de vecinos del barrio la junta vecinal a la cual pertenece el barrio, la Junta Municipal Actur – Rey Fernando, tramitó un expediente al Ayuntamiento de Zaragoza, presentando la problemática y pidiendo una solución. Este expediente fue el 006025/2013.

En un principio el área de urbanismo, infraestructuras, equipamientos y vivienda del Ayuntamiento de Zaragoza, concretamente el departamento de planificación y desarrollo de infraestructuras, se hizo cargo del expediente. Posteriormente el expediente se transfirió a Ecociudad Zaragoza, SAU, empresa asociada al Ayuntamiento de Zaragoza que se encarga del saneamiento y otros servicios de ingeniería civil en la ciudad de Zaragoza.

Ecociudad Zaragoza, encargaría más tarde un informe sobre los caudales resultantes de éste y otro barranco para poder desarrollar la solución técnica correspondiente. Al estar el autor en un convenio de prácticas en el Ayuntamiento, pudo tener acceso a este expediente y al informe de los caudales. Esto se puede observar en el Anejo 1 de este TFG, en el que figura una carta con la justificación de lo anteriormente expuesto.

Con la información recibida en el Ayuntamiento se decidió finalmente proponer una solución técnica a estos problemas, y su desarrollo en este TFG.

3.3. ÁMBITO DEL TFG

No solo es importante definir qué es lo que pretende hacer el TFG, sino también qué es lo que no pretende estudiar. En la propuesta del TFG entregada en la secretaría de la universidad, se propusieron los siguientes puntos o características:

- Realización de un Estudio de viabilidad de una posible solución a un problema de inundaciones.
- Estudio de caudales de aguas pluviales de una cuenca al Norte del Barrio de Juslibol.
- Estudio de caudales de sólidos de la misma cuenca.
- Dimensionamiento de un depósito para retener los sólidos de la avenida de diseño.
- Creación de una memoria justificativa y su presupuesto para su posterior análisis de alternativas.

Como se puede extraer del primer punto, el TFG consistirá en un estudio de viabilidad de una solución. Es decir, el TFG no consistirá en un proyecto de construcción, por lo que no tiene que atenerse al Real Decreto Legislativo 3/2011 por el que se aprueba el texto refundido de la Ley de Contratos del Sector Público (TRLCSPP_ BOE núm 276; 16nov2011) y en el reglamento de desarrollo de la ley, que actualmente es el Real Decreto 1098/2001, de 12 de octubre, por el que se aprueba el Reglamento general de la Ley de Contratos de las Administraciones Públicas.

Por lo que la organización del TFG será libre, adecuándose a las pretensiones de este TFG.

Lo más importante del TFG van a ser los 3 siguientes puntos de las características de la propuesta, es decir: Estudio hidrológico, Estudio granulométrico y Desarrollo y Dimensionamiento de una solución. Estas partes tendrán el mayor peso del TFG, quedando el resto de apartados relegados a un segundo plano debido a que no son imprescindibles (como pueden ser los trabajos posteriores de mantenimiento).

La solución técnica de una obra civil suele requerir también un estudio mecánico de los elementos a construir. Sin embargo los elementos que se van a dimensionar no son suficientemente importantes o complejos, pudiendo ser muchos de ellos prefabricados, por lo que al no ser el principal objetivo de este TFG, no va a ser necesario utilizar ningún programa de cálculo.

Respecto a la memoria y el presupuesto, la memoria queda integrada en el desarrollo del TFG, es decir, al explicar y desarrollar los 3 puntos principales ya se está realizando la memoria justificativa. Respecto al presupuesto, al ser un Estudio de viabilidad el presupuesto no tendrá carácter contractual, es más, no tendrá ninguna relevancia en una posible licitación. Por ello en el presupuesto no se realizarán mediciones muy detalladas, dejando las unidades de obra de forma genérica (ej. Coste por Metro lineal de tubería, Coste por m³ de hormigón armado, etc.)

Con los trabajos posteriores de mantenimiento, hay que destacar que al no ser un proyecto de construcción, esos trabajos podrán ser modificados, sustituidos o eliminados. Es decir, los trabajos de mantenimiento propuestos no son una obligación sino una recomendación ligada a la solución. Por esta razón solamente se enumerarán y expondrán de forma muy general, sin entrar a un estudio económico de los costes de mantenimiento, ni entrar a un estudio detallado de maquinaria o mano de obra especializada necesaria.

3.4. ORGANIZACIÓN DEL TFG

Como hemos dicho en el apartado anterior, el TFG propuesto pretende:

- Estudiar los caudales de pluviales en la cuenca que conforma el barranco.
- Estudiar los caudales de sólidos que se producen en la cuenca.
- Proponer, estudiar y dimensionar una posible solución a los problemas descritos.
- Estudiar posibles actuaciones posteriores de mantenimiento de la solución adoptada.

Para ello, el TFG se desarrollará en los siguientes capítulos:

Estudio de la cuenca. En el estudio de la cuenca se analizará las características que nos interesan de la cuenca, como son las características hidrológicas o pluviométricas, las características geológicas o granulométricas del suelo de la cuenca, y las características físicas y de uso de la cuenca.

En la primera parte, se estudiarán las series históricas de precipitación de los pluviómetros cercanos a nuestra cuenca. Con esos datos se podrá obtener una lluvia de proyecto con la cual evaluar los caudales desaguados por ella.

En la segunda parte, se realizará un estudio granulométrico de la cuenca, del cauce principal de la misma, para poder caracterizar los áridos que el agua de lluvia arrastraría por el lecho hasta el punto de desagüe.

Por último, se estudiará la cuenca como tal, es decir, las características implícitas de la cuenca como son la pendiente o la superficie, y también se estudiará que uso se le ha dado a la cuenca (bien naturalmente o bien artificialmente) a partir de exámenes visuales del terreno y fotografías aéreas.

Simulación del modelo en un programa informático. Una vez que tenemos las características de la cuenca, necesitamos averiguar qué caudal punta se concentra en el punto final de la cuenca, para dimensionar una solución para contener y encauzar el agua hacia un punto adecuado.

Para ello utilizaremos el programa informático HEC-HMS, del ejército de los Estados Unidos, que permite modelizar cuencas con distintos métodos y distintas características.

Estudio y dimensionamiento de las soluciones adecuadas. No sólo es necesario calcular el caudal resultante, sino también dar una solución al problema de arrastre de áridos con dicho caudal. Para ello se estudiarán distintas posibilidades, seleccionando las más adecuadas, y realizando su dimensionamiento.

Creación de planos y de un presupuesto genérico. Cuando se sepa las soluciones que se van a adoptar, se realizarán los planos con el fin de plasmar el dimensionamiento de la misma. Además se creará para las soluciones un presupuesto genérico para poder cuantificarlas y en un posible caso futuro, compararlas con otras soluciones.

Trabajos auxiliares de la solución. Finalmente, es necesario pensar en cómo se retirarán los áridos de las soluciones propuestas, así como los trabajos de mantenimiento que deberían tener. Por ello se redactará una memoria con todos los trabajos auxiliares que se crean necesarios aplicar en la obra.

4. ANÁLISIS DE LA CUENCA

En este capítulo trataremos el estudio de la cuenca en sus distintas características, necesario para el desarrollo posterior de una solución a los problemas descritos.

A lo largo del mismo se estudiarán distintas partes como son:

- La precipitación histórica de pluviómetros cercanos.
- La caracterización granulométrica de la cuenca.
- El uso y las características del suelo que conforma la cuenca.

Una vez se tenga la cuenca definida, en el capítulo siguiente, se llevará a cabo una modelización de la escorrentía superficial con el programa HEC-HMS.

4.1. ANÁLISIS HIDROLÓGICO DE LA CUENCA

4.1.1. *Introducción*

Para el análisis hidrológico de la cuenca vamos a estudiar las series históricas de precipitaciones de los pluviómetros cercanos. Posteriormente vamos a comprobar la calidad de estas series. Para ello realizaremos una serie de análisis como son: la Adecuación, la Estacionariedad, la Homogeneidad y la Consistencia de los datos.

Luego haremos un análisis estadístico de la serie con la metodología de máximos valores extremos, utilizando los valores máximos anuales de precipitación máxima diaria, y concretamente la distribución de valores extremos tipo I o de Gumbel.

Tendremos que elegir el periodo de retorno a utilizar, y generaremos una curva de Intensidad-Duración-Frecuencia con varios métodos que en el apartado correspondiente expondremos. Por último calcularemos un hietograma para introducir en el programa informático mediante el método de los bloques alternados.

En cuencas urbanas de pequeñas dimensiones, como es la cuenca a estudiar, se considera que la lluvia afecta a toda la cuenca por igual, es decir, una distribución tanto espacial como temporal uniforme. Por ello, aunque se estudiaran diferentes pluviómetros, aplicaremos una sola distribución a toda nuestra cuenca.

4.1.2. *Series Históricas de Precipitación*

Primero seleccionaremos las estaciones pluviométricas que inciden en la cuenca para obtener sus datos de pluviometría mensual de precipitación máxima de 24 h. En Zaragoza existen o han existido numerosas estaciones pluviométricas, repartidas por toda su área metropolitana (Ilustración 4.1).

De todas ellas, solo hemos seleccionado 4 estaciones, debido a su larga serie histórica: *Zaragoza-Aeropuerto*, *Zaragoza-El Zorongo*, *Zaragoza-Botánico* y *Zaragoza-Aula Dei*. El resto que se ven en la Ilustración 4.1, o tienen una serie temporal muy corta o han sido reemplazadas por lo que los datos no tienen relación entre sí, o han dejado de funcionar.

Análisis de la cuenca



Ilustración 4.1 – Estaciones pluviométricas en el área metropolitana de Zaragoza.

De esas 4 estaciones seleccionadas, sólo la estación de *Zaragoza-Aeropuerto* tiene todos los datos en su serie temporal, por lo que sólo utilizaremos los datos de la misma para el estudio de las series históricas. Aunque se podrían completar los datos de las otras estaciones, es preferible utilizar los de una serie temporal completa ya que es la única forma de basarnos en datos reales.

Los datos de la estación pluviométrica *Zaragoza-Aeropuerto* son los siguientes:

Tabla 4.1 – Datos estación pluviométrica.

Estaciones pluviométricas				
Estación	Nombre	Coordenadas		Altitud
9443	<i>Zaragoza Aeropuerto</i>	Latitud	41° 39' 38" N	263
		Longitud	01° 00' 15" O	

4.1.3. *Análisis de la calidad de las Series*

A continuación se va a analizar la calidad de series históricas de máximas precipitaciones diarias. Esto se hace para evitar utilizar fuentes de datos erróneas. Los posibles errores en estas series pueden ser debidos a la mala transcripción, a la mala observación o también a la pérdida de información a lo largo del tiempo.

Para ello se utilizarán 4 análisis que nos dirán si los datos se ajustan a un mismo patrón o si tienen valores extraños que generarían errores. Los análisis son los siguientes.

4.1.3.1. *Adecuación.*

Este análisis se refiere a longitud de la serie de datos. La longitud temporal de los datos debe ser lo suficientemente larga para tener un nivel de confianza suficiente. Algunos autores estiman que nunca deben usarse registros con una serie menor de 20 años para un análisis de frecuencia de variables hidrológicas, siendo recomendable un mínimo de 25 años sin interrupciones.

En nuestra muestra, la serie temporal dispone de 75 años, por lo que nos ajustamos al mínimo recomendable.

Otros autores consideran que para tener un nivel de confianza del 95%, en función del error aceptable y del periodo de retorno, es necesario los años de la tabla 1.1 (Nanía et al. 2006)

Tabla 4.2 – Nº años del registro necesarios para estimar avenidas con un nivel de confianza del 95%.

T (años)	Error Aceptable	
	10%	25%
10	90	18
50	110	39
100	115	48

En nuestro caso, la máxima serie temporal es de 75 años, por lo que para un periodo de retorno de 10 años, que es el que vamos a utilizar, tendríamos un error aceptable de un 13,13 %.

Concluimos que tenemos un registro temporal suficientemente largo para realizar el análisis de frecuencia de lluvias máximas diarias históricas.

4.1.3.2. Estacionariedad.

La estacionariedad sirve para verificar que las condiciones meteorológicas no han variado sustancialmente en el tiempo, y que salvo ciclos locales de humedad o sequía, el clima no ha variado en el tiempo del que tenemos datos. Para este análisis es necesario series largas de datos, como mínimo de 50 años, por lo que solo podremos hacer este análisis con la estación del Zaragoza-Aeropuerto.

Para este análisis, dividimos la primera estación en 4 periodos temporales de 20 años cada uno, salvo el último que tendrá 21 años, con un solape entre periodos de 2 años.

Siendo la media, el promedio de la muestra:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad [4.1]$$

Y siendo la varianza de las muestras:

$$s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad [4.2]$$

Tendremos para cada estación los siguientes valores:

Tabla 4.3 – Media y varianza de los periodos temporales de precipitaciones.

Zaragoza-Aeropuerto				
	1941-1960	1959-1978	1977-1996	1995-2015
\bar{x}	44,15	33,68	36,01	34,68
s^2	310,41	157,57	213,69	185,52

Los resultados que nos salen no son favorables, ya que las variaciones entre los periodos no son menores del 15 %. En el caso de las medias, las variaciones entre los periodos son: 23,72%, 6,48% y 3,70%. Respecto a las varianzas, las variaciones son: 49,24%, 26,27% y 13,18%. Por lo que podemos concluir que las variaciones climáticas han cambiado a lo largo de los periodos por los que habríamos de plantearnos la modificación de los datos futuros para adaptarnos a estos cambios.

Sin embargo puede ser que la explicación de estos cambios sean debidos a que se han cogido periodos de tiempo muy cortos, por los que las variaciones a causa de ciclos secos o húmedos, se hacen notar más. Para comprobar esta hipótesis, se ha vuelto a analizar la serie temporal, pero esta vez dividiéndola en 3 periodos temporales más cortos, esta vez de 26 años los dos primeros y 27 años el último periodo, obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 4.4 – *Media y varianza de los periodos temporales de precipitaciones.*

Zaragoza-Aeropuerto			
	1941-1960	1959-1978	1977-1996
\bar{x}	40,40	37,17	34,09
s^2	298,66	200,02	205,60

Los resultados son más normales, ya que las variaciones entre los periodos son casi todos menores del 15%. Respecto a las medias, las variaciones son del 8,00% entre el primer periodo y el segundo, y de 8,29% entre el segundo y el tercer periodo. Con las varianzas, la variación entre el primer periodo y el segundo es del 33,03% y la variación entre el segundo y el tercer periodo es de 2,71%.

La conclusión que sacamos de ambas comprobaciones es que en el primer periodo está el valor más alto de la serie y por ello nos da unas diferencias mayores que con los demás periodos. Otra conclusión que sacamos es que cuando más pequeños son los periodos mayores diferencias hay debido a los periodos locales de sequía y humedad.

Podemos decir que los periodos, aunque algunos excedan ese máximo del 15%, son parecidos unos con otros, por lo que seguimos adelante con los mismos datos.

4.1.3.3. Consistencia.

La consistencia sirve para analizar si las condiciones de medida de los datos no han cambiado a lo largo del tiempo, como las condiciones del aparato registrador, el procedimiento de observación, o el emplazamiento de la estación.

Respecto a este análisis, para la selección de las estaciones ya se ha realizado un descarte previo, ya que numerosas estaciones se han desestimado por la diferente posición que han tenido a lo largo del tiempo.

Para realizar este análisis se realizarán curvas de doble masa. Se construirán curvas con las precipitaciones totales anuales acumulados en la estación que queremos controlar y de las estaciones cercanas. Posteriormente se compararán ambas curvas comprobando que las pendientes no varían y se mantienen constantes.

En nuestro caso, la única estación estudiada es la de *Zaragoza-Aeropuerto* ya que es la única que tiene todos los valores mensuales, por lo que no se podrá hacer esta comparación debido a la ausencia de otras estaciones pluviométricas.

4.1.3.4. Homogeneidad.

La homogeneidad comprueba que toda la población de datos que manejamos es homogénea desde el punto de vista estadístico. Esta verificación puede realizarse con los test de hipótesis más comunes como son los Chi-Cuadrado y Kolmogorov-Smirnov.

Para el test Kolmogorov-Smirnov, evaluaremos las desviaciones que se presentan entre la función de distribución acumulada y el histograma observado acumulado. En otras palabras, utilizaremos los datos para generar una distribución nueva, y la compararemos con la distribución observada. Si el error no es muy grande se acepta, de lo contrario se rechaza. Para nuestro análisis, utilizaremos la distribución EVI, o de Gumbel.

Vamos a considerar:

$$D = \max_{i=1}^n [|F_s(x_i) - F(x_i)|] = \max_{i=1}^n [| \frac{1}{n} - F(x_i) |] \quad [4.3]$$

es decir, el mayor valor absoluto de las n diferencias entre la hipotética función de distribución acumulada y el histograma acumulado observado (o función de distribución acumulada empírica).

Por otro lado consideraremos c , como un valor crítico que no debe superarse para que la muestra sea aceptada. Este valor crítico c se muestra en la siguiente tabla 4.5 (Lindgren, 1962).

Tabla 4.5 – Valor crítico estadístico para el test de Kolmogorov-Smirnov.

Tamaño de la muestra "n"	$\alpha = 0,10$	$\alpha = 0,05$	$\alpha = 0,01$
5	0,51	0,56	0,67
10	0,37	0,41	0,49
15	0,30	0,34	0,40
20	0,26	0,29	0,35
25	0,24	0,36	0,32

30	0,22	0,24	0,29
40	0,19	0,21	0,25
>40	$1,22/\sqrt{n}$	$1,36/\sqrt{n}$	$1,63/\sqrt{n}$

Así pues, en función del número de datos de la muestra, y del nivel de significancia que queramos (1, 5 o 10 %), tendremos un valor crítico c distinto.

Una vez tengamos ambos valores, tanto D (Máximo valor absoluto de las diferencias), como c (Valor crítico de aceptación), comprobaremos si D es menor o igual al valor crítico. Si es menor o igual, la distribución propuesta se aceptará, pero si es mayor se rechazará, y tendremos que buscar una distribución que se ajuste mejor a nuestra muestra.

En nuestra muestra tenemos 75 datos, así que aplicando la tabla anterior tendremos para los distintos niveles de significancia:

Tabla 4.6 – Valores críticos de nuestra muestra para el test Kolmogorov-Smirnov.

n	$\alpha = 0,10$	$\alpha = 0,05$	$\alpha = 0,01$
75	0,1409	0,1570	0,1882

A continuación definiremos la distribución acumulada de Valor Extremo Tipo I (EVI) que vamos a utilizar. Ésta es:

$$F(x) = \exp \left[-\exp \left(-\frac{x-u}{\alpha} \right) \right] \quad [4.4]$$

donde $\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * s$ y $u = \bar{x} - 0,5772 * \alpha$. Siendo s la desviación típica y \bar{x} la media aritmética de toda la muestra.

Los resultados son los siguientes:

$$\bar{x} = 37,54$$

$$S = 15,21$$

$$\alpha = 11,86$$

$$u = 30,70$$

resultándonos la siguiente ecuación:

$$F(x) = \exp \left[-\exp \left(-\frac{x-30,70}{11,86} \right) \right] \quad [4.5]$$

Análisis de la cuenca

Respecto a la distribución de frecuencia acumulada de los valores observados la definiremos como:

$$F_s(x_i) = \frac{n_i}{n} \quad [4.6]$$

siendo n el número de datos de la muestra, e i la frecuencia relativa de cada dato.

Se han calculado las frecuencias relativas de cada dato, y se ha aplicado la fórmula de frecuencia acumulada 4.6. También se han utilizado los datos de la muestra en la fórmula de distribución acumulada 4.5 (EVI).

Una vez aplicadas las dos fórmulas, se ha calculado la máxima diferencia, resultándonos un valor de 0,0556, que es menor que el menor valor crítico definido en la tabla 4.2. Esto nos indica que la bondad de ajuste tendrá un 99% de confiabilidad.

A continuación observamos el gráfico de las dos distribuciones de frecuencia acumuladas, para observar la similitud entre ambas.

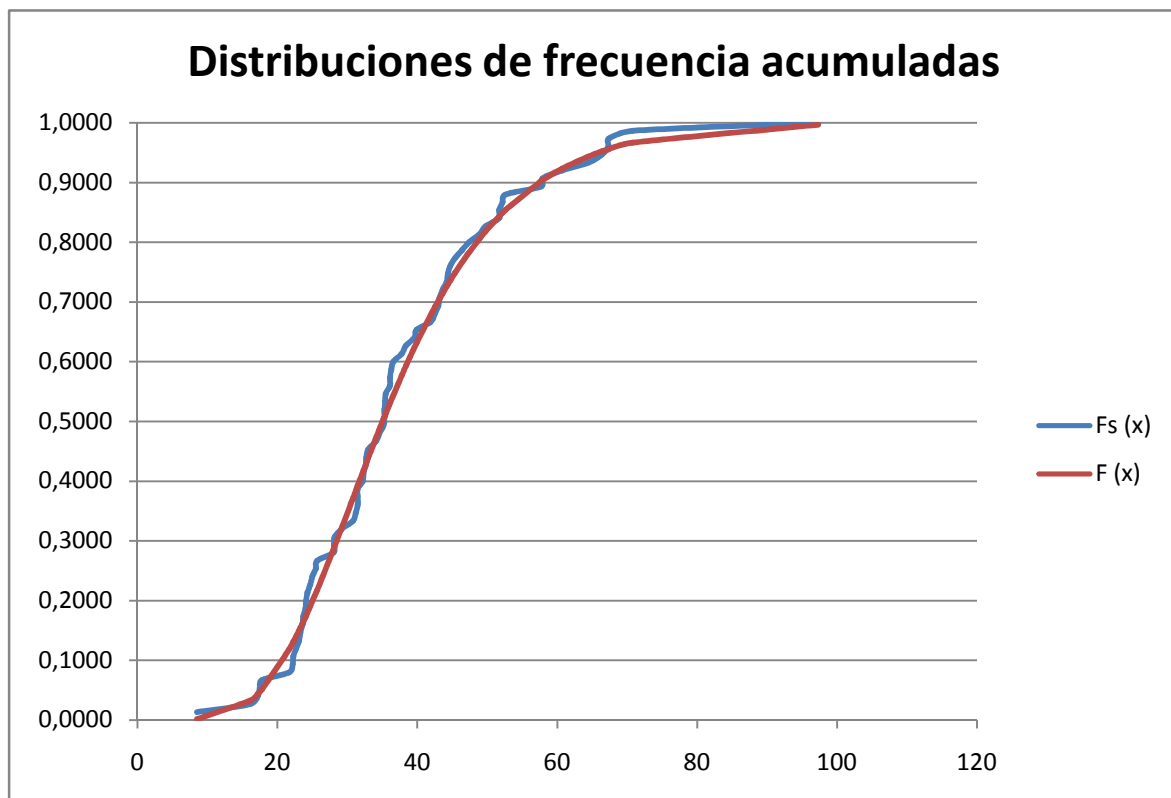


Ilustración 4.2 – Comparación distribuciones de frecuencia acumuladas.

Como nos muestran tanto la gráfica como la comprobación con la fórmula 4.3, la homogeneidad de la muestra es clara, con una confiabilidad mayor del 99 %. Por lo que la distribución que vamos a emplear es adecuada, y la población de datos es homogénea desde el punto de vista estadístico.

4.1.4. *Análisis Estadístico de las Series*

Después de comprobar la calidad de la serie de máximos anuales de precipitación máxima diaria, y comprobar que la distribución EVI se ajusta bien a nuestra muestra, vamos a calcular a partir de esta distribución (EVI o de Gumbel) la precipitación máxima diaria probable.

Esta precipitación máxima será la que utilizaremos en el programa de cálculo HEC-HMS, más adelante, para calcular el caudal máximo desaguado por la cuenca para el dimensionamiento de la solución.

Como hemos dicho, la distribución que vamos a utilizar es la EVI, cuya fórmula de frecuencia acumulada para nuestra muestra viene dada por la ecuación 4.5. Despejando la fórmula, nos queda la siguiente expresión:

$$x = 30,70 - 11,86 * \text{Ln}(\text{Ln}(F(x))) \quad [4.7]$$

siendo x la precipitación en mm correspondiente a una frecuencia $F(x)$.

Esta frecuencia viene dada por el concepto de periodo de retorno, T , que es el intervalo medio expresado en años en el que un valor extremo alcanza o supera al valor resultante, al menos una sola vez (Elías y Ruiz, 1979).

Para poder aplicar este concepto a nuestra ecuación de la siguiente forma:

$$F(x) = \frac{T-1}{T} \quad [4.8]$$

Siendo la precipitación resultante de aplicar esta fórmula, la precipitación que al menos se dará una vez en un periodo de tiempo de T años.

Con la introducción de esta última fórmula en la ecuación general de distribución EVI, tendremos la siguiente ecuación:

$$x = 30,70 - 11,86 * \text{Ln}(\text{Ln}\left(\frac{T-1}{T}\right)) \quad [4.9]$$

Análisis de la cuenca

Para nuestro análisis, utilizaremos los siguientes periodos de retorno, que son los habituales en el dimensionamiento de obras hidráulicas: 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 500. Y calcularemos la precipitación máxima diaria relacionada con estos periodos de retorno con la ecuación 4.9 resultando:

Tabla 4.7 – Precipitación máxima diaria para distintos periodos de retorno.

Precipitación máxima diaria		
T años	Prob. Ocurrencia %	Pd mm
2	0,5	35,04
5	0,2	48,49
10	0,1	57,39
25	0,04	68,63
50	0,02	76,98
100	0,01	85,26
500	0,002	104,40

Como esta precipitación es diaria para calcular la intensidad de la precipitación tendremos que dividir esta precipitación por el tiempo en el que se daría, que es 24 horas. Tenemos pues la siguiente tabla resumen:

Tabla 4.8 – Precipitación e Intensidad máxima diaria para distintos periodos de retorno.

T	años	2	5	10	25	50	100	500
P24	mm	35,04	48,49	57,39	68,63	76,98	85,26	104,40
I24	mm/h	1,46	2,02	2,39	2,86	3,21	3,55	4,35

Con estos valores calcularemos la curva de Intensidad, Duración y Frecuencia en el siguiente apartado.

4.1.5. Curvas I-D-F

Las curvas de Intensidad, Duración y Frecuencia, son gráficas que relacionan estos tres parámetros, dándonos una curva distinta según el periodo de retorno (frecuencia) escogido. Cuanto menor sea la frecuencia escogida, mayor será la intensidad, es decir, los eventos más intensos son menos frecuentes.

Para hallar estas curvas existen numerosos métodos matemáticos, los cuales nos dan la fórmula de las curvas en las que tenemos que cambiar las variables para que se ajusten a nuestros datos.

En España el método más común para hallar la curva IDF es la que nos muestra la Instrucción de Carreteras 5.2, desarrollado por la Dirección General de Carreteras (MO-PU, 1990). La ecuación desarrollada tiene en cuenta la intensidad diaria, un factor regional que varía en función de la zona de España en la que se calcule, y la duración de la lluvia.

La ecuación es la siguiente:

$$It = Id \left(\frac{I_1}{I_{24}} \right)^{\frac{28^{0,1} - D^{0,1}}{28^{0,1} - 1^{0,1}}} \quad [4.10]$$

siendo $\frac{I_1}{I_{24}}$ = Factor Regional, que se puede obtener de la Ilustración 4.3. Este factor es adimensional. La intensidad diaria estará calculada en mm/h, y la duración estará expresada en horas.

Como se puede ver en la imagen, en Zaragoza hay un factor regional de 10. Respecto a la Intensidad diaria, la podemos obtener de la tabla 4.8. Por último, la duración de la lluvia tendrá un valor de 60 minutos, utilizando intervalos de 5 minutos para calcular la curva.

Análisis de la cuenca



Ilustración 4.3 – Mapa de isólinas para la estimación del factor regional I_1/I_{24} .

Una vez introducidos todos los valores en la ecuación, calculamos las curvas resultantes que tenemos a continuación.

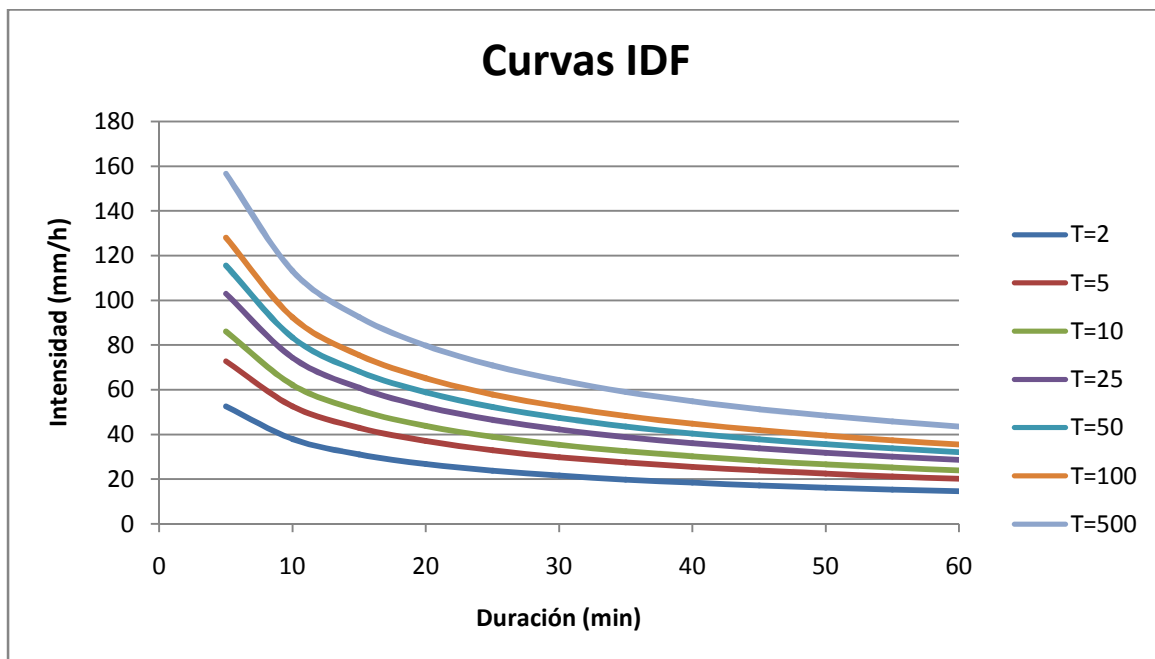


Ilustración 4.4 – Curvas IDF para distintos periodos de retorno.

Una vez que tenemos las curvas IDF, tendremos que decidir qué periodo de retorno es el que escogemos para obtener nuestro histograma. Como se ha comentado ya, el valor que escogeremos será el de 10 años. Esto es debido a que al ser una cuenca urbana y pequeña, no es recomendable dimensionar para un periodo mayor.

Este periodo de retorno además viene observado en la red unitaria de la ciudad de Zaragoza, la cual también está dimensionada para 10 años. Por ello se opta por escoger dicho periodo de retorno.

4.1.6. *Hietograma de Diseño*

En este apartado se diseñará el hietograma que vamos a utilizar en el programa informático HEC-HMS. Este hietograma tendrá una duración de 60 minutos y, como hemos explicado en el apartado anterior, corresponderá a un periodo de retorno de 10 años. El hietograma se basará en la curva IDF del apartado anterior, la cual la transformaremos mediante el método de los bloques alternados.

Este método es el más extendido de los métodos para obtener una lluvia de proyecto a partir de una curva IDF (Gómez, 2008).

La metodología a seguir para utilizar este método es el siguiente (Nanía et al. 2006):

- Seleccionar el periodo de retorno de diseño.
- Calcular la curva IDF para n intervalos de tiempo (en nuestro caso 5 minutos).
- Calcular el volumen de precipitación multiplicando la intensidad por la duración.
- Calcular la cantidad de precipitación correspondiente a cada intervalo de tiempo tomando diferencias entre valores sucesivos de volumen de precipitación
- Reordenar los bloques de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida, y distribuyendo los demás bloques en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el pluviograma de diseño.

Los intervalos que consideraremos serán de 5 minutos, por lo que con una duración de lluvia de 60 min, tendremos 12 intervalos. Para cada intervalo d_n , habrá una intensidad I_n . Calcularemos la precipitación de cada intervalo:

$$P_n = I_n * d_n \quad [4.11]$$

Análisis de la cuenca

Cuando se haya calculado la precipitación de cada intervalo, se calculará la precipitación acumulada, que será la precipitación que utilizaremos para el posterior hietograma. Esta precipitación se calculará de la siguiente forma:

$$P_{ac} = I_n * d_n - I_{n-1} * d_{n-1} \quad [4.12]$$

Estos volúmenes acumulados se dividirán entre los intervalos de tiempo para los que han sido calculados, es decir, 5 minutos. Con ello tendremos una lista con las intensidades del hietograma para cada intervalo.

Tabla 4.9 – *Tabla para el método de bloques alternados.*

T = 10					
Duración	Duración	Intensidad	Precipitación	Precipitación acumulada	Intensidad parcial
<i>min</i>	<i>h</i>	<i>mm/h</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm/h</i>
5	0,0833	86,0955	7,1746	7,1746	86,0955
10	0,1667	62,1467	10,3578	3,1832	38,1978
15	0,2500	50,8095	12,7024	2,3446	28,1350
20	0,3333	43,8223	14,6074	1,9051	22,8607
25	0,4167	38,9556	16,2315	1,6241	19,4891
30	0,5000	35,3137	17,6568	1,4253	17,1040
35	0,5833	32,4557	18,9325	1,2757	15,3078
40	0,6667	30,1357	20,0905	1,1580	13,8959
45	0,7500	28,2041	21,1531	1,0626	12,7509
50	0,8333	26,5637	22,1364	0,9833	11,7998
55	0,9167	25,1483	23,0526	0,9162	10,9948
60	1,0000	23,9112	23,9112	0,8586	10,3030

Una vez que se tengan todas las intensidades habrá que ordenarlas de manera que la intensidad más grande quede en el centro y el resto, como se ha explicado antes, queden de derecha a izquierda alternativamente distribuidos de manera decreciente. Es decir, la segunda intensidad más grande la situaremos a la derecha del valor central y la tercera intensidad más grande a la izquierda. Realizaremos esto hasta completar todos los datos, quedándonos un hietograma como el que aparece en la Ilustración 4.5.

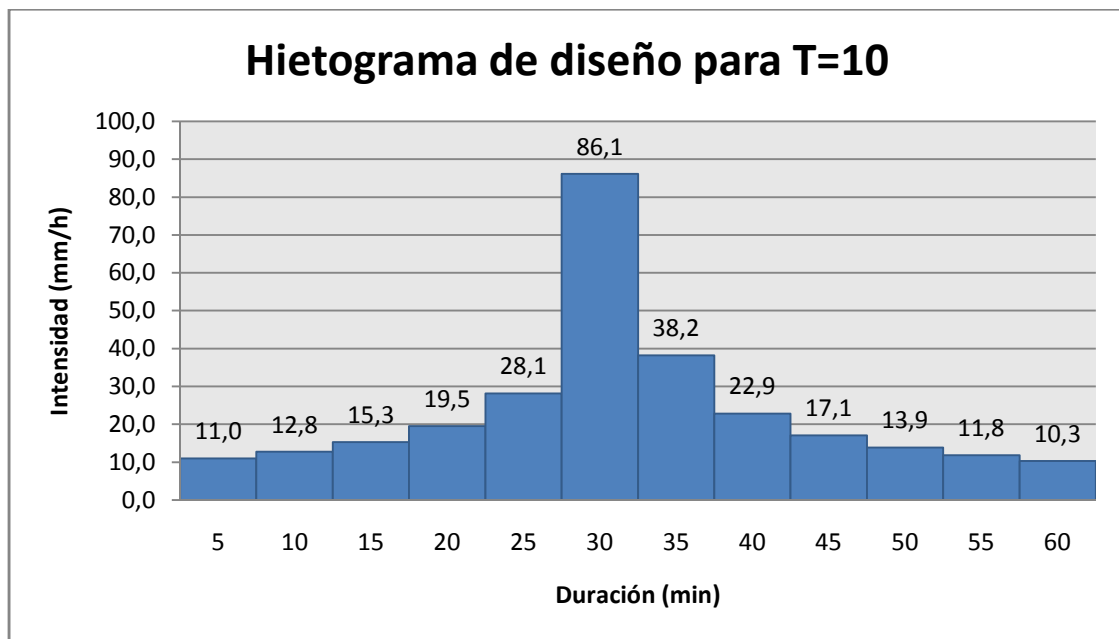


Ilustración 4.5 – Hietograma de diseño.

Normalmente estos hietogramas tienen un pico central muy pronunciado en su parte central. Este es un problema asociado a esta metodología, ya que la intensidad para un intervalo de 5 minutos es muy alta en comparación con el resto de intervalos. Con objeto de reducir este efecto, se puede promediar los dos mayores bloques de intensidad para que la punta del hietograma no sea tan pronunciada. En nuestro caso, al ser los valores de intensidades pequeños no se ha decidido hacer esta corrección.

Con este hietograma terminamos este primer apartado del análisis de la cuenca.

4.2. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE LA CUENCA

4.2.1. *Introducción*

La realización de una campaña granulométrica es una parte importante en la caracterización de un torrente, o río efímero, ya que cuando por él fluye el agua suele arrastrar los áridos superficiales del lecho de la cuenca y los áridos de la erosión que la misma agua produce, provocando problemas de suciedad y de cegamiento de imbornales. Por lo tanto, para el estudio de una obra de contención de áridos es necesario saber la morfología del lecho, para poder dimensionar la solución adecuada al mismo.

La campaña granulométrica nos permite saber los diámetros medios que el torrente transporta cuando tiene caudal. Es importante diferenciar dos zonas del lecho de un río, bien perenne o efímero, como son la superficial y la subsuperficial. La primera, si tiene diámetros grandes, puede formar acorazamiento del lecho, sin dejar que la capa subsuperficial sea arrastrada. Otra opción es una capa superficial disgregada que permite el movimiento de las dos zonas. Dependiendo de qué forma tenga el lecho del río tendremos más en cuenta una zona u otra.

La metodología establecida para la toma de muestras granulométricas no está bien definida por los organismos oficiales de normalización, como la "British Standard Institution" (BS), la "American Society for Testing Materials"(ASTM) o la "International Standard Organization" (ISO), ya que en ello no se suministra la información sobre el lugar de muestreo, tamaño de la muestra o el número de muestras necesarias (García y Martín, 2001). Tampoco la "Agencia Estatal de Normalización" (AENOR) tiene ninguna normativa específica en este campo.

Además hay un problema añadido en los torrentes como es la heterogeneidad de los materiales del lecho. Este tipo de ríos, presentan un rango amplio de fracciones granulométricas, una alta variabilidad espacial y temporal, y unas variaciones verticales de sedimento acumulado a través del lecho que se corresponden con el desarrollo de una capa superficial diferente del material subyacente o subsuperficial (Andrews y Parker, 1987; Church et al., 1987). Por lo tanto hay que tener en cuenta estos factores a la hora de apreciar o comparar muestras.

Este apartado no pretende la caracterización del torrente, ni estudiar con detenimiento sus depósitos aluviales, sino analizar los sedimentos que el torrente transportaría en un episodio de lluvia para dimensionar la solución adecuada a los mismos. Se toman

muestras para tener una perspectiva más amplia, pero realmente nos bastaría con el último tramo del torrente antes de la zona urbanizada, ya que la solución estaría situada en ese punto.

4.2.2. *Lugar de Estudio*

El torrente a estudiar corresponde a una cuenca situada al norte del barrio de Juslibol de la ciudad de Zaragoza, muy cerca del río Ebro. Antiguamente desaguaba en la Acequia del Rabal, a la entrada del barrio del mismo nombre. Su altura máxima estaría en torno a los 315 msnm (metros sobre el nivel del mar), y su punto más bajo en torno a los 217 msnm, donde se situaría el depósito de contención de áridos.

La cuenca debido a su pequeño tamaño, forma y pendiente tiene un régimen hidrológico de tipo torrencial como ya hemos destacado. Tiene por lo tanto un carácter efímero, y para episodios de lluvia intensos. En esos episodios se transporta gran cantidad de sólidos, provenientes principalmente de la instalación de extracción de áridos aunque también provenientes de la erosión que se provoca en la cuenca.

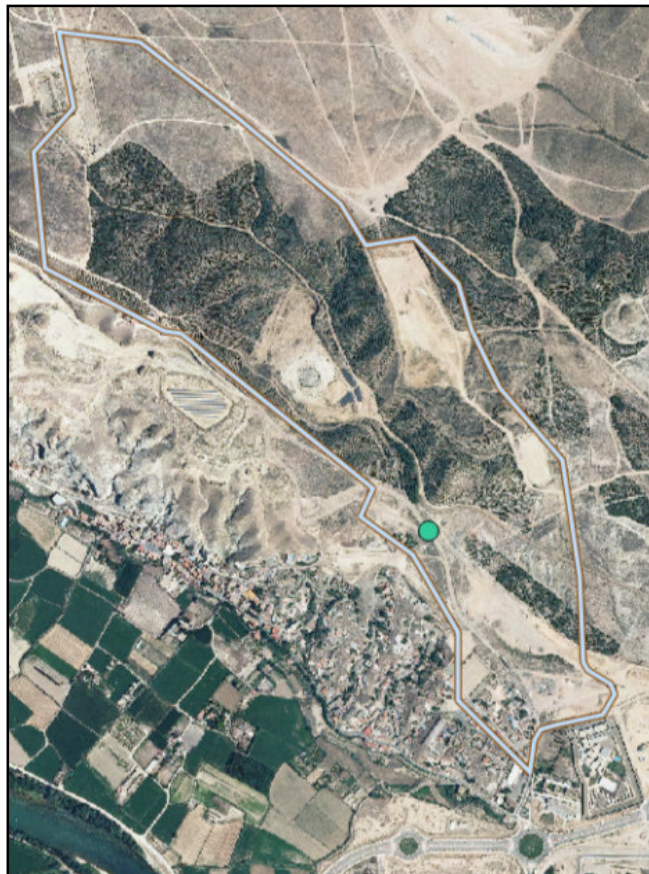


Ilustración 4.6 – *Punto de toma de la muestra.*

El punto escogido para la toma de muestras es el que aparece en la Ilustración 4.6, situado justo antes del cambio de la cuenca de no urbana a urbana. El punto escogido está en un cruce de dos caminos, los cuales forman sendos cauces en la cuenca, uno de ellos hace las veces de cauce principal. Esto se debe a que el constante paso de camiones provenientes de la instalación de extracción de áridos, genere un camino desde casi el inicio de la cuenca, hasta su punto de desagüe, provocando un cauce preferente y principal que recorre toda la cuenca. Además estos camiones contienen los áridos extraídos, que al desprenderse del camión generan una distribución granulométrica distinta de la de la cuenca, y que es más que interesante estudiar para la solución correspondiente.

4.2.3. Muestreo Superficial

El muestreo superficial se basa en la extracción de la primera capa del lecho del río, es decir, todos los áridos expuestos directamente al flujo del río.

Para este tipo de muestras la dimensión más importante y la única a tener en cuenta es el área de muestreo. El espesor lo marcará la partícula superficial más grande, pero esa dimensión no hay que aplicarla a toda el área.

En el punto señalado se delimitó un área de extracción para la muestra superficial mediante la fórmula de Diplas y Fripp (1992):

$$\text{Área} = 100 * D_{m\acute{a}x}^2 \quad [4.13]$$

siendo $D_{m\acute{a}x}$ el eje b (la anchura de una partícula o eje perpendicular al eje longitudinal más largo en metros).

En nuestro caso el $D_{m\acute{a}x}$ fue $7,4 \text{ cm}$ para el punto muestreado. Así pues el área muestreada fue de $0,55 \text{ m}^2$. Para definir el área se utilizó el área del círculo, ya que sólo tiene la variable del diámetro. Dicho diámetro fue de $0,835 \text{ m}$.

Una vez calculadas las áreas, se pintó con un pulverizador la superficie de un área circular en cada punto, medida con un metro y colocando la partícula de referencia en el centro de dicho círculo. Una vez pintada la superficie, se recogieron manualmente todas las partículas marcadas con la pintura (Ilustraciones 4.7).



Ilustraciones 4.7 – *Fotografías de la toma de muestras.*

La muestra extraída pesó $16,87\text{ kg}$. Sin embargo, sólo se realizó la prueba para un cuarto de la muestra. Primeramente, se dividió la muestra en dos con el objetivo de guardar una de las mitades para una posible caracterización posterior. Seguidamente con la otra mitad de la muestra, se pasó por una cuarteadora, la cual separó la muestra en dos muestras representativas e iguales. Esto se hizo para obtener una muestra lo más general posible pero con una dimensión abarcable para una prueba con un conjunto de tamices manuales.

La muestra fue tamizada con los tamices UNE disponibles en el laboratorio de la universidad: $0,125, 0,25, 0,5, 1, 2, 4, 8, 16, 20\text{ mm}$. Se definió el diámetro mínimo (d), el diámetro máximo (D) y el D_{50} que son los diámetros más representativos de la muestra. Por interpolación numérica de la muestra estudiada se pueden calcular el percentil deseado.

$d : 4\text{ mm}$

$D : 25\text{ mm}$

$D_{50} : 14,13\text{ mm}$

Posteriormente se calcularon los parámetros estadísticos de caracterización de la muestra como son: el módulo granulométrico, el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura.

Análisis de la cuenca

Módulo granulométrico : 8,31

$$Mg = \frac{\sum \% \text{ Retenido Acumulado}}{100} \quad [4.14]$$

Coefficiente de uniformidad : 3,25

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad [4.15]$$

Coefficiente de curvatura : 1,26

$$Cc = \frac{D_{30}^2}{(D_{10} * D_{60})} \quad [4.16]$$

Finalmente se muestra en una gráfica la distribución de frecuencias acumuladas de la muestra parcial, o lo que es lo mismo, la gráfica del % de pasas de la muestra seleccionada (Ilustración 4.8). En ella se muestra el porcentaje acumulado para todas las fracciones granulométricas respecto del peso total de la muestra.

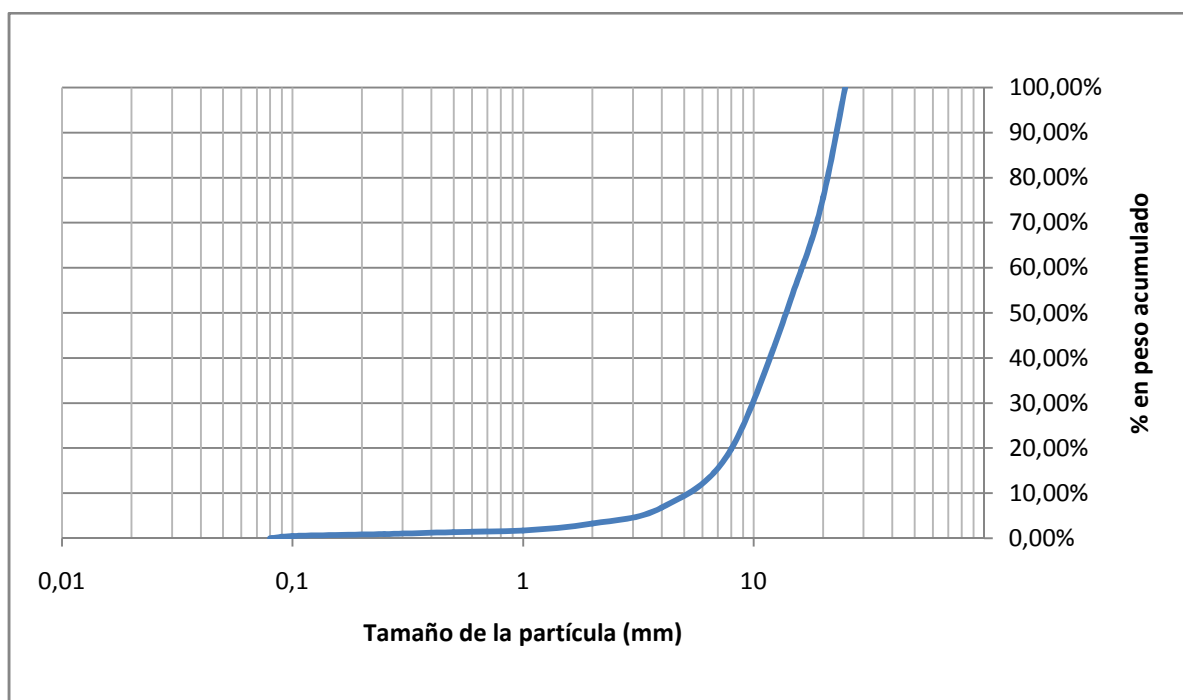


Ilustración 4.8 – Distribución granulométrica muestra superficial.

4.2.4. *Muestreo Subsuperficial*

Como hemos explicado en la introducción el punto, y por lo tanto el cauce principal, donde se ha realizado la toma de muestras, es un camino utilizado por los camiones de la instalación de extracción de áridos. Este tránsito constante de camiones provoca que el camino esté considerablemente compactado.

Por este motivo, al no tener herramientas adecuadas para extraer una muestra subsuperficial, no se ha realizado. El muestreo subsuperficial en nuestro punto, y básicamente en cualquier punto del cauce principal, necesitaría de una maquinaria para poder extraer material. Al no disponer de maquinaria, y al ser éste un estudio previo para la búsqueda de una solución adecuada, se ha decidido no hacerla.

4.2.5. *Conclusiones*

La existencia de una capa superficial más gruesa es un hecho reconocido en ríos de gravas perennes. Las investigaciones llevadas a cabo en este tipo de ríos han comprobado la falta de una capa superficial más gruesa que el material que hay por debajo, y la ausencia de una coraza superficial provoca una mayor tasa de transporte de sedimentos (García y Martín, 2001).

Esta capa es de gran importancia en el análisis del lecho de un cauce ya que determina el umbral de movimiento de las partículas de la capa subsuperficial. Sin embargo, en nuestro caso, las partículas que nos interesan son los de esa capa superficial, ya que son las partículas que van a provocar problemas de taponamientos y colapsos.

Los resultados obtenidos en el torrente que se está estudiando permiten clasificarlo como un río de gravas, con un $D_{50\ sup}$ de $14,13\ mm$. Como puede verse en la Ilustración 4.7, la curva de frecuencias acumulada muestra la presencia de partículas gruesas en su mayoría, entre 8 y 25 mm. A pesar del tamaño de las partículas, éstas no forman una coraza debido a su amplia dispersión en el terreno, como puede verse en la Ilustración 4.6.

4.3. ANÁLISIS DEL USO Y LAS CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA

4.3.1. *Introducción*

En este apartado se va a estudiar las características de cuenca. En otras palabras, se va a estudiar cómo es la cuenca en sus características geométricas y en cómo es en su superficie, el uso del suelo de la cuenca.

El primer apartado sólo es para dar una visión general de la cuenca a estudiar. Nos servirá para incluir algunas características de la misma en el modelo (como son las áreas de las subcuencas). Respecto al uso del suelo, este estudio o análisis de los distintos usos del suelo en las distintas subcuencas nos servirá para definir las pérdidas que se producen en la cuenca en un evento de lluvia.

4.3.2. *Datos Generales de la Cuenca*

La cuenca, como se ha explicado, está situada en el municipio de Zaragoza, concretamente encima del barrio de Juslibol, en la misma ciudad. Es de tipo torrencial y tiene un ambiente mediterráneo, por lo que es en general semi-árida, estando seca la mayor parte del año, pero descargando grandes volúmenes de agua con eventos de lluvia intensos.

La cuenca tiene una forma alargada como puede verse en la Ilustración 4.9, por lo que se ha decidido subdividirla en 4 subcuencas para no subestimar los caudales resultantes.



Ilustración 4.9 – *Contorno de la cuenca y de las subcuencas.*

Su altura máxima estaría en torno a los 315 msnm (metros sobre el nivel del mar), y su punto más bajo en torno a los 217 msnm. La longitud de la cuenca desde el punto más alejado hasta el punto de desagüe es de 2,32 km. Así que la pendiente media de la cuenca es de 4,22%.

Es una cuenca pequeña ya que tiene un área de drenaje de unas 103 Ha. La longitud de su cauce principal es de 1,66 km. Su sinuosidad por tanto es de 0,72, y esto nos indica que es poco sinuoso. Su índice de forma nos da 0,37.

Por último el índice de Gravelius para esta cuenca es de 1,51, con un perímetro de 5,48 km y un área total de 1,034 km^2 .

4.3.3. *Parámetros Geométricos*

Los parámetros que vamos a incluir en este apartado son:

- Área
- Desnivel
- Longitud de la subcuenca
- Pendiente

Con estos parámetros podremos calcular todos los datos que nos serán necesarios para el cálculo de la escorrentía a través del programa informático. Se presentan en la tabla 4.10 todos estos parámetros para cada subcuenca. Las subcuencas a las que corresponden estos parámetros se muestran en la siguiente Ilustración 4.10.

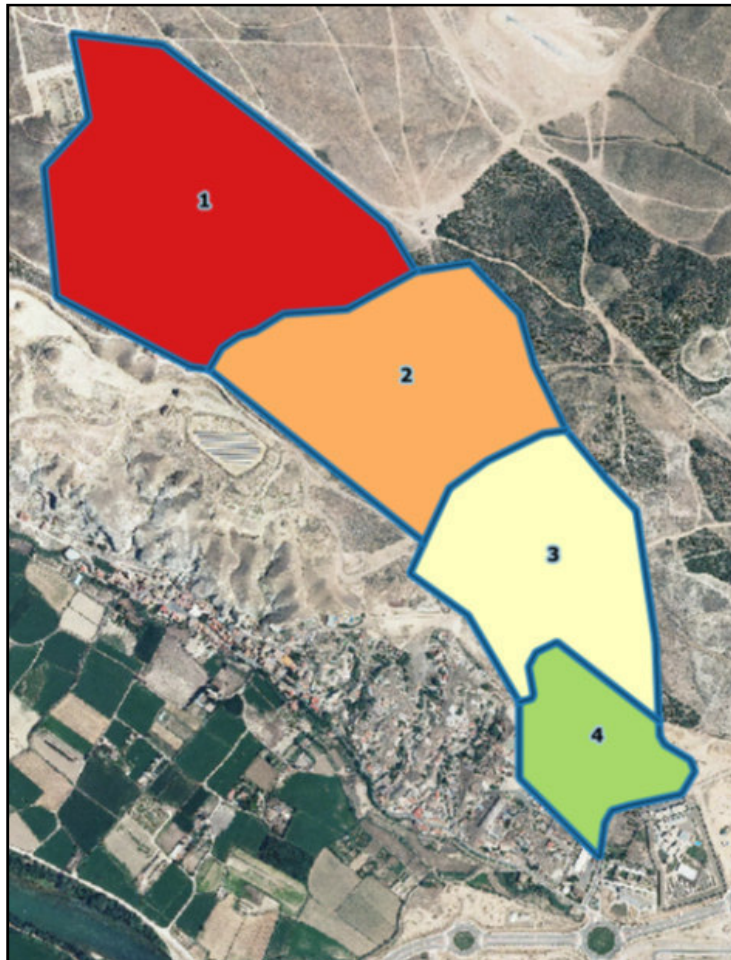


Ilustración 4.10 – *División de subcuencas.*

Tabla 4.10 – *Características Subcuencas.*

Subcuenca	Área <i>Ha</i>	Longitud <i>m</i>	Desnivel <i>m</i>	Pendiente <i>m/m</i>
1	40,07	909,90	34	0,0374
2	28,82	481,66	25	0,0519
3	23,26	529,67	18	0,0340
4	11,24	405,68	21	0,0518

4.3.4. Usos del Suelo

Cuando nos referimos al uso del suelo, nos estamos refiriendo a que es lo que tiene en superficie el suelo del que estamos hablando. Es decir, si hay vegetación, si no la hay, qué tipo de vegetación o si está urbanizado o no. En una cuenca normalmente el uso del suelo no es homogéneo, variando a lo largo de toda la cuenca.

Los usos del suelo nos indican lo impermeable que es una cuenca. También nos indican si un suelo tiene más o menos pérdidas debido al tipo de vegetación. Además del uso del suelo, hay algunas metodologías que también tiene en cuenta las condiciones de humedad del suelo. Estas condiciones son importantes a la hora de modelizar ya que pueden generar unos caudales mayores o menores en función de la humedad que tenga el suelo.

Para definir los usos del suelo, va a utilizar el método del SCS (Soil Conservation Service, 1972). Este método considera que la precipitación efectiva es menor que la precipitación real, debido a que el suelo retiene una parte de la misma, definiendo una retención acumulada, y una abstracción inicial. Esas pérdidas de parte de la precipitación, dependerán del uso del suelo que tenga la cuenca.

Para caracterizar esos usos utilizaremos las Ilustraciones 4.11, 4.12 y 4.13, que es una tabla única proporcionada por el SCS que determina en función del uso del suelo, y del grupo hidrológico que tenga el suelo un *Curve Number* diferente. Este *Curve Number* (CN) varía de 0 a 100, siendo 0 muy permeable, y 100 totalmente impermeable.

Pero como hemos dicho, las cuencas no tienen un mismo uso en toda su extensión, variando de un punto a otro. Así que una vez caracterizados los distintos tipos de usos del suelo, se han calculado las áreas correspondientes para cada tipo de suelo. Con las áreas parciales y el CN correspondiente a cada una de ellas, se puede obtener un CN ponderado para toda la cuenca o subcuenca.

Análisis de la cuenca

Land Use Description	Curve Numbers for Hydrologic Soil Group			
	A	B	C	D
Fully developed urban areas ^a (vegetation established)				
Lawns, open spaces, parks, golf courses, cemeteries, etc.				
Good condition: grass cover on 75% or more of the area	39	61	74	80
Fair condition: grass cover on 50% to 75% of the area	49	69	79	84
Poor condition: grass cover on 50% or less of the area	68	79	86	89
Paved parking lots, roofs, driveways, etc.	98	98	98	98
Streets and roads				
Paved with curbs and storm sewers	98	98	98	98
Gravel	76	85	89	91
Dirt	72	82	87	89
Paved with open ditches	83	89	92	93
	Average % impervious ^b			
Commercial and business areas	85	89	92	94
Industrial districts	72	81	88	91
Row houses, townhouses, and residential homes with lot sizes 1/8 acre or less	65	77	85	90
Residential: average lot size				
1/4 acre	38	61	75	83
1/3 acre	30	57	72	81
1/2 acre	25	54	70	80
1 acre	20	51	68	79
2 acre	12	46	65	77
Developing urban areas ^c (no vegetation established)				
Newly graded area	77	86	91	94
Western desert urban areas				
Natural desert landscaping (pervious area only) ^f	63	77	85	88
Artificial desert landscaping	96	96	96	96

Land Use Description	Treatment or Practice ^d	Hydrologic Condition	Curve Numbers for Hydrologic Soil Group			
			A	B	C	D
Cultivated agricultural land						
Fallow	Straight row or bare soil		77	86	91	94
	Conservation tillage	Poor	76	85	90	93
	Conservation tillage	Good	74	83	88	90
Row crops	Straight row	Poor	72	81	88	91
	Straight row	Good	67	78	85	89
	Conservation tillage	Poor	71	80	87	90
	Conservation tillage	Good	64	75	82	85
	Contoured	Poor	70	79	84	88
	Contoured	Good	65	75	82	86

Ilustración 4.11 – Valores del Curve Number (SCS, 1972).

Land Use Description	Treatment or Practice ^d	Hydrologic Condition	Curve Numbers for Hydrologic Soil Group			
			A	B	C	D
Small grain	Contoured and conservation tillage	Poor	69	78	83	87
		Good	64	74	81	85
	Contoured and terraces	Poor	66	74	80	82
	Contoured and terraces	Good	62	71	78	81
	Contoured and terraces and conservation tillage	Poor	65	73	79	81
		Good	61	70	77	80
	Straight row	Poor	65	76	84	88
	Straight row	Good	63	75	83	87
	Conservation tillage	Poor	64	75	83	86
	Conservation tillage	Good	60	72	80	84
	Contoured	Poor	63	74	82	85
	Contoured	Good	61	73	81	84
	Contoured and conservation tillage	Poor	62	73	81	84
		Good	60	72	80	83
	Contoured and terraces	Poor	61	72	79	82
	Contoured and terraces	Good	59	70	78	81
Contoured and terraces and conservation tillage	Poor	60	71	78	81	
	Good	58	69	77	80	
Close-seeded legumes rotations meadows ^e	Straight row	Poor	66	77	85	89
	Straight row	Good	58	72	81	85
	Contoured	Poor	64	75	83	85
	Contoured	Good	55	69	78	83
	Contoured and terraces	Poor	63	73	80	83
	Contoured and terraces	Good	51	67	76	80
Noncultivated agricultural land						
Pasture or range	No mechanical treatment	Poor	68	79	86	89
	No mechanical treatment	Fair	49	69	79	84
	No mechanical treatment	Good	39	61	74	80
	Contoured	Poor	47	67	81	88
	Contoured	Fair	25	59	75	83
	Contoured	Good	6	35	70	79
Meadow		—	30	58	71	78
Forestland—grass or orchards—evergreen deciduous		Poor	55	73	82	86
		Fair	44	65	76	82
		Good	32	58	72	79
Brush		Poor	48	67	77	83
		Fair	35	56	70	77
		Good	30	48	65	73
Woods		Poor	45	66	77	83
		Fair	36	60	73	79
		Good	25	55	70	77
Farmsteads		—	59	74	82	86

Ilustración 4.12 - Valores del Curve Number (SCS, 1972). (cont.)

Análisis de la cuenca

Land Use Description	Treatment or Practice ^d	Hydrologic Condition	Curve Numbers for Hydrologic Soil Group			
			A	B	C	D
Forest-range Herbaceous		Poor	^g	80	87	93
		Fair		71	81	89
		Good		62	74	85
Oak-aspen		Poor		66	74	79
		Fair		48	57	63
		Good		30	41	48
Juniper		Poor	^g	75	85	89
		Fair		58	73	80
		Good		41	61	71
Sage-grass		Poor		67	80	85
		Fair		51	63	70
		Good		35	47	55

^aFor land uses with impervious areas, curve numbers are computed assuming that 100% of runoff from impervious areas is connected directly to the drainage system. Pervious areas (lawns) are considered to be equivalent to lawns in good condition. Impervious areas have a *CN* of 98.

^bIncludes paved streets.

^cUse for the design of temporary measures during grading and construction. Impervious area percent for urban areas under development varies considerably. The user will determine the percent impervious. Then, using the newly graded area *CN*, the composite *CN* can be computed for any degree of development.

^dFor conservation-tillage poor hydrologic condition, 5 to 20% of the surface is covered with residue (less than 750 lb/acre row crops or 300-lb/acre small grain). For conservation-tillage good hydrologic condition, more than 20% of the surface is covered with residue (greater than 750-lb/acre row crops or 300-lb/acre small grain).

^eClose-drilled or broadcast.

For noncultivated agricultural land:

- Poor hydrologic condition has less than 25% groundcover density.
- Fair hydrologic condition has between 25 and 50% groundcover density.
- Good hydrologic condition has more than 50% groundcover density.

For forest-range:

- Poor hydrologic condition has less than 30% groundcover density.
- Fair hydrologic condition has between 30 and 70% groundcover density.
- Good hydrologic condition has more than 70% groundcover density.

^fComposite *CNs* for natural desert landscaping should be computed using Figure 3.21 based on the impervious area percentage (*CN* = 98) and the pervious area *CN*. The pervious area *CNs* are assumed equivalent to desert shrub in poor hydrologic conditions.

^gCurve numbers for group A have been developed only for desert shrub.

Ilustración 4.13 - Valores del Curve Number (SCS, 1972). (cont.)

Añadir también, que este método es uno de los métodos que tiene en cuenta las condiciones de humedad del suelo. Así que para cada subcuenca y para el valor de *CN* ponderado de cada una de ellas, se mostrará el *CN* para un estado húmedo y para un estado seco.

Para determinar los usos en nuestra cuenca, se han utilizado ortofotos de la zona de la cuenca. Con ellas se han definido 4 tipos de usos del suelo. Podemos observar esta

clasificación en las Ilustraciones 4.14. Además de las ortofotos se ha inspeccionado la zona y se han realizado fotos de las 4 tipos de zona (Ilustraciones 4.15; 4.16; 4.17; 4.18).

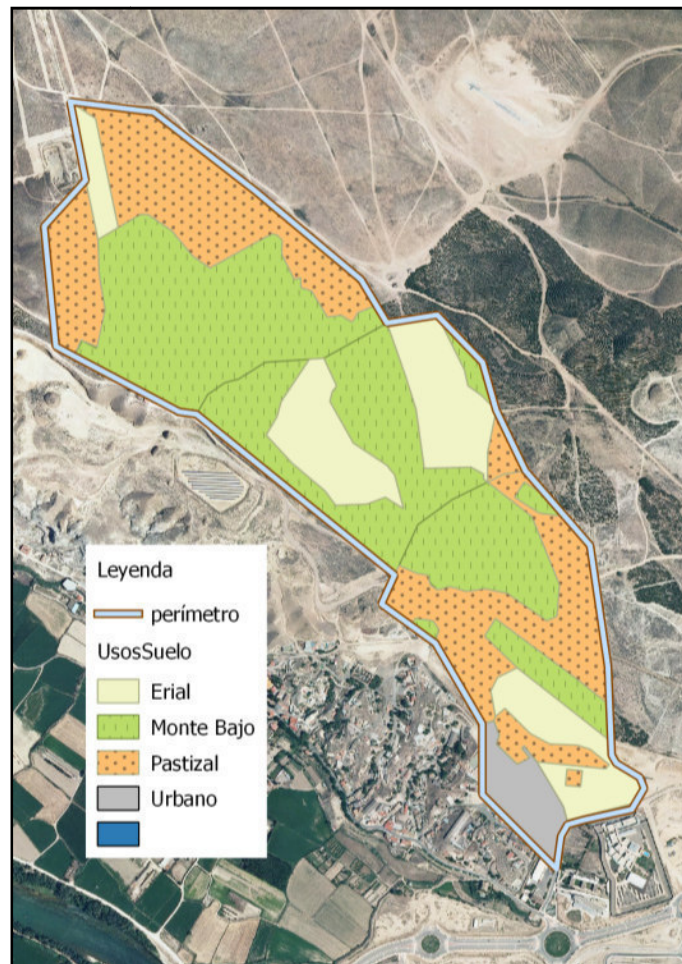


Ilustración 4.14 – *Usos Suelo Cuenca Juslibol.*

Por último, además del CN ponderado de cada subcuenca, el programa nos requiere el porcentaje de impermeabilidad de la cuenca. Para definirlo, simplemente observaremos si en esa subcuenca hay alguna zona urbanizada. En tal caso adoptaremos el mismo % de suelo urbanizado como suelo impermeable (aunque su valor de CN no sea igual a 100)

Para definir el Grupo Hidrológico del Suelo necesitaríamos un estudio geológico que nos definiese qué suelo hay en cada subcuenca y en cada área parcial de uso del suelo. Al ser éste un estudio previo a la construcción, no contamos con la posibilidad de hacer estos estudios. Sin embargo, hemos obtenido, gracias a la colaboración del Ayuntamiento

Análisis de la cuenca

de Zaragoza, un estudio geotécnico de una obra cercana a nuestra cuenca, situada también en el barrio de Juslibol. Este estudio se encuentra en el Anejo 2.

Se ha caracterizado la zona en el Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados. Esta decisión se ha tomado según el estudio geológico-geotécnico, que nos habla en su punto 2. Geología de unos "*depósitos coluviales (limos y arenas yesíferas) que comienzan a alcanzar un desarrollo significativo en el tramo final del proyecto (pueden llegar a alcanzar hasta 10-15 m de espesor)*". Se considera 10 metros una profundidad suficiente para distinguir el terreno del Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento.

4.3.4.1. Subcuenca 1

La subcuenca 1 es la más alejada al punto de desagüe. Se encuentra en el tramo inicial de la cuenca, y casi no tiene cauce principal. Está formada principalmente por monte bajo (Ilustraciones 4.15), y por pastizales, teniendo también una pequeña parte de erial. Es la cuenca más grande en cuanto a área y tiene una pendiente de aproximadamente un 3%.



Ilustraciones 4.15 – Monte bajo.

El Grupo Hidrológico del suelo será el que utilizamos para toda la cuenca a falta de una información más completa. Este grupo es el A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

La siguiente tabla nos muestra el área y el CN que tiene cada tipo de uso del suelo, y el resultado del CN ponderado:

Tabla 4.11 – CN usos suelo subcuenca 1.

Subcuenca	Uso Suelo	CN	GH	CN	Área Ha	Área %	Prod.
1	Monte Bajo	Forestlands-Woods-Poor	A	45	20,43	51,00	2294,93
1	Pastizal	Pasture-No mechanical treatment-Poor	A	68	13,24	33,05	2247,42
1	Pastizal	Pasture-No mechanical treatment-Poor	A	68	4,62	11,53	784,22
1	Erial	Street-Dirt	A	72	1,77	4,42	318,12
CN pon							56,45

Una vez que hemos obtenido el CN ponderado, podemos calcular el CN en función de las condiciones de humedad. También obtenemos la abstracción inicial (Ia) en mm, y la retención potencial máxima (S) en mm. Las podemos ver en la siguiente tabla:

Tabla 4.12 – CN condición humedad precedente.

Abstracción inicial					
CN seco	35,25	Ia seco	93,32	S	466,62
CN húmedo	74,88	Ia húmedo	17,04	S	85,21

4.3.4.2. Subcuenca 2

La subcuenca 2 se encuentra en el tramo después de la subcuenca 1. Esta subcuenca es importante para entender el comportamiento de la cuenca en relación a la instalación de extracción de áridos. En esta subcuenca se encuentran dos grandes eriales derivados de la instalación. Desde ellos salen sendos caminos que terminan uniéndose en el punto de toma de muestras granulométricas descrito en el punto 4.2. Estos caminos finalmente terminan en la zona de acopio de áridos que hay al final de la cuenca, al lado del punto de desagüe. Estos caminos son los que hacen las veces de cauces, y que además contienen gran cantidad de áridos debido al paso de camiones.

Estos eriales (Ilustraciones 4.16) se encuentran rodeados de monte bajo, que se extiende por el resto de la subcuenca.

Análisis de la cuenca



Ilustraciones 4.16 – Erial.

Esta subcuenca tiene una pendiente importante, de aproximadamente el 5%.

El Grupo Hidrológico del suelo será el que utilizamos para toda la cuenca a falta de una información más completa. Este grupo es el A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

La siguiente tabla nos muestra el área y el CN que tiene cada tipo de uso del suelo, y el resultado del CN ponderado:

Tabla 4.13 – CN usos suelo subcuenca 2.

Subcuenca	Uso Suelo	CN	GH	CN	Área Ha	Área %	Prod.
2	Monte Bajo	Forestlands-Woods-Poor	A	45	0,79	2,74	123,39
2	Monte Bajo	Forestlands-Woods-Poor	A	45	15,04	52,20	2349,18
2	Pastizal	Pasture-No mechanical treatment-Poor	A	68	0,88	3,05	207,71
2	Erial	Street-Dirt	A	72	5,9	20,48	1474,49
2	Erial	Street-Dirt	A	72	6,2	21,52	1549,46
CN pon							57,04

Una vez que hemos obtenido el CN ponderado, podemos calcular el CN en función de las condiciones de humedad. También obtenemos la abstracción inicial (Ia) en mm, y la retención potencial máxima (S) en mm. Las podemos ver en la siguiente tabla:

Tabla 4.14 – *CN condición humedad precedente.*

Abstracción inicial					
CN seco	35,80	la seco	91,09	S	455,44
CN húmedo	75,33	la húmedo	16,63	S	83,17

4.3.4.3. *Subcuenca 3*

La subcuenca 3 es la última parte de la cuenca antes de llegar a la zona urbanizada o afectada por el desarrollo humano. En ella nos encontramos con Pastizales (Ilustraciones 4.17) y con Monte bajo. La pendiente es del 3% y contiene la unión de los cauces (caminos).



Ilustraciones 4.17 – *Pastizal.*

El Grupo Hidrológico del suelo será el que utilizamos para toda la cuenca a falta de una información más completa. Este grupo es el A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

La siguiente tabla nos muestra el área y el CN que tiene cada tipo de uso del suelo, y el resultado del CN ponderado:

Tabla 4.15 – CN usos suelo subcuenca 3.

Subcuenca	Uso Suelo	CN	GH	CN	Área Ha	Área %	Prod.
3	Monte Bajo	Forestlands-Woods-Poor	A	45	7,99	34,41	1548,45
3	Monte Bajo	Forestlands-Woods-Poor	A	45	2,59	11,15	501,94
3	Monte Bajo	Forestlands-Woods-Poor	A	45	0,24	1,03	46,51
3	Monte Bajo	Forestlands-Woods-Poor	A	45	0,45	1,94	87,21
3	Pastizal	Pasture-No mechanical treatment-Poor	A	68	11,95	51,46	3499,57
CN pon							56,84

Una vez que hemos obtenido el CN ponderado, podemos calcular el CN en función de las condiciones de humedad. También obtenemos la abstracción inicial (Ia) en mm, y la retención potencial máxima (S) en mm. Las podemos ver en la siguiente tabla:

Tabla 4.16 – CN condición humedad precedente.

Abstracción inicial					
CN seco	35,61	la seco	91,85	S	459,27
CN húmedo	75,18	la húmedo	16,77	S	83,87

4.3.4.4. Subcuenca 4

Por último la subcuenca 4 está situada en la parte final de la cuenca, conteniendo el punto de desagüe. Esta cuenca tiene la mayor parte de su suelo urbanizado (Ilustraciones 4.18), bien en forma de calles o casas pero también en forma de erial, ya que en ella se encuentra la zona de acopio de áridos. Además de estas zonas, también hay una pequeña zona de pastizal.



Ilustraciones 4.18 – Suelo Urbanizado.

El Grupo Hidrológico del suelo será el que utilizamos para toda la cuenca a falta de una información más completa. Este grupo es el A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

La siguiente tabla nos muestra el área y el CN que tiene cada tipo de uso del suelo, y el resultado del CN ponderado:

Tabla 4.17 – CN usos suelo subcuenca 4.

Subcuenca	Uso Suelo	CN	GH	CN	Área Ha	Área %	Prod.
4	Urbano	Street-Paved	A	98	4,07	36,24	3551,74
4	Urbano	Street-Paved	A	98	0,16	1,42	139,63
4	Pastizal	Pasture-No mechanical treatment-Poor	A	68	1,69	15,05	1023,33
4	Erial	Street-Dirt	A	72	5,31	47,28	3404,45
CN pon							81,19

Una vez que hemos obtenido el CN ponderado, podemos calcular el CN en función de las condiciones de humedad. También obtenemos la abstracción inicial (Ia) en mm, y la retención potencial máxima (S) en mm. Las podemos ver en la siguiente tabla:

Tabla 4.18 – CN condición humedad precedente.

Abstracción inicial					
CN seco	64,45	la seco	28,02	S	140,10
CN húmedo	90,85	la húmedo	5,12	S	25,58

5. SIMULACIÓN DEL MODELO EN HEC-HMS

En este capítulo trataremos la modelización de la cuenca mediante el programa HEC-HMS de la USACE (US Army Corps of Engineers). Este programa ha sido diseñado para simular la escorrentía provocada por una precipitación en un sistema de drenaje. El programa presenta numerosas opciones y metodologías en cada uno de los procesos de esta transformación lluvia-escorrentía. También tiene la opción de incluir en la modelización distintas obras para modificar la escorrentía, como pueden ser depósitos de retención o laminación.

Los pasos a seguir para la modelización de la cuenca son los siguientes:

- Insertar los datos correspondientes a la cuenca referentes al punto 4.3.
- Además elegiremos la metodología de pérdidas de precipitación. Para ello se tendrá en cuenta el punto 4.3 con el cual hemos caracterizado los usos del suelo de la cuenca, necesarios para asignar las pérdidas en función del tipo de suelo.
- También se definirá la metodología de transformación de precipitación a caudal. Se escogerá un método y se calcularán sus variables.
- Después añadiremos la lluvia con la que analizaremos la cuenca. Para ello utilizaremos el hietograma calculado en el punto 4.1.
- Por último se simulará el modelo con las características que hemos descrito, y se obtendrán los hidrogramas de salida para la cuenca.

Con el hidrograma de salida, resultante de la simulación, se podrá dimensionar una solución a nuestro problema, pudiendo también comprobar posteriormente la conveniencia de la solución en la misma simulación a nuestra cuenca.

5.1. CREACIÓN DE LA CUENCA

Para la creación de la cuenca tenemos que definir cómo es nuestra cuenca. El programa nos ofrece distintos elementos para definirla, pudiendo elegir entre los elementos: Cuenca, Elemento de conducción, Depósito, Elemento de Unión, Elemento de derivación, Encauzamiento y Sumidero. Con estos elementos se puede recrear la cuenca de forma esquematizada.

Para la simulación, se han creado 3 modelos de cuenca. Dos de ellos con las 4 separaciones en subcuencas, y el tercer modelo consiste solamente en la cuenca general. En los dos modelos que tienen en cuenta las 4 subcuencas, se ha recreado la cuenca con distintos elementos como se pueden a continuación.

En todos los modelos vamos a diferenciar entre Tanque y Acequia. Esta diferencia no implica ningún cambio, sólo se hace para que sea más real la esquematización.

5.1.1. Modelo 0

En este modelo se ha considerado la cuenca en su totalidad. Solamente tiene un elemento Cuenca, conectado al Elemento de Unión llamado Tanque, y este a su vez conectado al Elemento de Unión llamado Acequia. Podemos verlo en la Ilustración siguiente:

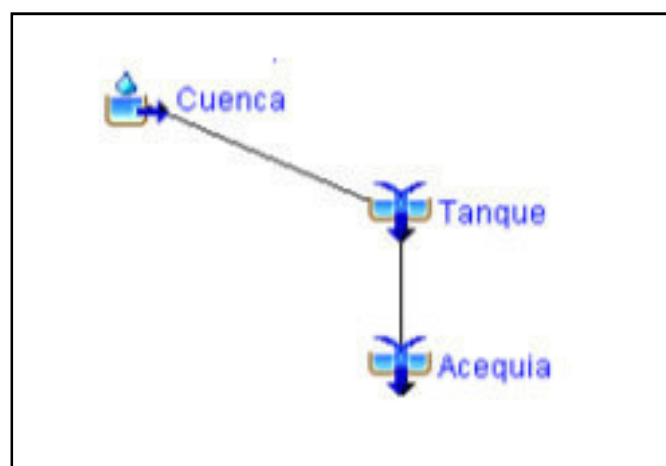


Ilustración 5.1 – Esquema HEC-HMS modelo 0.

Las características del elemento Cuenca son las de la cuenca general, por lo que tendrá un área de 103 Ha, o 1,03 Km².

Para las pérdidas vamos a utilizar el método del *SCS Curva Number*, cuyos parámetros han sido calculados de la misma forma que se hizo en el punto 4.3.4. Los parámetros que han resultado son:

	CN		77,08
	Abstracción inicial	<i>mm</i>	15,10
	Impermeabilización	<i>%</i>	4,09

Hay que decir que se han cogido tanto el CN como la Abstracción inicial, con las condiciones de humedad más desfavorables. Se ha optado por estos valores para estar en la posición de cálculo más desfavorable.

Respecto al método de transformación, se ha elegido el método del Hidrograma Unitario del SCS, para que hubiera concordancia entre ambos métodos. Para el mismo sólo hacía falta calcular el *Lag Time* en minutos. Este es el tiempo desde el inicio hasta el pico de la avenida (hidrograma). Utilizando la fórmula de Kirpich que haya el tiempo de concentración, se puede calcular el tiempo al pico que es el que necesitamos con una sencilla regla. Con los datos de nuestra cuenca, hemos obtenido un Tiempo al pico de 17,11 min.

5.1.2. Modelo 1

En este modelo se han considerado las 4 subcuencas descritas en el capítulo 4. A cada una de las cuencas se le ha asignado un elemento Cuenca. Estos elementos cuenca desaguan en su propia subcuenca, por lo que tenemos que incluir unos elementos de Conducción desde la salida de las subcuencas, hasta las subcuencas siguientes. Esto se puede ver en la Ilustración 5.2. Además de estos elementos también tenemos dos elementos de Unión, el Tanque y la Acequia, explicados en el Modelo 0.

Se ha tomado la decisión de unir las subcuencas con un elemento de unión ya que el agua que desagua en una subcuenca, transcurre por la siguiente a lo largo del cauce principal, no teniendo pérdidas y por consiguiente como si fuera una conducción.

Las características de las subcuencas son las que aparecen en la tabla 4.10.

Para las pérdidas, se ha utilizado el mismo criterio que en el Modelo 0, es decir, se ha escogido el CN y la abstracción inicial para la condición de humedad más desfavorable. Esto se hace para utilizar la posición de cálculo más desfavorable.

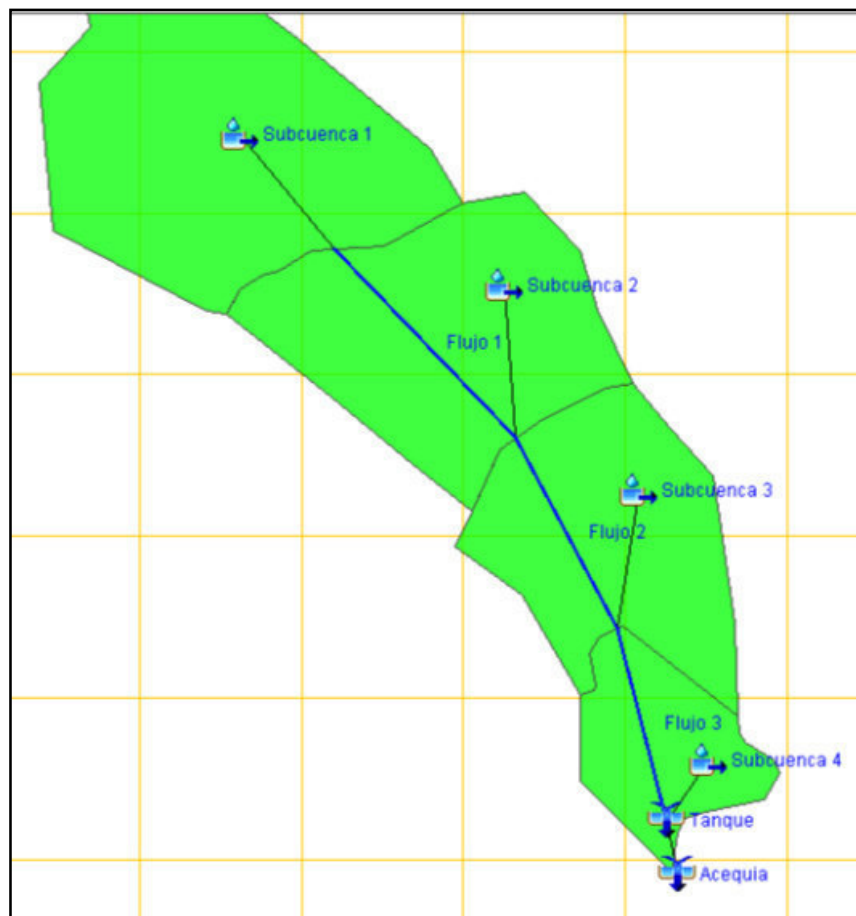


Ilustración 5.2 – Esquema HEC-HMS para el modelo 1.

Para el método de transformación se ha elegido el método del Hidrograma Unitario del SCS, para que hubiera concordancia entre ambos métodos. Para el mismo sólo hacía falta calcular el *Lag Time* en minutos. Este es el tiempo desde el inicio de la escorrentía hasta el pico de la avenida (hidrograma). Utilizando la fórmula de Kirpich que haya el tiempo de concentración, se puede calcular el tiempo al pico que es el que necesitamos con una sencilla regla. Con los datos de nuestras cuencas, hemos obtenido la siguiente tabla:

Tabla 5.1 – Valores del tiempo al pico para el HU SCS.

Subcuenca	Longitud <i>m</i>	Desnivel <i>m</i>	Pendiente <i>m/m</i>	Tc <i>h</i>	Tp <i>min</i>
1	909,9	34	0,0374	0,21755158	8,69
2	481,66	25	0,0519	0,11746336	4,69
3	529,67	18	0,0340	0,14876139	5,94
4	405,68	21	0,0518	0,10302475	4,12

5.1.3. Modelo 1.1

Finalmente para este modelo hemos utilizado como base el Modelo 1, pero en vez de utilizar Elementos de Conducción, hemos utilizado Elementos de Unión al final de cada subcuenca, es decir, en el punto de desagüe de cada subcuenca. Estos Elementos de Unión los hemos unido los hemos unido a su vez con los Elementos Unión de cada subcuenca posterior, hasta el Elemento de Unión *Tanque*. Podemos ver el esquema de este modelo en la siguiente Ilustración.

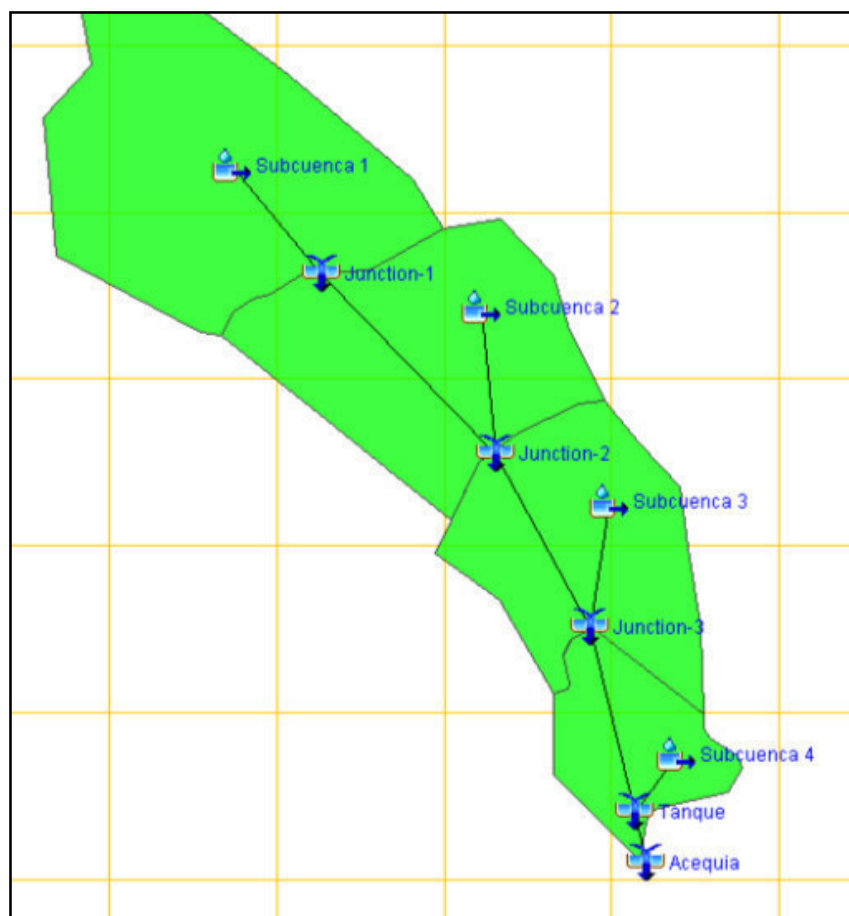


Ilustración 5.3 – Esquema HEC-HMS del modelo 1.1.

Tanto para las pérdidas como para el método de transformación, se han utilizado los mismos parámetros que en el modelo 1, por lo que no los expondremos de nuevo.

5.2. CREACIÓN DEL MODELO METEOROLÓGICO

Para el modelo meteorológico tendremos que saber de qué datos disponemos. En nuestro caso disponemos de un hietograma con una duración de 60 minutos en intervalos de 5 minutos.

El programa nos ofrece distintas posibilidades para la lluvia con la que vamos a simular el modelo. Desde una Precipitación en malla, hasta una Tormenta del SCS. En nuestro caso utilizaremos la opción de Hietograma específico. Con esta opción podemos insertar, bien a mano bien desde un archivo externo, un hietograma que hayamos calculado.

Tendremos que seleccionar que el modelo meteorológico afecta a todas las cuencas o subcuencas, ya que como se ha explicado, la cuenca es demasiado pequeña para considerar una variación espacial de la precipitación. Por ello consideramos la misma lluvia en todas las cuencas.

Por otro lado, tendremos que considerar el tiempo de control. El programa nos ofrece la posibilidad de estudiar el evento de lluvia y la escorrentía con distintos intervalos de tiempo. Por ello tendremos que especificar el intervalo de tiempo que queremos que el programa estudie nuestro modelo.

En nuestras simulaciones, utilizaremos un estudio del evento de una hora más que el hietograma. El intervalo entre datos a lo largo del estudio será de 2 minutos.

5.3. SIMULACIÓN DEL MODELO

Una vez que se han definido todos métodos a utilizar, y los parámetros necesarios, se procede a simular el modelo. Para ello tenemos que seleccionar qué modelos queremos que simule. Es decir, podemos haber definido varios modelos meteorológicos, podemos tener varios modelos de cuenca, o varios intervalos de estudio. Por ello hay que especificarlos.

En nuestro caso vamos a realizar 3 simulaciones. Estos constarán de:

Modelo de cuenca 0 + Hietograma de diseño + Intervalo tiempo

Modelo de cuenca 1 + Hietograma de diseño + Intervalo tiempo

Modelo de cuenca 1.1 + Hietograma de diseño + Intervalo tiempo

Al tener solo un tipo de precipitación y un intervalo de tiempo referido a esa precipitación, lo único que habrá que cambiar es el modelo de cuenca.

5.4. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

Una vez hechas las tres simulaciones presentamos los datos para cada una de las simulaciones. Tendremos en cuenta el caudal punta, la duración (tiempo base) del hidrograma, y el volumen total de escorrentía que pasa por la Acequia.

5.4.1. Modelo 0

Tabla 5.2 – Resultados generales para la simulación del modelo 0.

Run3				
Elemento hidrológico	Área de drenaje	Caudal punta	Lapso de tiempo	Volumen
	<i>km2</i>	<i>m3/s</i>		<i>mm</i>
Cuenca	1,03	0,8	01ene2015, 01:00	2,09
Tanque	1,03	0,8	01ene2015, 01:00	2,09
Acequia	1,03	0,8	01ene2015, 01:00	2,09

Y aquí tenemos el hidrograma de salida en el Elemento *Acequia* que a efectos prácticos es el mismo que el Elemento *Tanque*.

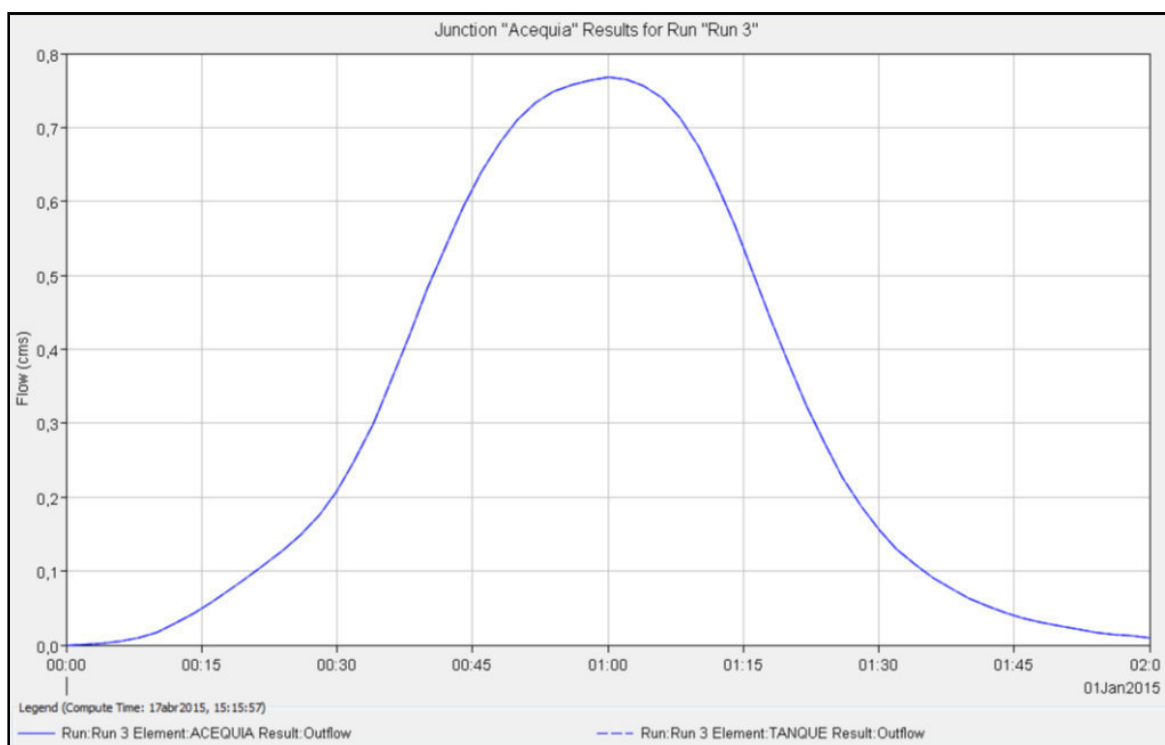


Ilustración 5.4 – Hidrograma del HEC-HMS para el modelo 0.

Simulación del modelo en Hec-Hms

5.4.2. Modelo 1

Tabla 5.3 – Resultados generales para la simulación del modelo 1.

Run1				
Elemento hidrológico	Área de drenaje <i>km2</i>	Caudal punta <i>m3/s</i>	Lapso de tiempo	Volumen <i>mm</i>
Subcuenca 1	0,401	0,1	01ene2015, 01:02	0,51
Flujo 1	0,401	0,1	01ene2015, 01:02	0,51
Subcuenca 2	0,288	0,1	01ene2015, 01:00	0,69
Flujo 2	0,689	0,3	01ene2015, 01:00	0,59
Subcuenca 3	0,233	0,1	01ene2015, 01:00	0,69
Flujo 3	0,922	0,4	01ene2015, 01:00	0,61
Subcuenca 4	0,112	1,1	01ene2015, 00:32	13,7
Tanque	1,034	1,1	01ene2015, 00:32	2,03
Acequia	1,034	1,1	01ene2015, 00:32	2,03

Y aquí tenemos el hidrograma de salida en el Elemento *Acequia* que a efectos prácticos es el mismo que el Elemento *Tanque*.

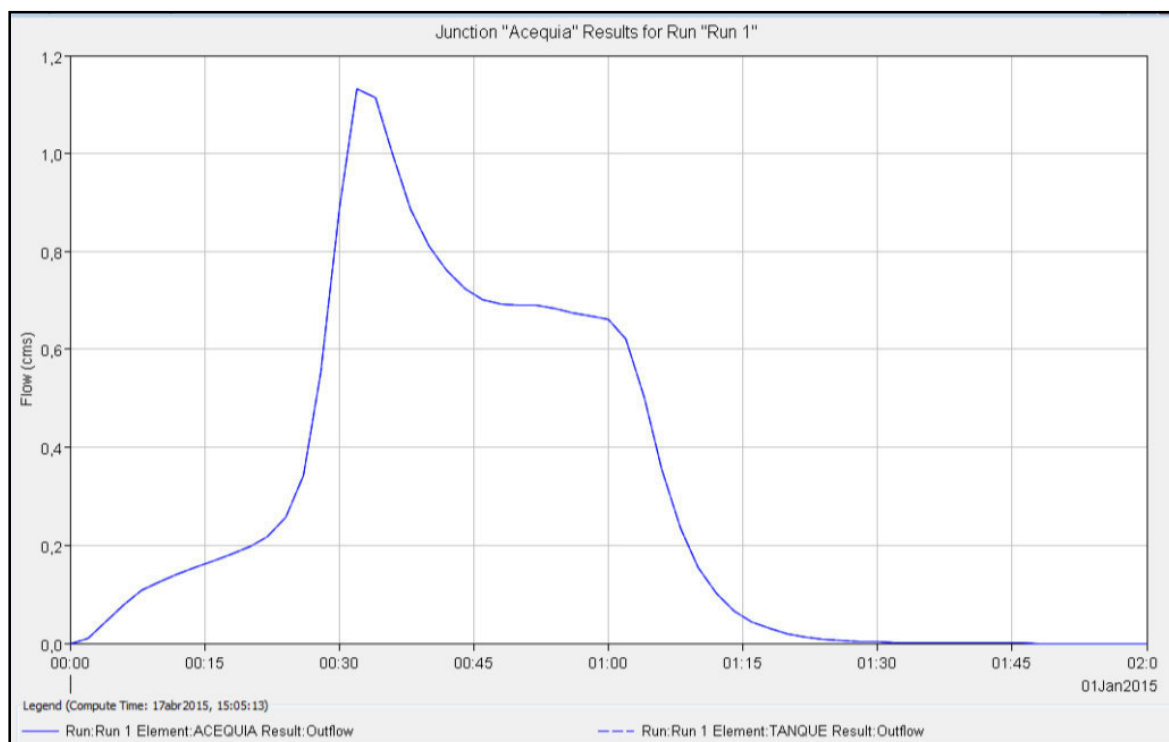


Ilustración 5.5 – Hidrograma del HEC-HMS para el modelo 1.

5.4.3. Modelo 1.1

Tabla 5.4 – Resultados generales para la simulación del modelo 1.1.

Run2				
Elemento hidrológico	Área de drenaje <i>km2</i>	Caudal punta <i>m3/s</i>	Lapso de tiempo	Volumen <i>mm</i>
Subcuenca 1	0,401	1	01ene2015, 01:02	0,51
Junction-1	0,401	0,1	01ene2015, 01:02	0,51
Subcuenca 2	0,288	0,1	01ene2015, 01:00	0,69
Junction-2	0,689	0,3	01ene2015, 01:00	0,59
Subcuenca 3	0,233	0,1	01ene2015, 01:00	0,69
Junction-3	0,922	0,4	01ene2015, 01:00	0,61
Subcuenca 4	0,112	1,1	01ene2015, 00:32	13,7
Tanque	1,034	1,1	01ene2015, 00:32	2,03
Acequia	1,034	1,1	01ene2015, 00:32	2,03

Y aquí tenemos el hidrograma de salida en el Elemento *Acequia* que a efectos prácticos es el mismo que el Elemento *Tanque*.

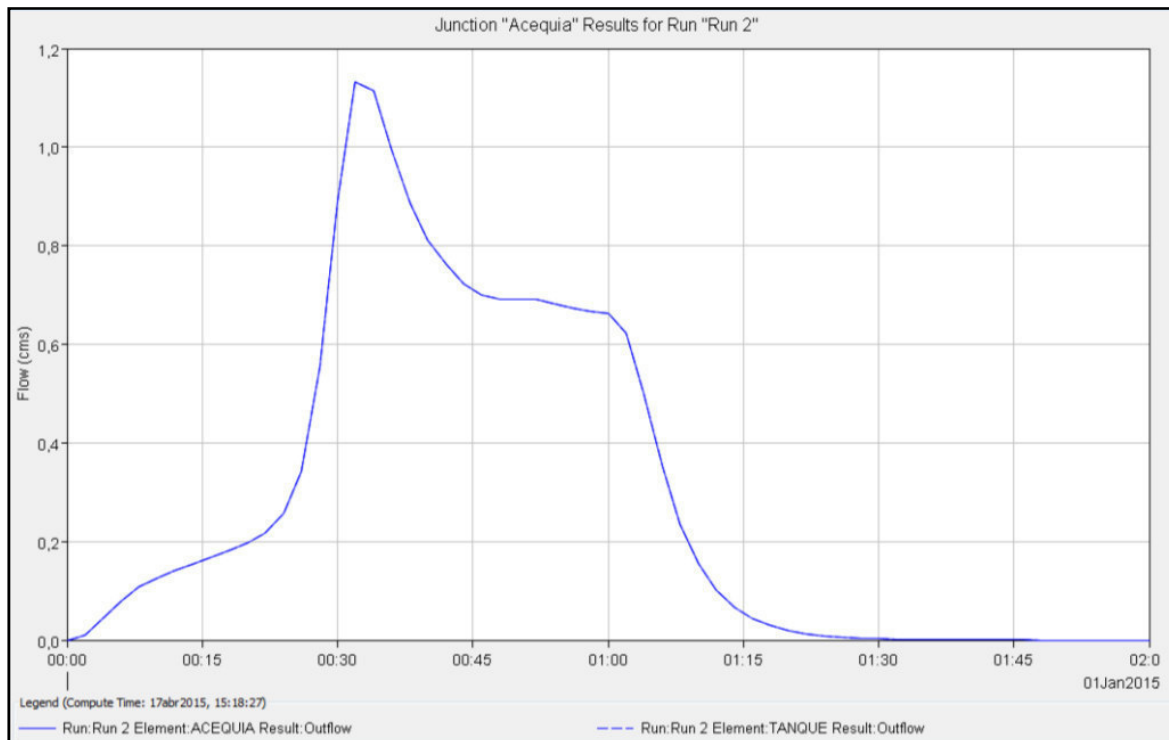


Ilustración 5.6 – Hidrograma del HEC-HMS para el modelo 1.1.

5.5. RESULTADOS

Como podemos ver en los hidrogramas y en las tablas resumen de la simulación, no hay distinción entre el modelo 1 y el modelo 1.1. Para ambos modelos, el caudal pico es de 1,1 m³/s. Este será el dato con el que dimensionaremos la solución.

Respecto al modelo 0, nos encontramos una disminución del caudal punta y del volumen total de precipitación.

Los hidrogramas de los modelos 1 y 1.1 tienen una forma particular ya que cuando pasa el caudal pico, no desciende directamente hasta la base, sino que hace un pequeño escalón antes de bajar hasta abajo. Este detalle posiblemente se debe a que la subcuenca 1 es la más grande, pero está al final de toda la cuenca, por lo que cuando termina de llegar el caudal punta recogido de la suma de todas las subcuencas, la subcuenca 1 sigue aportando caudal a la acequia.

Podemos también desprender de los hidrogramas de los modelos 1 y 1.1 que el tiempo base es de 1 hora y 45 minutos, y el tiempo del pico del caudal está aproximadamente media hora después del inicio de la lluvia.

6. VALORACIÓN DE LAS SOLUCIONES

Una vez se tienen los datos necesarios, es hora de pensar en la solución a adoptar para eliminar el problema. Como ya hemos dicho tenemos dos problemas principales, que son un problema de inundaciones y un problema de arrastre de sólidos con las aguas torrenciales. Los dos problemas se presentan en el tramo final del barranco y a la entrada de la zona urbanizada de la ciudad. Aunque la inundación de calles también se dé lo largo de la zona urbanizada de la cuenca. Por ello la solución que se escoja tiene que atenerse a las circunstancias que rodean a este lugar.

El lugar como puede apreciarse en la ilustración que hay a continuación tiene a ambos lados muros o verjas que delimitan propiedades privadas. A la derecha nos encontramos una verja (señalada en la imagen en verde) que delimita la zona de acopio de la instalación de extracción de sólidos de la empresa CARMELO LOBERA S.L. y por la izquierda con muros de varias viviendas (marcadas en azul) correspondientes al barrio de Juslibol.



Ilustración 6.1 – Problemas geométricos del lugar.

Además del más que evidente problema de espacio, por la zona donde se quiere realizar la solución pasan camiones procedentes de las canteras de extracción de áridos

Valoración de las soluciones

que hay en medio de la cuenca, además del paso de coches, bicicletas u otros medios de transporte que pasen de camino al monte situado encima del barrio.

Por otro lado, al ser la solución para precisamente evitar el arrastre de sólidos, esos sólidos retenidos deben ser limpiados. Por ello habrá que pensar las operaciones de limpieza y valorar las ventajas e inconvenientes de las distintas soluciones.

Hay que tener en cuenta que el subsuelo de la zona también tiene redes de abastecimiento y saneamiento, así como alumbrado. Y su composición es a base de yesos, que es un inconveniente para cualquier obra en el subsuelo.

Por último, también habrá que tener en cuenta las posibles molestias a la población que vive en la zona. Habrá que observar las afecciones a la instalación de extracción de áridos y a las casas circundantes.

6.1. DEPÓSITO EN SUPERFICIE

Los depósitos de retención de sólidos en superficie es lo que tradicionalmente se ha venido utilizando para este tipo de problemas. Estos depósitos en superficie permiten una rápida y cómoda extracción de los áridos retenidos para posteriores avenidas. Además al no necesitar una laminación del agua, basta con utilizar una conducción con una reja que retenga lo que queremos.

Por otro lado, este tipo de depósitos necesitan un amplio espacio, que, por supuesto, no interrumpa ni entorpezca el tráfico de vehículos en el caso de que esté situado en una zona de circulación.

A parte de las ventajas y desventajas que tiene la solución por si sola, tenemos que aplicarla a nuestras circunstancias. En nuestro caso, el lugar donde se situaría el depósito está en el Camino Castellar, que está delimitado a ambos márgenes. Existe, como hemos dicho, una importante falta de espacio. Este problema se podría solucionar desviando el Camino de tal forma que el flujo de agua siguiera su curso natural, pero el tráfico fuese por otro camino paralelo.

Es posible considerar esta solución pero adentrándonos aguas arriba de la zona urbanizada, con lo que no podríamos recoger la lluvia que cayese aguas abajo del depósito superficial, pero conseguiríamos evitar en gran parte los problemas que existen.

Haciendo un resumen de las ventajas y desventajas:

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none">- Limpieza cómoda y rápida con maquinaria habitual.- Sin obras de complejidad estructural.- Visibilidad de posibles problemas futuros.	<ul style="list-style-type: none">- Necesidad de gran espacio.- Obra con poca adaptación al entorno.- Necesidad de desviación de un camino con tráfico.- Problemas de suciedad en el depósito (mala imagen)

6.2. DEPÓSITO SUBTERRÁNEO

Los depósitos subterráneos se han venido dando tradicionalmente como tanques de tormenta, para laminar una avenida de gran magnitud o en el caso de vertidos contaminantes para disolver parte de los mismos. Sin embargo en nuestro caso lo que se necesita es una retención de sólidos, independientemente de la laminación de la avenida. Al ser un depósito subterráneo se nos presentan dos problemas de partida. El primero es cómo llevar el agua hasta el depósito y el segundo cómo sacamos los sólidos acumulados en un depósito subterráneo.

Para llevar el agua desde la superficie hasta un depósito subterráneo será necesario disponer rejillas e imbornales, que recojan esa agua con sólidos y la conduzcan al interior del depósito. Esto de por sí genera varios problemas como es la colmatación de las rejillas o imbornales, y otra es la molestia que supone circular por rejillas o imbornales. Por otro lado tenemos que extraer los sólidos acumulados en las supuestas rejillas de la cámara. Para ello será necesario bien un operario que se introduzca en el depósito o una máquina especializada (tipo una cuchara bivalva) que extraiga dichos sólidos.

No obstante, existen también ventajas de esta solución frente a la anterior. La suciedad o áridos arrastrados quedarían retenidos bajo la superficie sin provocar molestias. Además, no se generarían molestias a vecinos salvo en su construcción. Quedaría pues mejor adaptado al entorno ya que no ocasionaría impactos visuales.

Así pues, nos quedarían las siguientes ventajas y desventajas:

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> - No problemas de suciedad en superficie. - Buena adaptación al entorno. - Sin necesidad de mucho espacio disponible. 	<ul style="list-style-type: none"> - Extracción de los sólidos complicada o con maquinaria especializada. - Colmatación de rejillas de entrada. - Obras estructurales complejas y subterráneas. - Necesidad de revisiones de las estructuras subterráneas. - Problemas de circulación sobre rejillas a lo largo de toda la estructura. - Posibles problemas por el paso constante de camiones sobre la estructura.

6.3. CÁLCULOS NECESARIOS

Con estos cálculos vamos a comprobar la viabilidad de las dos soluciones, con algunos parámetros básicos a tener en cuenta. Estos cálculos serán parte del dimensionamiento de ambos depósitos

Para cada depósito tenemos que calcular unos parámetros diferentes. Así pues para el **depósito en superficie** necesitaremos saber:

- Tubería necesaria para desaguar el caudal.
- Tipo de reja necesaria para retener los sólidos.
- Colector lateral para desaguar el caudal en el camino
- Área y diseño del depósito en superficie

Mientras que para el **depósito subterráneo** nos hará falta saber:

- Número de rejillas necesario para la infiltración del caudal.
- Tubería necesaria para desaguar el caudal
- Dimensionamiento de la cámara para la retención de los sólidos y paso del caudal a desaguar.

7. ANÁLISIS DEL CAUDAL DE SÓLIDOS

Este es uno de los puntos importantes del Trabajo, ya que es uno de los grandes problemas a solucionar, y de él depende el dimensionamiento de las soluciones. Anteriormente, en el punto 4.2, se ha explicado el análisis granulométrico realizado con una muestra tomada del cauce del barranco, necesario para el cálculo del caudal de sólidos arrastrados por el cauce.

En este punto se llevará a cabo una revisión de las ecuaciones y parámetros empleados para el cálculo del caudal de sólidos en diferentes tipos de cauces. Posteriormente se utilizará la ecuación de Meyer-Peter y Müller para calcular el caudal de sólidos transportado por la avenida de diseño en nuestra cuenca.

7.1. TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

En 1879 Du Boys presentó la primera ecuación para el cálculo de transporte de sólidos, y desde entonces han sido numerosas las formulaciones que han intentado dar respuesta a esta incógnita. La mayoría de estas fórmulas han sido desarrolladas a partir de experimentos a escala, intentando hallar alguna relación entre el transporte de fondo y las condiciones hidráulicas del flujo.

Sin embargo, hoy en día, todavía no se ha obtenido una ecuación realmente satisfactoria que interrelacione adecuadamente las propiedades del fluido y del sedimento. Esto se debe a la complejidad del problema a tratar, ya que numerosos factores influyen en el transporte de sólidos variando de un río a otro, o de una climatología a otra.

El principal problema que hay al aplicar una fórmula, es que ésta se ha elaborado y calibrado con datos de laboratorio bajo condiciones ideales, y sobre la base de relaciones específicas entre variables hidráulicas. Algunas de esas fórmulas han sido calibradas para un río en particular o derivadas de un río específico (Parker et al., 1982) y por ello al aplicarlas a unas condiciones diferentes, los resultados son completamente diferentes. Un ejemplo de esta diferencia es la sobreestimación de 600 veces los valores calculados por la formulación aplicada sobre los valores registrados en el río, como es el caso de la formulación de Bagnold (1980) en los datos registrados del río Tordera (García y Sala, 1998).

Otro problema añadido es la dificultad técnica de obtención de datos de campo sobre el transporte de fondo. Esto limita la calibración y validación de las fórmulas teóricas de los experimentos, y tampoco permite un desarrollo mayor de este campo.

Algunas de las fórmulas empleadas para el cálculo del transporte de sedimentos recopiladas por Castillo et al. (2009) siguiendo las recomendaciones generales de Simons y Sentürk (1992) y Graf (1984), son las siguientes: Colby (1964), Meyer-Peter y Müller (1948), Ackers-White (1990), Engelund y Hansen (1967), Yang (1976), Einstein y Barbra (1952). Además de las anteriores, también se han considerado utilizar las fórmulas de Meyer-Peter et al. (1934), Schoklitsch (1950), Bagnold (1980) y Parker et al. (1982).

La información básica que necesitan todas las fórmulas anteriormente expuestas es de dos tipos, una de tipo granulométrico del material del lecho del cauce, y otra de tipo hidráulico a través de las características del flujo y del cauce. El primer tipo de información se recoge mediante un muestreo de campo, obteniendo información del material del

Análisis del caudal de sólidos

fondo del cauce. El segundo tipo de información procede de estudios hidrológicos y de las características de la cuenca. Parámetros como la tensión de corte de Shields o los valores de fricción de Reynolds cobran importancia para el estudio del transporte de sedimentos. Por supuesto parámetros como la pendiente o la rugosidad del cauce son imprescindibles para estos cálculos.

7.2. APLICACIÓN A NUESTRA CUENCA

La fórmula utilizada en este trabajo para la predicción de tasas de transporte de fondo será la de Meyer-Peter y Müller. Se ha escogido esta fórmula por su ajuste a las características de nuestra cuenca, como es la falta de acorazamiento, y los diámetros característicos del cauce. Estas características tienen gran similitud con el río Nahal Esh-temoa en Israel.

Este es un río de gravas perenne, que permanece seco la mayor parte del tiempo debido a las bajas precipitaciones de la región (sur de Judea). La vegetación es escasa y tiene parches de roca desnuda a lo largo de toda su cuenca. Además, ambos cauces tienen un diámetro característico D_{50} muy similar (el D_{50} de nuestra cuenca es de 14,22 mm y el de Nahal Esh-temoa es de 17 mm), además de un ancho de cauce de 8 y 6 m respectivamente. No hay que olvidar la evidente similitud climática entre ambas regiones con un clima mediterráneo de interior, teniendo una precipitación anual de 320 y 280 mm respectivamente, con eventos de lluvia muy cortos pero intensos.

Reid *et al.* (1996), comparando los datos obtenidos con trampas automáticas en el río Nahal Yatir comprobaron que la fórmula de Meyer-Peter y Müller (1948) se ajustaba adecuadamente a los datos obtenidos, mucho mejor que la de Bagnold o Parker. Ello es debido a que Nahal Yatir no presenta una coraza en su superficie y por tanto la disponibilidad de sedimento no viene condicionada por la rotura de la coraza, como sucede en la mayoría de ríos perennes. En este caso, el flujo de agua dispone en todo momento de sedimento y el transporte de fondo responde simplemente a los cambios hidráulicos que se producen durante la crecida (García y Sala, 1998)

Por todos estos motivos, se ha elegido la fórmula de Meyer-Peter y Müller para calcular los sólidos transportados en nuestra cuenca. Esta fórmula procede de una fórmula anterior del mismo autor (Meyer-Peter *et al.*, 1934) y se apoya en más experimentos con material uniforme y de diferentes tamaños. En este caso vamos a utilizar la relación obtenida por Garde y Ranga Raju (1977) que se expresa como:

$$\left(\frac{K_G}{K_B}\right)^{3/2} \cdot \frac{R_H \cdot S}{D_{50} \cdot ((\gamma_s - \gamma) / \gamma)} = \left[0.047 + 0.25 \cdot \frac{q_s^{2/3}}{D_{50} \cdot ((\gamma_s - \gamma) / \gamma)^{1/3} \cdot g^{1/3}}\right] \quad [7.1]$$

donde γ_s es el peso específico del sedimento en Kg/m^3 , γ es el peso específico del agua, R_H el radio hidráulico en metros, S la pendiente, D_{50} es el tamaño medio de las partículas de la superficie en metros y q_s es el caudal sólido unitario en m^2/s .

Análisis del caudal de sólidos

Además $\frac{K_B}{K_G}$ describe la rugosidad del lecho y que alcanza el valor de 1 para lechos lisos. Donde la que K_B es el coeficiente de rugosidad de Manning del lecho, mientras que K_G representa rugosidad de la partícula y se define como $\frac{D_{90}^{1/6}}{26}$ siendo D_{90} es el percentil característico de la superficie del lecho en metros.

Hacemos una simplificación con el Radio Hidráulico. Al tener un calado tan pequeño, la influencia de los laterales es insignificante, por lo que podemos sustituir el Radio Hidráulico por el calado de la lámina del agua en el cauce. Este calado se calculará con la fórmula de Manning:

$$v = \frac{1}{n} \cdot (R_H)^{2/3} \cdot i^{0.5} \quad [7.2]$$

Además, habrá que calcular el coeficiente de rugosidad de Manning. Este coeficiente depende en cauces de fondo móvil no sólo de la acción de la gravedad y de la resistencia de la superficie sino también de la resistencia al flujo, el transporte de sedimentos y la resistencia de forma (ondulaciones o configuraciones de la superficie del lecho).

Castillo et al. (2009) propusieron, como parte del estudio del barranco de las Angustias (Isla de Palma), una serie de formulaciones para el cálculo del coeficiente de resistencia del fondo en flujos macrorrugosos ($y/D_{84} < 50$). Estas formulaciones son las de: Limerinos (1970), Bathurst (1985), Fuentes y Aguirre (1991), García Flores (1996), Van Rijn (1987) y Jarret (1984). De todas ellas hemos descartado las de Bathurst (1985), Fuentes y Aguirre (1991), Van Rijn (1987) y Jarret (1984) por no adecuarse nuestra cuenca a sus intervalos de validez. De las que quedan, se eligió la fórmula de García Flores (1996) por ajustarse nuestra cuenca a su intervalo de validez y parecemos sencilla de aplicar. La fórmula en su versión para el coeficiente de Manning es la siguiente:

$$n = \frac{0.111 \cdot y^{1/6}}{2 \cdot \log\left(\frac{y}{D_{84}}\right) + 1.2849} \quad [7.3]$$

Este es un proceso iterativo ya que la rugosidad como podemos ver en la fórmula 7.3 depende del calado del cauce y a su vez el calado del cauce necesario para la fórmula 7.2 depende de la rugosidad de Manning. Esta rugosidad, después del proceso de cálculo ha sido de $0,0324 \text{ m}^{-1/3} \cdot s$.

Junto con este coeficiente de rugosidad tenemos los siguientes valores para aplicar en la fórmula 7.1:

Pendiente (S): 0.0523 m/m

Rugosidad ($n-K_B$): 0.0324 $m^{-1/3} \cdot s$

Peso específico de los sólidos (γ_s): 2650 Kg/m³

Peso específico del agua (γ): 1000 Kg/m³

D_{50} : 0.0143 m

D_{90} : 0.02295 m

K_G : 0.02050 m

Además de estos datos, es necesario el calado. Este calado no será uniforme a lo largo de todo el evento de lluvia, sino que dependerá del caudal que pase por el cauce en cada momento, es decir, dependerá del hidrograma. Como se ha explicado en el Punto 5, se ha utilizado el programa HEC-HMS, que nos proporciona el hidrograma en el punto de la cuenca que nos interese. En este caso el punto elegido es final, bien el punto Tanque como el punto Acequia. Para ambos puntos el hidrograma es el de la Ilustración 5.5, que reproducidos de nuevo a continuación:

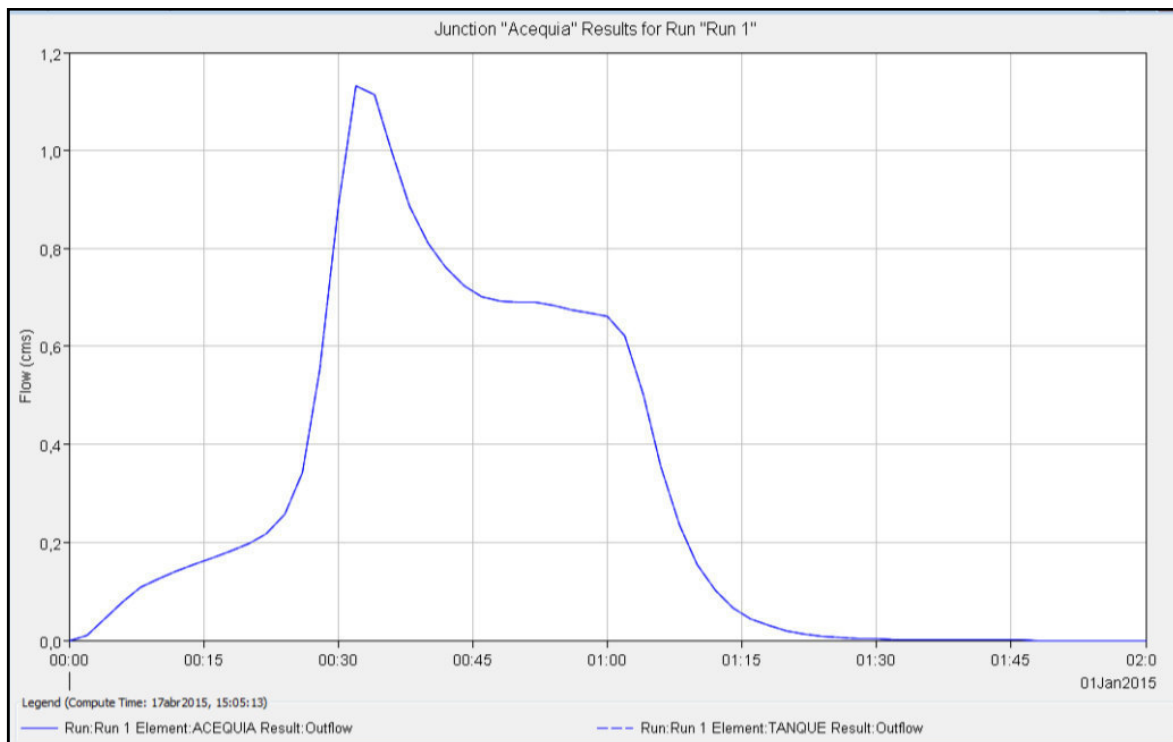


Ilustración 7.1 – Hidrograma del HEC-HMS para el punto Acequia.

Análisis del caudal de sólidos

De este Hidrograma, hacemos una discretización cada dos minutos. Estos valores de caudal se han ordenados de mayor a menor y se les ha aplicado la fórmula 7.1, consiguiendo el caudal de sólido para cada caudal/calado. Estos datos se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 7.1 – Caudal Transporte Sólidos.

T ac. min	y m	Q m ³ /s	qs m ² /s	Vol. m ³
2	0,0955	1,10	0,00080	0,76329
4	0,0955	1,10	0,00080	0,76329
6	0,0900	1,00	0,00068	0,64858
8	0,0845	0,90	0,00057	0,54027
10	0,0845	0,90	0,00057	0,54027
12	0,0791	0,80	0,00046	0,44055
14	0,0791	0,80	0,00046	0,44055
16	0,0730	0,70	0,00035	0,33638
18	0,0730	0,70	0,00035	0,33638
20	0,0730	0,70	0,00035	0,33638
22	0,0730	0,70	0,00035	0,33638
24	0,0730	0,70	0,00035	0,33638
26	0,0730	0,70	0,00035	0,33638
28	0,0730	0,70	0,00035	0,33638
30	0,0730	0,70	0,00035	0,33638
32	0,0730	0,70	0,00035	0,33638
34	0,0660	0,60	0,00024	0,22901
36	0,0660	0,60	0,00024	0,22901
38	0,0590	0,50	0,00014	0,13638
40	0,0520	0,40	0,00006	0,06137
42	0,0440	0,30	0,00001	0,00535
44	0,0440	0,30	0,00001	0,00535
46	0,0340	0,20	-	-
48	0,0340	0,20	-	-
50	0,0340	0,20	-	-
52	0,0340	0,20	-	-
54	0,0340	0,20	-	-
56	0,0340	0,20	-	-
58	0,0340	0,20	-	-
60	0,0220	0,10	-	-
62	0,0220	0,10	-	-
64	0,0220	0,10	-	-
66	0,0220	0,10	-	-

68	0,0220	0,10	-	-
70	0,0220	0,10	-	-

De la suma de la última columna de la tabla, nos sale el volumen total de sólidos arrastrados por el flujo. Así, el volumen total es de $7,83 \text{ m}^3$. Este será el volumen a limpiar tras una avenida de diseño, y sobre el que haremos el dimensionamiento de las soluciones.

La anterior tabla la podemos representar de forma gráfica para que se advierta el porcentaje de sólidos respecto al caudal que circula.

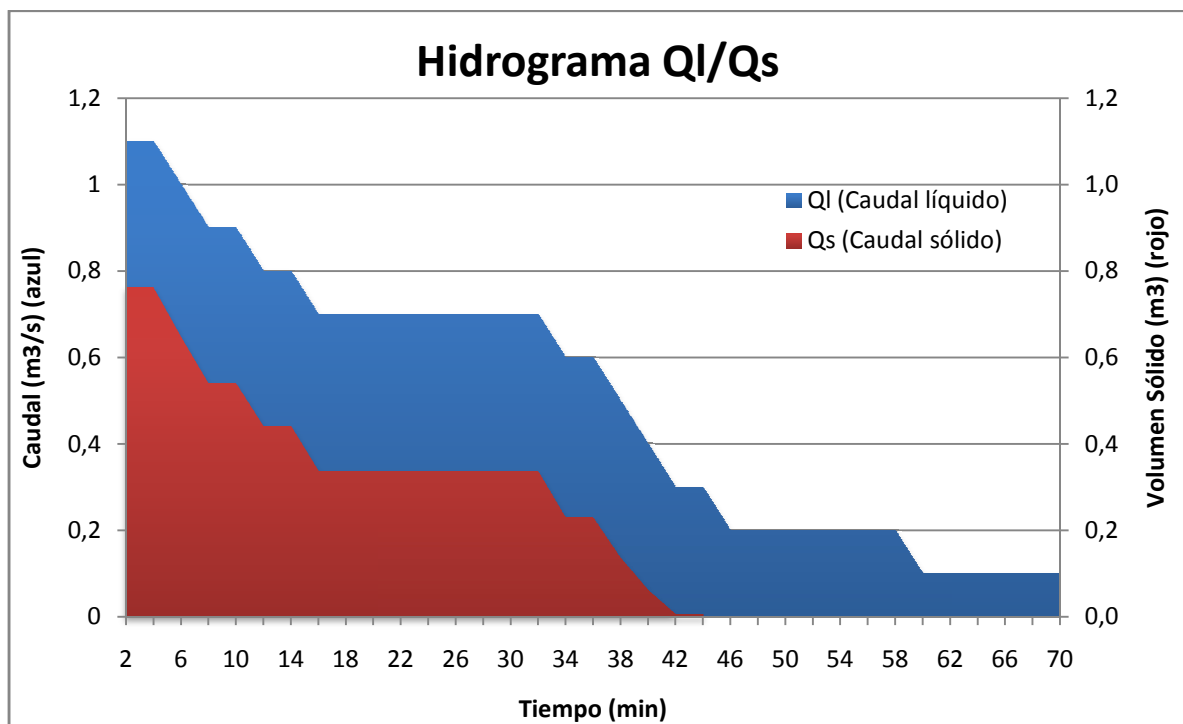


Ilustración 7.2 – Hidrograma Ql/Qs.

8. DIMENSIONAMIENTO DE LAS SOLUCIONES

En este punto vamos a tratar el dimensionamiento de las soluciones dadas para evitar los problemas de inundaciones y arrastre de sólidos que se producen en el Barrio de Juslibol. El resto de puntos anteriores han contribuido en mayor o menor medida a este dimensionamiento.

Los factores o parámetros que se van a tener en cuenta en el dimensionamiento de ambas soluciones son tres:

- Caudal circulante
- Caudal de sólidos
- Disponibilidad geométrica (espacio en planta, pendientes máximas etc.)

Aunque partan de los mismos datos, hay una clara diferencia entre el dimensionamiento de ambas soluciones ya que necesitan cálculos completamente diferentes como se ha señalado en el punto 6.3.

Respecto a los cálculos mecánicos de las distintas estructuras, no se tendrán en cuenta ya que no es ese el fin del presente Trabajo Fin de Grado, dejándolos referenciados a estructuras prefabricadas ya calculados por otras personas.

8.1. SOLUCIÓN SUPERFICIAL

8.1.1. *Disposición de la Solución*

Debido a la falta de espacio, no se ha podido situar la solución en el punto de desagüe de la cuenca que sería lo adecuado. La solución ha tenido que ser situada justo antes de la entrada a la zona urbanizada de la cuenca. Aunque este lugar no nos permite recoger toda el agua caída en nuestra cuenca, sí que nos permite recoger la mayor parte del agua que provoca las inundaciones y que es la causante del arrastre de los sólidos. El resto del agua, será recogida por la red sanitaria existente en el barrio.

Antes de llegar a la zona urbanizada existe, detrás del campo de fútbol municipal, una zona libre de edificaciones, paralela al camino que hace las veces de cauce, y que está justo después de una curva en el camino. Este lugar es ideal para situar la solución superficial ya que en una curva es más fácil derivar el flujo para sacarlo fuera del cauce, y a la vez hay espacio suficiente para hacer cualquier tipo de actuación.

Así pues, la idea de esta solución es la de:

- Derivar el flujo de agua a lo largo de la curva por todo el camino mediante un colector de forma trapezoidal en uno de los márgenes del camino,
- encauzar el flujo a través de un colector circular por debajo del camino,
- verter el flujo, con todavía gran parte de esos sólidos arrastrados, a una superficie amplia (depósito superficial) con distintas trampas para retener los sólidos, y
- recoger las aguas limpias de sólidos con un colector que las dirija a la Acequia del Rabal situada a la entrada del barrio, en la Ronda de Boltaña.

Esta solución se puede observar en el Plano 2.2.1.1 - Planta Depósito Superficial, del Documento PLANOS. Además en el Plano 2.2.2.1 - Perfil Longitudinal Depósito Superficial, podemos ver la disposición del colector subterráneo desde su entrada en el depósito superficial hasta su salida en la acequia.

8.1.2. *Colector Lateral del Camino*

Este colector es el encargado de recoger todas las aguas de lluvia procedentes de la cuenca, que fluyen por el cauce de la cuenca. Para ello se aprovecha la situación de una curva en el cauce. Al ser el propio cauce un camino de tránsito de vehículos, nos tendre-

Dimensionamiento de las soluciones

mos que atender a la normativa de trazado de carreteras, comprendida en la norma 3.1 de la I.C. Esta nos marca una pendiente transversal del camino máxima del 2%. Se proyectará el camino de tal forma que el peralte del camino vierta las aguas hacia el interior de la curva, es decir en el lateral izquierdo en dirección desde el monte a la zona urbanizada.

Además la norma 5.1 de la I.C. relativa al drenaje de carreteras nos indica que, para cunetas reducidas como la nuestra, la profundidad máxima de la cuneta será de 0,50 m. Además limitan este tipo de cunetas con otras dos dimensiones, como es un ancho de base mínimo de 0,30 m, y una pendiente de los cajones del 0,5. A parte de todas estas limitaciones, al estar situada la cuneta entre la carretera y una mota de delimitación del recinto ocupado por la instalación de extracción de áridos, no disponemos mas que de 1 metro de ancho para su disposición. Con todas estas pautas, se ha definido un canal trapezoidal con la siguiente forma:

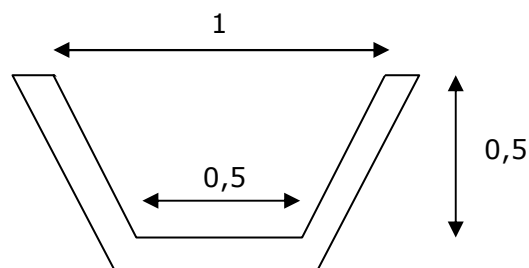


Ilustración 8.1 – *Colector trapezoidal camino.*

Además, al ir el colector paralelo al camino, siguiendo las pautas anteriores, tendrá, al igual que el propio camino, una pendiente de 0,0523 m/m. Esto nos da un calado de 0,315 m y una velocidad de 5,31 m/s. Este calado no supera la altura total del canal, por lo que no hay problemas de desbordamiento.

Respecto a la longitud del canal, antes de desaguar en el depósito, al no encontrar bibliografía a tal fin, se ha tomado un valor estándar de 100 m. Con una pendiente transversal del 2% se considera que todo el agua que fluya por el camino va a ser desaguada al canal.

Una vez recogida el agua procedente del camino, como ya se ha comentado, en la margen izquierda del camino no hay espacio no a si en la parte derecha donde hay una explanada en donde situar el depósito de retención. Para traspasar el agua de una margen a otra se utilizará un conducto circular que pase por debajo del camino. Este conducto estará situado a 1,5 m bajo el camino y se hormigonará en todo su contorno formando

un cubo para mayor protección de las vibraciones y paso de camiones. Para pasar de una cota de -0,5 metros a una cota de -2,4 m (1,5 + 0.90 del tubo) se dispondrá un cajón a dos alturas, para que el agua pierda energía y llegue hasta la cota deseada.

Este tubo se ha dimensionado utilizando la fórmula de Manning, reemplazando la velocidad por el caudal entre el área, y el área por el área de un círculo dejando un resguardo del 10%, consiguiendo dejar la fórmula en función del Diámetro.

$$D = \left(\frac{3,1136 \cdot Q \cdot n}{S^{0,5}} \right)^{3/8} \quad [8.1]$$

Este diámetro ha sido de 0,74 m utilizando el caudal de diseño, una pendiente de 0,01 m/m y un coeficiente de rugosidad de Manning del hormigón de 0,013. Redondeando a los diámetros comerciales, es necesaria una tubería de hormigón de 0,80 m.

8.1.3. *Depósito de Retención Superficial*

Una vez hemos encauzado todo el flujo con sólidos fuera del camino hay que diseñar una forma de retención de los sólidos arrastrados para que el agua salga limpia camino a la acequia.

La bibliografía al respecto nos habla de desarenadores o sedimentadores, tanto para estaciones depuradoras como para lagos artificiales de sedimentación. Estas obras tienen en cuenta el tiempo de sedimentación necesario para sedimentar un % de sólidos transportados. Sin embargo estas soluciones consideran una zona amplia, de agua en calma o con velocidades muy lentas, y tiempos de retención altos. Estos factores son imposibles en nuestra solución por varios motivos:

- Área necesaria muy grande.
- Tiempo de retención demasiados altos, incompatibles con una zona urbana debido al problema sanitario y mala imagen.
- Mayoría de sólidos arrastrados (no en suspensión).

Aunque la bibliografía utilizada no correspondía a este tipo de actuaciones, se ha podido recoger datos y formulaciones para utilizarlos de tal forma que podamos ajustar nuestra solución a las condiciones requeridas para desarenadores o sedimentadores.

Primeramente se consideró que para evitar la colmatación de la acequia, debíamos retener toda partícula mayor de 2 mm (umbral de gravas). Por ello la eficiencia de la solución para este diámetro debía ser del 100%. Además, al no poder retener el agua por

Dimensionamiento de las soluciones

los problemas que generaría hay que considerar tiempos de retención nulos para que el agua siga su curso sin detenerse.

Para la retención de los sólidos en suspensión y en arrastre, y el dimensionamiento de las soluciones, hay que tener en cuenta 2 factores: velocidad de sedimentación y velocidad de arrastre. La primera es la velocidad que tiene una partícula cuando cae hasta el fondo. Con ella y la altura de la lámina de agua podemos saber cuánto va a tardar en llegar a sedimentar. La segunda velocidad, es la velocidad del flujo horizontal con la que se pone en re-suspensión las partículas sedimentadas.

Al ser partículas gruesas en su mayoría lo que transporta el flujo, éstas no suelen ir en suspensión sino por arrastre. Por este motivo, lo que nos interesa es saber qué velocidad es la que comienza a mover las partículas que queremos retener, es decir, la velocidad de arrastre. La bibliografía consultada nos daba valores de ambas velocidades para partículas de arena (tabla 8.1), a partir de datos experimentales (como podemos ver señalado en amarillo el diámetro máximo es de 1 mm). Pero nuestra solución necesita estos valores para todo el rango de gravas ($d > 2\text{mm}$)

Tabla 8.1 – Velocidades en partículas de arena (Fuente MINVU 1996).

Diámetro (mm)	Velocidad de Sedimentación (cm/s)	Velocidad de Arrastre (cm/s)
1,0	15,0	60
0,5	7,2	42
0,3	4,0	32
0,1	0,7	20
0,05	0,15	10
0,01	0,01	5
0,005	0,0015	1

Para conseguir estos valores se han calculado las ecuaciones de regresión para cada velocidad, y así poder conseguir los valores de velocidad del rango de gravas.

Los datos de los que disponemos en la Tabla 8.1 nos dan las siguientes gráficas:

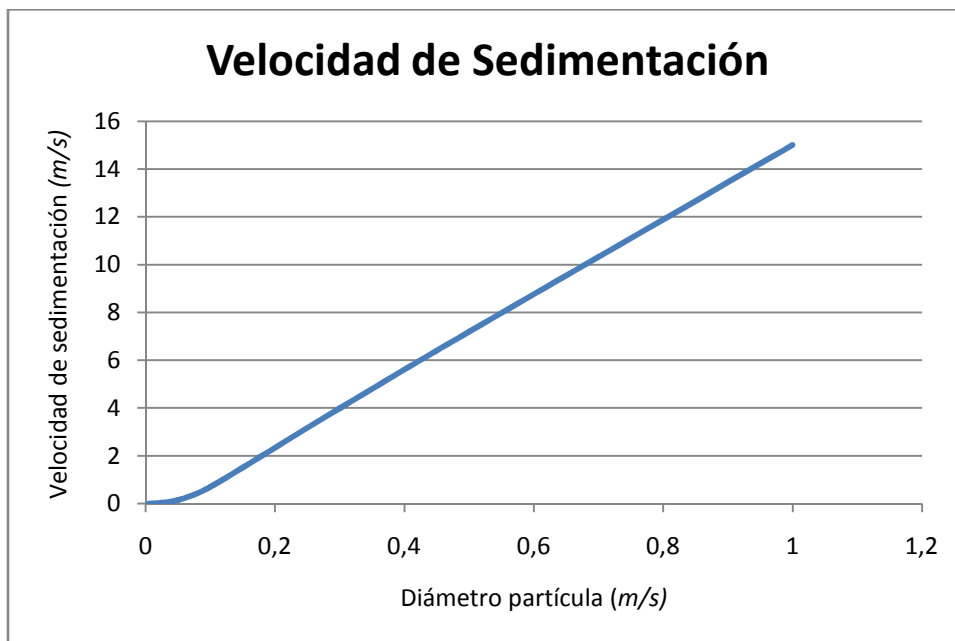


Ilustración 8.2 – Gráfica V_s vs D .

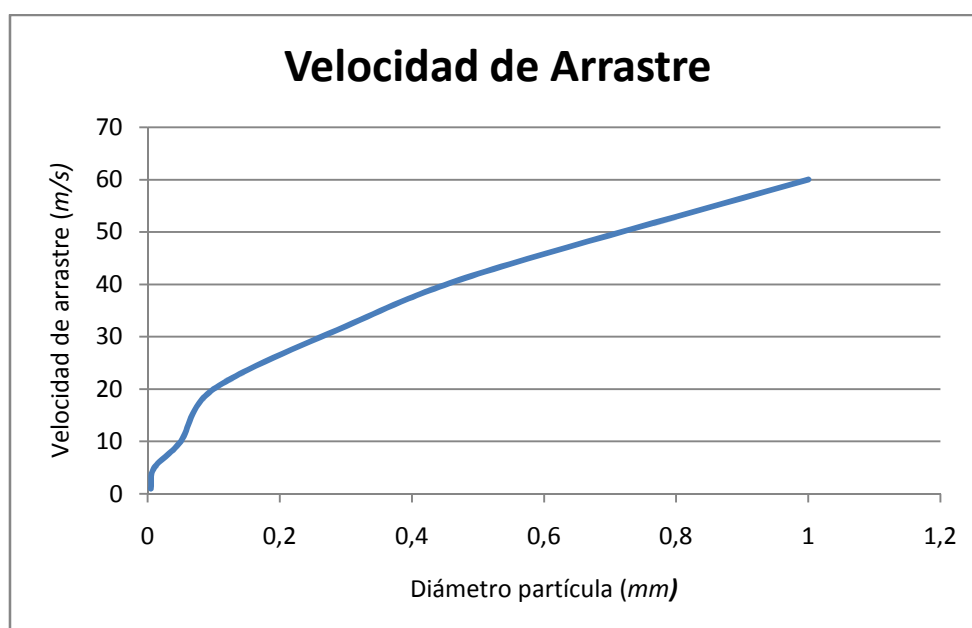


Ilustración 8.3 – Gráfica V_a vs D .

Como se puede ver en las gráficas, los datos siguen una distribución lógica. En el primer caso, los datos se pueden ajustar a una ecuación de regresión lineal mientras que en el segundo caso los datos se ajustan mejor a una ecuación de regresión potencial.

Dimensionamiento de las soluciones

Así pues, se han calculado ambas ecuaciones y sus correspondientes coeficientes de determinación, consiguiendo muy buenos ajustes para los datos de la tabla 8.1. Para la Velocidad de Sedimentación, la ecuación es:

$$y = 15,33 * x - 0,437 \quad [8.2]$$

mientras que para la velocidad de arrastre, la ecuación es:

$$y = 60 * x^{0,535} \quad [8.3]$$

Para ambas ecuaciones el coeficiente de determinación R^2 es de 0,99. Como podemos observar en las siguientes gráficas, la coincidencia es prácticamente completa.

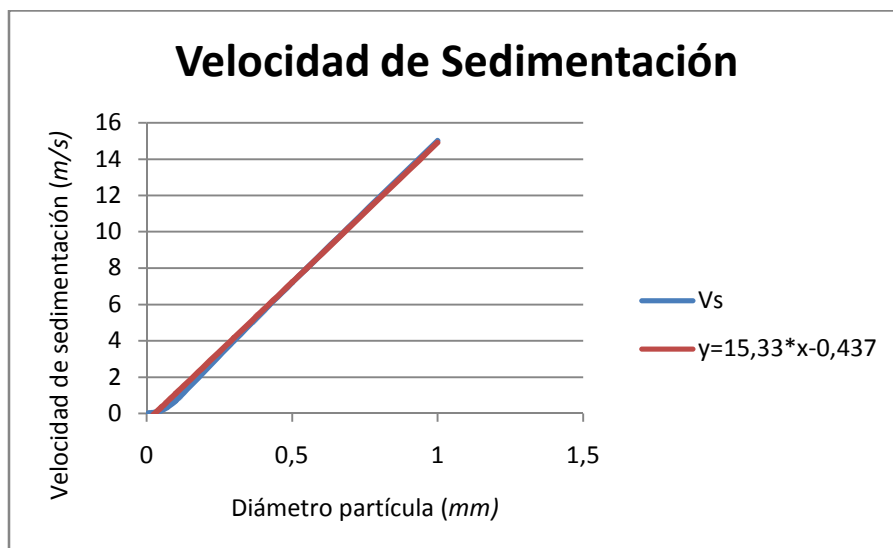


Ilustración 8.4 – Ec. Regresión Vs.

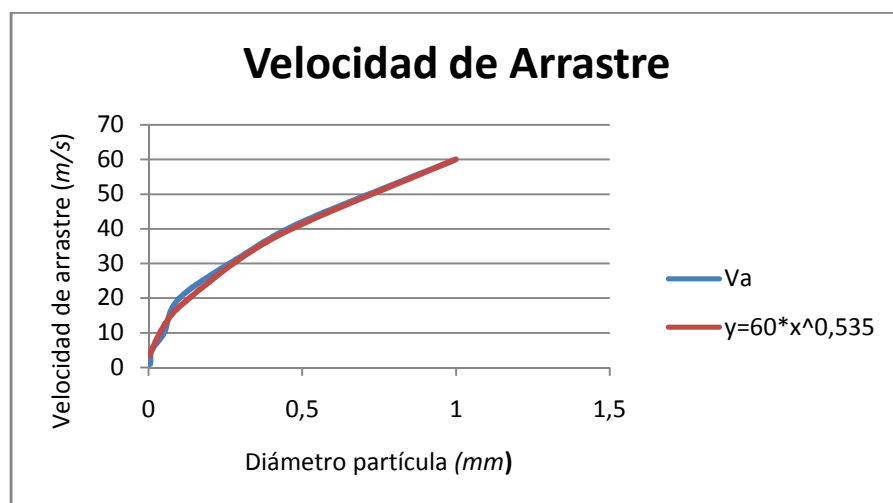


Ilustración 8.5 – Ec. Regresión Va.

Con las ecuaciones de regresión calculadas, podemos obtener todo el rango de velocidades de gravas extrapolando los resultados experimentales. Estas velocidades son las de la siguiente tabla:

Tabla 8.2 – Velocidades en partículas de arena y grava.

D	Vs	Vs	Va	Va
<i>mm</i>	<i>cm/s</i>	<i>m/s</i>	<i>cm/s</i>	<i>m/s</i>
25	382,81	3,83	335,78	3,36
20	306,16	3,06	297,99	2,98
16	244,84	2,45	264,46	2,64
8	122,20	1,22	182,52	1,83
4	60,88	0,61	125,97	1,26
2	30,22	0,30	86,94	0,87
1	14,89	0,15	60,00	0,60
0,5	7,23	0,07	41,41	0,41
0,3	4,16	0,04	31,51	0,32
0,1	1,10	0,01	17,50	0,18
0,05	0,33	0,00	12,08	0,12
0,01	0,00	0,00	5,11	0,05
0,005	0,00	0,00	3,52	0,04

Al estar nuestro interés en las gravas, la velocidad máxima permitida que debe haber en nuestro depósito superficial es de 0,87 m/s. Con ello nos aseguramos que ningún sólido seguirá siendo arrastrado por la corriente hacia el colector que lleva a la acequia.

Una vez que hemos calculado las velocidades, vamos a calcular la eficiencia de retención de los sólidos. Para ello necesitamos saber la velocidad de sedimentación, y el área de retención que va a tener el depósito. Pero antes de poder calcular la eficiencia, es necesario dimensionar la solución.

Se ha considerado un canal trapezoidal, con un ancho lo suficientemente grande como para que la lámina de agua sea tan baja y tenga tan poca velocidad que no arrastre los sólidos.

El ancho considerado para el canal es de 6 m. Tendrá dos paredes con una inclinación del 0,5. El canal tendrá una pendiente de 0,1 %. Con estas dimensiones nos aseguramos que el flujo no sobrepase la velocidad de 0,87 m/s una vez se establezca el flujo procedente de la tubería anterior. Para la estabilización del flujo y su distribución a lo largo de todo el canal se ha diseñado una zona de remanso con forma de cuarto de cir-

Dimensionamiento de las soluciones

conferencia para que el agua tome la dirección del canal. El radio de este cuarto de circunferencia será el del ancho del canal, es decir, de 6 m.

Además de esta zona de remanso, el flujo necesita una cierta longitud para estabilizarse y que las velocidades sean las calculadas para un régimen permanente uniforme. Esta zona será la encargada de hacer el tránsito de la zona de remanso hasta llegar a la entrada del colector subterráneo. Para calcular esta zona se ha utilizado una fórmula dada en el Manual de Drenaje Urbano del Ministerio de Obras Públicas de Chile, en su capítulo 6, apartado 610.

$$A = \frac{Q}{V_s} \quad [8.4]$$

siendo Q el caudal en m^3/s y V_s la velocidad de sedimentación en m/s .

Como las partículas que nos interesan son las mayores de 2 mm, tomaremos la velocidad de sedimentación de 2 mm. Esto nos da un área de $3,64 m^2$.

Con las dimensiones de la solución se procede a obtener la eficiencia del depósito. Utilizamos la siguiente fórmula:

$$E = 1 - e^{-\left(\frac{V \cdot A}{Q}\right)} \quad [8.5]$$

siendo V la velocidad de sedimentación en m/s , A el área en planta y Q el caudal en m^3/s . Se ha calculado la eficiencia para el área de remanso (A1) y para el área calculada con la fórmula 8.4 (A2), obteniendo la siguiente tabla:

Tabla 8.3 – Eficiencias de sedimentación.

Diámetro (mm)	% pasa %	% total %	Vs cm/s	E1 %	A1 m2	E2 %	A2 m2
25	100%	0%	382,81	100%	28,27	63%	0,29
20	76%	24%	306,16	100%	28,27	63%	0,36
16	59%	41%	244,84	100%	28,27	63%	0,45
8	20%	80%	122,20	100%	28,27	63%	0,90
4	7%	93%	60,88	100%	28,27	63%	1,81
2	3%	97%	30,22	100%	28,27	63%	3,64
1	2%	98%	14,89	98%	28,27	63%	7,39
0,5	1%	99%	7,23	84%	28,27	63%	15,22
0,25	1%	99%	3,40	58%	28,27	63%	32,40
0,125	0%	100%	1,48	32%	28,27	63%	74,36
0,063	0%	100%	0,53	13%	28,27	63%	208,02

Como podemos observar, la eficiencia del área 2 es siempre la misma. Esto se debe a que el propio área está calculada con las mismas variables que se utilizan en la fórmula, variando en función de la velocidad y el caudal. Sin embargo lo destacable de esta eficiencia es que no es del 100%. Para conseguir esta eficiencia del 100%, se ha hecho el proceso contrario, consiguiendo las siguientes áreas:

Tabla 8.4 – Área óptima.

Diámetro <i>mm</i>	% pasa <i>%</i>	% total <i>%</i>	Vs <i>cm/s</i>	E3 <i>%</i>	A3 <i>m2</i>
25	100%	0%	382,81	100%	2
20	76%	24%	306,16	100%	2
16	59%	41%	244,84	100%	3
8	20%	80%	122,20	100%	5
4	7%	93%	60,88	100%	10
2	3%	97%	30,22	100%	20
1	2%	98%	14,89	100%	40
0,5	1%	99%	7,23	100%	85
0,25	1%	99%	3,40	100%	175
0,125	0%	100%	1,48	100%	400
0,063	0%	100%	0,53	100%	1150

Volviendo al dimensionamiento, el área necesaria para retener las gravas sin tener en cuenta la trampa, sería de 20 m^2 . Sin embargo, con un canal de 6 metros de ancho, la longitud del canal para conseguir los 20 m^2 sería de 3,33 m. Esta longitud puede ser insuficiente para conseguir la estabilización del flujo. Como el principal dato para dimensionar esta solución es la velocidad, lo prioritario es estabilizar el flujo. Para ello se ha optado por una dimensión conservadora como es una longitud del canal de 20 m. Con esta longitud se espera conseguir una estabilización completa del flujo ya que no hay ninguna singularidad en el canal que pudiera modificar las condiciones del flujo.

A lo largo de esta segunda zona del depósito superficial se irán sedimentando las partículas conforme vaya reduciéndose la velocidad, es decir, de mayor diámetro a menor diámetro.

Los planos de esta solución se pueden observar en el plano 2.3.1.1 –Estructura Depósito Superficial en el Documento PLANOS.

8.1.4. *Entrada al Colector Subterráneo*

La entrada al colector vendrá precedida por una reja encargada de retener los áridos que no queramos que lleguen a la acequia. Esta reja se dispondrá de forma que también impida que ninguna persona entre en el colector subterráneo. Al ser esta una zona urbana, hay personas y niños que habitualmente pasean o juegan en sus alrededores. Por ello será conveniente no sólo situar estas rejas completas, sino también carteles y señales de precaución.

La entrada al colector tendrá una forma parecida a la que tiene la Ilustración 8.2, en la cual se ve una reja con una sola cara trapezoidal. Nuestro caso, además de esa cara, habrá otra perpendicular al suelo en la parte más alejada al tubo. Con ello creamos una pantalla perpendicular al flujo que retenga los sólidos pretendidos.



Ilustración 8.6 – Rejas entrada colector subterráneo.

Los sólidos que queremos retener son principalmente gravas. Las gravas se distinguen de las arenas por el diámetro de grano de 2 mm. Es decir, el paso de las rejas debe ser inferior a 2 mm. Se elegirá un tipo de reja que cumpla con estas condiciones para colocarla antes del colector.

Estas rejas, producirán una pérdida de carga en el flujo, acrecentándose este fenómeno conforme se vaya colmatando. Sin embargo, la distancia entre las rejas y el colector, además del escaso calado que alcanza las rejas, hace que esta pérdida de carga sea despreciable para nuestros cálculos.

Por último, el colector subterráneo encargado de dirigir el flujo a través del *Camino Viejo de Alfocea*, tendrá las mismas características que el calculado en el punto 8.1.2, es decir, tendrá un diámetro de 0,80 m. La excepción entre ambos colectores es que este segundo no necesitará un refuerzo de hormigón ya que discurrirá a una profundidad suficiente.

Los planos de esta solución también se pueden observar en el plano 2.3.1.1 – Estructura Depósito Superficial en el Documento PLANOS.

8.2. SOLUCIÓN SUBTERRÁNEA

8.2.1. *Disposición de la Solución*

Como comentábamos en la solución anterior, la falta de espacio impedía situar una solución superficial en el punto de desagüe, sin embargo es posible ubicar una solución subterránea, consiguiendo recoger toda el agua caída en la cuenca estudiada. Esta solución implica más problemas que una superficial, ya que existe un problema importante de colmatación que puede reducir o hasta impedir la recogida de esa lluvia.

El lugar elegido para situar la solución subterránea está en la zona urbanizada de la cuenca en el *Camino Castellar*, antes de llegar a la calle *Camino Viejo de Alfocea*. En este lugar, no interrumpimos ninguna actividad cotidiana, ya que el *Camino Castellar* solo es utilizado por los vecinos para pasear o realizar otras actividades de ocio por el monte al norte del barrio. Además la instalación de áridos tiene una entrada situada antes de llegar al depósito subterráneo, por lo que tampoco impediríamos el correcto funcionamiento de la misma.

Así pues, la solución subterránea consiste en:

- Infiltrar el flujo procedente de la cuenca mediante unas rejas transversales al camino/cauce,
- derivar ese flujo captado con sólidos a una cámara (depósito subterráneo) que contiene un cajón formado por rejas en 4 de sus 6 lados, que retenga los sólidos arrastrados, y deje pasar el flujo a través del mismo,
- encauzar las aguas limpias de sólidos a través de un colector subterráneo que las dirija a la Acequia del Rabal situada a la entrada del barrio, en la Ronda de Boltaña

Esta solución se puede observar en el Plano 2.2.1.2 - Planta Depósito Subterráneo, del Documento PLANOS. Además en el Plano 2.2.2.2 - Perfil Longitudinal Depósito Subterráneo, podemos ver la disposición del colector subterráneo desde su entrada en el depósito subterráneo hasta su salida en la acequia.

8.2.2. *Rejas de Entrada*

Las rejas de entrada son una parte muy importante para el correcto funcionamiento de la red de descarga de pluviales. Son las encargadas de introducir el agua que va por

la superficie en la red subterránea, por lo tanto su buen dimensionamiento es fundamental para conseguir captar el máximo porcentaje de esa agua superficial. Sin embargo no es normal conseguir el cien por cien de la escorrentía generada, por ello es necesario calcular el caudal real que se infiltra a través de las rejas para hacer un dimensionamiento óptimo de la red subterránea.

En el medio urbano hay superficies como plazas o grandes viales, en los cuales no basta con colocar imbornales aleatoriamente a lo largo de toda la superficie. En estos casos es más conveniente situar rejas continuas a lo largo de los puntos más bajos en los que se va a infiltrar todo ese caudal que fluye por la superficie. Nuestro caso no es diferente, el flujo que descarga la cuenca procede de un área natural sin ningún tipo de red de desagüe o retención. Como consecuencia de ello, cuando toda esa agua llega a la zona urbanizada, se extiende por toda la superficie del camino creando los problemas citados. Por ello situar imbornales a los laterales no solo no sería eficaz, sino que sería inútil.

Este tipo de rejas no han sido ampliamente estudiadas, ya que lo habitual es situar imbornales en puntos estratégicos. Sin embargo, desde la Universidad Politécnica de Cataluña en 1997 se empezó a estudiar la capacidad de captación de agua de los sumideros a raíz de un problema de inundación en la ciudad de Barcelona. Estos estudios se han prolongado en el tiempo, dejando una prolífica obra que es conveniente tener en cuenta a la hora de dimensionar cualquier red de saneamiento.

Hay que tener en cuenta, sobre todo para este tipo de reja, que el paso de vehículos es una constante y por lo tanto estas rejas deberán estar dimensionadas para resistir esos esfuerzos a las que van a estar sometidas. Para ello la norma EN 124, referente a "Sumideros y tapas de registro en áreas peatonales y de circulación rodada. Requerimientos de diseño, ensayos, marcaje y control de calidad" aprobada por el Comité Europeo de Estandarización, en su capítulo 6, nos indica la capacidad resistente que los sumideros deben tener en función de dónde estén situados en la calzada. Para ello propone una tabla que divide las zonas y por tanto las clases resistentes en 6. Para nuestra reja transversal la clase resistente que nos marca es la E-600 (Carga límite de 600 kN. Áreas especiales para vehículos con cargas elevadas) Esta clase nos permitirá resistir los esfuerzos a los que van a estar sometidas las rejas por el paso de camiones llenos de áridos procedentes de la instalación.

Además, esta norma en su capítulo 7, también nos estipula el área de huecos entre las barras del sumidero. Para la clase E-600 es necesario un ancho de huecos de entre 16 hasta 32 mm, y una longitud de huecos no menor de 170 mm. Posteriormente com-

probaremos que el tipo de reja elegida se corresponde con estos mínimos marcados por la norma.

Los estudios realizados por el grupo de trabajo de la UPC en 2009 en cuanto a rejas transversales en zonas urbanas, han conseguido importantes avances en la determinación de la eficiencia de infiltración de este tipo de rejas. Han desarrollado sus estudios para 7 tipos de rejas más comunes en el área metropolitana de Barcelona, y han probado diferentes situaciones posibles, con las variables: pendiente longitudinal y caudal. Con ello han conseguido establecer una fórmula teórica [8.8] que se ajusta bastante bien al comportamiento real consiguiendo un coeficiente de correlación medio de 0,91.

Pero antes de llegar a esa fórmula, tenemos que hablar de qué es esa eficiencia. La eficiencia de infiltración de la reja se puede calcular como:

$$E = \frac{q}{q_{int}} \quad [8.6]$$

donde q es el caudal unitario por metro lineal que llega a las rejas, y q_{int} es el caudal infiltrado por las rejas por metro lineal.

A esta eficiencia de la propia reja (ya que dependiendo del tipo de reja, la velocidad del flujo y el calado del mismo, las eficiencias pueden variar desde un 40 a un 100 % en un mismo tipo de reja), hay que sumarle la pérdida de eficiencia debido a la colmatación. Con el arrastre de sólidos por el cauce, al introducir rejas transversales en medio del mismo, éstas se pueden ver obstruidas por sólidos que se queden incrustados en los huecos entre barras. Esta obstrucción crea una pérdida de eficiencia bastante considerable. Para tener en cuenta esa pérdida de eficiencia, hablamos del Factor de reducción de la eficiencia. Este factor se puede calcular como:

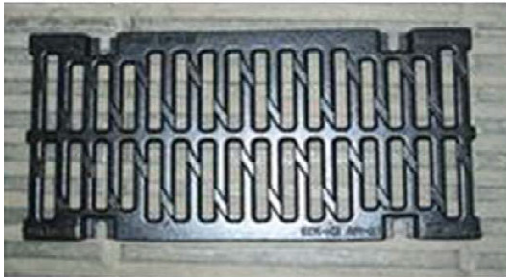
$$E_{ca} = E_{limpia} \cdot (1 - \alpha) \quad [8.7]$$

Aunque Hidalgo (2009) estudió los patrones de colmatación de rejas, creando fórmulas al respecto, en este estudio se va a aplicar un Factor de reducción (o Factor de colmatación) de 0,5. Aunque no es un valor excesivo, sí que es conservador para el cálculo que estamos haciendo.

Teniendo en cuenta estos factores, las rejas que se han evaluado para su implantación en la solución subterránea son las siguientes:

Dimensionamiento de las soluciones

Grate 1



Grate 2



Grate 3



Grate 4



Grate 5



Grate 6



Grate 7



Ilustración 8.7 – Rejas entrada solución subterránea.

Estas rejas tienen las siguientes características geométricas:

Tabla 8.5 – Características geométricas de las rejillas transversales escogidas.

Rejilla	Ancho	Longitud	Longitud efectiva	Área total	Área de huecos	Nº barras longitudinales	Nº barras transversales	Nº barras diagonales
	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	nº	nº	nº
1	100	30,2	25	3020	1112,4	40	1	0
2	100	19,5	15	1950	751,9	36	0	0
3	100	12,4	10,4	1240	397,4	34	0	0
4	100	12,4	12	1240	582,4	1	3	59
5	100	50	50	5000	2012	1	3	21
6	100	22,5	22,5	2560	1081,5	1	0	35
7	100	47,6	47,6	4860	2455,5	3	1	32

Para estas características a partir de los ensayos realizados se obtuvieron los siguientes coeficientes alfa y beta, para cada una de las rejillas transversales, necesarios en la aplicación de la fórmula 8.8.

Tabla 8.6 – Coeficientes α y β de las rejillas transversales escogidas.

	Rejilla 1	Rejilla 2	Rejilla 3	Rejilla 4	Rejilla 5	Rejilla 6	Rejilla 7
α	-0,882	-0,799	-0,544	-0,774	-1,289	-1,289	-1,209
β	1,209	1,215	0,861	1,03	1,187	1,279	1,201
R2	0,872	0,928	0,89	0,898	0,885	0,952	0,969

Finalmente, utilizando todos los parámetros anteriores podemos obtener la eficiencia de las rejillas con la siguiente fórmula:

$$E = \alpha \cdot \left(Fr \cdot \left(\frac{y}{L^*} \right)^{0.812} \right) + \beta \quad [8.8]$$

donde Fr es el número de Froud, α y β son los parámetros para cada rejilla de la tabla 8.6, y es el calado del flujo aguas arriba de la rejilla, y L^* es la longitud del mínimo rectángulo que incluye todas los huecos de la rejilla, que podemos obtenerlo en la tabla 8.5.

Sin embargo, si utilizamos un Factor de colmatación del 0,5 estamos dando por hecho que nunca vamos a recoger el 100% del agua que discurre por el cauce. Por ello, hemos de tener en cuenta la peligrosidad del flujo que no captamos a través de las rejillas. Para ello nos fijamos en los valores propuestos por Gómez y Russo (2010), para considerar los flujos con peligrosidad alta, moderada o baja. Los autores proponen la siguiente clasificación:

Tabla 8.7 – Condiciones de peligrosidad del flujo.

Peligrosidad	Parámetros del flujo
$9 < y < 16 \text{ cm}$	
Alto	$v > 1,88 \text{ m/s}$
Moderado	$1,51 < v < 1,88 \text{ m/s}$
Bajo	$v < 1,51 \text{ m/s}$

Entonces el procedimiento empleado es el siguiente:

- Cálculo eficiencia de la reja en función de los parámetros del flujo,
- cálculo del caudal infiltrado por la rejilla,
- comprobación de la peligrosidad del flujo que no se filtra por la rejilla.
- Si el flujo que no se filtra tiene una peligrosidad moderada o alta se vuelve a realizar el cálculo anterior con la siguiente línea de rejillas hasta dar con el número de rejillas necesario para que el flujo que no se infiltre tenga una peligrosidad baja.

Con este procedimiento de cálculo, se ha estimado el número de líneas de rejillas necesarias para cada tipo de reja, obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 8.8 – Nº líneas de rejillas.

Reja	Nº rejillas necesarias	Caudal no infiltrado (m ³ /s)
1	4	0,2384
2	>5	-
3	>5	-
4	>5	-
5	3	0,1766
6	>5	-
7	3	0,1586

NOTA: Se ha considerado un máximo de 5 líneas de rejillas

Se puede ver que la reja más conveniente para nuestro estudio es la reja tipo 7 ya que es la que mayor caudal infiltra.

Así pues, la solución adoptada para las rejillas de entrada al depósito subterráneo es la de 3 líneas de rejillas colocadas en batería, con una distancia de 1 metro entre cada línea, utilizando el tipo de reja nº 7. Las rejillas ocuparán todo el ancho del cauce, que para esta zona es de 7,91 m. con una pendiente longitudinal de 0,0523 m/m.

Esta solución se puede observar en el Plano 2.2.1.2 – Planta Depósito Subterráneo, del Documento PLANOS.

8.2.3. Depósito de Retención Subterráneo

Una vez sabemos el caudal que vamos a infiltrar, deberíamos calcular el colector necesario para ese nuevo caudal. Sin embargo, vamos a utilizar los cálculos ya realizados en la solución superficial para asegurarnos de poder conducir toda la precipitación caída para el periodo de retorno escogido. Esta medida la tomamos para estar del lado de la seguridad, ya que nunca se pueden asegurar las condiciones ideales del proyecto.

Continuando en la dirección del flujo, el agua infiltrada y con todavía gran cantidad de sólidos es conducida a través de las canaletas de desagüe hasta una cámara, cuya función es la retención de las gravas que transporta el flujo para que éstas no lleguen a la acequia.

La bibliografía consultada no plantea este problema específico, sin embargo sí que aporta una solución bastante adecuada para el problema de arrastre de sólidos. La solución consiste en cajones (o arquetas) con pantallas y rejas. Estos elementos consisten en cajones de hormigón o fibra de vidrio que contienen una serie de cámaras de sedimentación. Estas cámaras pueden tener rejas para atrapar basura o materiales flotante (en nuestro caso sólidos arrastrados). Estas rejas se colocan en línea con un colector para que retengan progresivamente los sólidos. Un ejemplo de esta solución la podemos ver en la siguiente ilustración.

Las ventajas de estos cajones es que son simples, de poco costo y se pueden instalar en zonas con poco espacio donde no es posible instalar otras obras de mayores dimensiones. Sin embargo también tiene desventajas, como es la necesidad de una mantención rigurosa para remover los sedimentos que puedan quedar retenidos.

Esta bibliografía consultada también nos indica cómo debe ser el dimensionamiento, sugiriendo las siguientes normas:

- Largo total entre 3 y 5 metros,
- Ancho igual al colector más 0,6 metros
- Alto del cajón entre 2 y 3 metros.
- Pantalla que actúa de vertedero en el canastillo de al menos 1 metro de alto.



Ilustración 8.8 – Cajón con canastillo removible.

Hay que tener en cuenta que la función del canastillo es de retener los sólidos arrastrados. Estos sólidos tienen un volumen calculado en el punto 7.2 de 7,83 m³. Adoptando un factor de seguridad del 10%, obtenemos un volumen de sólidos totales de 8,61 m³.

Utilizando estas recomendaciones, y considerando el volumen de sólidos a retener de 8,61 m³, se han obtenido estas medidas del canastillo, hueco interior y cámara (o arqueta) total:

Tabla 8.9 – Dimensiones canastillo y cámara.

Canastillo			
Ancho	Largo	Alto	
<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	
1,4	5	1,25	8,75 m ³
Interior Cámara			
Ancho	Largo	Alto	
<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	
1,5	5,8	2,25	19,575 m ³
Total Cámara			
Ancho	Largo	Alto	
<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	
2,1	6,4	2,95	39,65 m ³

Dimensionamiento de las soluciones

Estas medidas se dan teniendo en cuenta que aguas abajo del canastillo, se dejará un hueco libre con una escala en un lateral, para que en el caso de que fuese necesario, un operario pueda bajar a la cámara para limpieza o mantenimiento de la misma.

Para que esta solución sea adecuada, es necesario que el canastillo se pueda extraer de la cámara para su limpieza o descarga por los equipos de limpieza del Ayuntamiento. De lo contrario, el canastillo no tendría ninguna función, pudiendo dejar solamente en la cámara un vertedero transversal con orificios a mitad de la misma para que retuviera los sólidos.

Esta solución se puede observar en el Plano 2.3.1.2 - Depósito Subterráneo, del Documento PLANOS.

9. ANÁLISIS ECONÓMICO DE LAS SOLUCIONES

Para el análisis económico de las soluciones se realizará un presupuesto básico para cada una de las soluciones. Como se ha explicado en el punto 3.3 del presente Trabajo, este presupuesto es genérico sin entrar al detalle de las unidades de obra.

Los precios unitarios se han obtenido de una base de datos Base de Precios de la Construcción que edita el "Gabinete Técnico Aparejadores Guadalajara, S.L.U.", del Colegio Oficial de Aparejadores, Arquitectos Técnicos e Ingenieros de Edificación de Guadalajara. La edición utilizada es del año 2012. Los precios unitarios de la mano de obra y los rendimientos de la mano de obra y maquinaria se han modificado de tal manera que se ajusten a la comunidad autónoma en la que se desarrolla la obra (Aragón) y al año en el que se elabora este estudio (2015), y también se ajusten a las actualizaciones de **SEOPAN**, que es la Asociación de Empresas Constructoras de Ámbito Nacional de España y que funciona a modo de observatorio de la construcción.

Ambos presupuestos se han calculado con el programa PRESTO 8.8. En el Documento PRESUPUESTO, se pueden observar los Presupuestos parciales por Capítulos, y el Presupuesto General.

Aplicando los precios unitarios a las mediciones de las correspondientes unidades de obra, se ha calculado el Presupuesto de Ejecución Material del Proyecto. Añadiendo a éste un 13% de Gastos Generales y un 6% en concepto de Beneficio Industrial y aplicando a la suma el 21% de IVA se ha obtenido el Presupuesto de Licitación con I.V.A.

Para la solución del **depósito superficial**, el Presupuesto de Ejecución Material asciende a la cantidad de CIENTO TRENTA Y OCHO MIL DIECISEIS EUROS con OCHENTA Y SIETE CÉNTIMOS (138.016,87) Mientras que el Presupuesto de Base de Licitación asciende a la cantidad de CIENTO NOVENTA Y OCHO MIL SETECIENTOS TREINTA EUROS con CUARENTA Y OCHO CÉNTIMOS (198.730,48).

Para la solución del **depósito subterráneo**, el Presupuesto de Ejecución Material ascendería a la cantidad de asciende a la cantidad de SETENTA Y SIETE MIL SETECIENTOS OCHO EUROS con CUARENTA Y DOS CÉNTIMOS (77.708,42). Mientras que el Presupuesto de Base de Licitación asciende a la cantidad de CIENTO ONCE MIL OCHOCIENTOS NOVENTA Y DOS EUROS con TREINTA Y CINCO CÉNTIMOS (111.892,35).

10. TRABAJOS DE MANTENIMIENTO POSTERIORES

Los trabajos de mantenimiento serán imprescindibles para el buen aprovechamiento de la solución adoptada. Con ellos logramos proteger la inversión realizada, conservando y prolongando la vida útil de la infraestructura. Además de disminuir el deterioro inevitable de la estructura para evitar la reposición de los elementos cada poco tiempo.

Se aplicarán los 3 tipos de mantenimiento: el predictivo, el preventivo y el correctivo. El primero ha sido aplicado ya a la hora de dimensionar las soluciones, dejando un área de entrada de maquinaria de limpieza en el depósito superficial, y un hueco en la estructura del depósito subterráneo para la limpieza del vertedero. Además se da el mantenimiento preventivo con actuaciones periódicas de limpieza o de inspecciones visuales. Por último, las actuaciones correctivas se darán en el caso de desperfectos que comprometan la solución adoptada.

10.1. LIMPIEZA DE REJAS

El principal problema al que nos enfrentamos es el caudal sólido que retiene tanto las rejas del depósito superficial como las rejas o el vertedero del depósito subterráneo.

Estas rejas sufren con el paso del tiempo una colmatación que puede llegar a saturarlas, impidiendo que el agua que fluye desde la cuenca pueda introducirse por las tuberías. Así que el mantenimiento y limpieza de las mismas es completamente necesario.

No existe documentación específica referente a criterios de operación y mantenimiento de rejas de alcantarillado, sino que su mantenimiento viene asociada al mantenimiento de la propia red, o debido a alguna queja vecinal.

Se recomienda que tanto las rejas del depósito superficial como las rejas transversales que infiltran el agua al depósito subterráneo sean limpiadas por las brigadas de limpieza del Ayuntamiento de Zaragoza cada 3 meses, o tras una precipitación de gran intensidad que pueda arrastrar gran cantidad de sólidos. Se recomienda esta periodicidad coincidiendo con el cambio de estación. Para la limpieza de las rejas del depósito superficial, los operarios deberán ir provistos de palas y un cubilete en el que depositar los sólidos arrastrados.

Por su parte, el vertedero del depósito subterráneo al tener mayor capacidad, se recomienda una limpieza cada 6 meses, o tras una precipitación de gran intensidad. Ya que es conveniente que el depósito permanezca listo antes de la época de lluvias. Para esta solución, se hará necesario dotar al camión de una cuchara bivalva que permita la extracción desde la superficie de los sólidos arrastrados. Sin embargo un operario deberá introducirse dentro en cualquier caso para revisar que no queden restos por la zona del depósito cubierta.

No solo es necesario la limpieza de sólidos, sino también de cualquier otra partícula o elemento que pueda entorpecer la infiltración de los caudales (como bolsas de plástico, latas, etc.)

Puede darse el caso de que con el paso del tiempo, las rejas de entrada al depósito subterráneo estén tan colmatadas que hayan perdido la mayor parte de su área de infiltración. En este caso será conveniente su sustitución por nuevas rejas. Si no se sustituyen, aunque las rejas hayan sido dimensionadas con un margen de colmatación, puede que el caudal circulante por la superficie no se infiltre por las rejas, provocando los consiguientes daños.

10.2. OTROS TRABAJOS DE CONSERVACIÓN

Como en todas las obras, deberá haber una supervisión de las estructuras y de la red en general con el transcurso del tiempo. Esta inspección hará constar el buen funcionamiento de la estructura, indicando los desperfectos que sea conveniente reparar.

Los objetivos de esta inspección y consiguiente conservación son 3:

- Verificar que la obra opera de manera segura y satisfactoria en condiciones de diseño,
- Identificar las necesidades de actividades adicionales, estudios de ingeniería, reparaciones o arreglos mayores, y proponer su realización, y
- Comprobar que la conservación es adecuada, de modo de proponer modificaciones en caso contrario.

Estas Inspecciones se pueden dividir en 3 tipos:

- **Inspecciones Básicas:** efectuadas por el personal encargado de la limpieza de las obras. Su objetivo es hacer un buen seguimiento del estado de las estructuras, para detectar lo antes posible fallos aparentes, que podrían originar gastos importantes de conservación o reparación si no son corregidos a tiempo.
- **Inspecciones Principales:** se realizan por personal especializado para la determinación minuciosa, de forma visual, del estado de los deterioros de los elementos, rellenando finalmente una ficha sistematizada. (Su periodicidad es de 5 años).
- **Inspecciones Especiales:** realizadas con todo tipo de equipos especiales y personal especializado para poder estudiar en detalle las patologías estructurales, y poder elaborar consecuentemente informes de estado o proyectos de reparación de la obra. Estas inspecciones solo se realizarán si se encuentran patologías graves o avanzadas en la estructura.

Como se recomienda desde el Ministerio Fomento de España¹, o desde el Ministerio de Obras Públicas de Chile², así como desde varias administraciones locales (Clabsa-

¹ Nota de Servicio sobre la realización de inspecciones de nivel básico (2007)

² Manual de Drenaje Urbano (2013)

Barcelona) es recomendable utilizar fichas de inspección a rellenar en cada inspección para poder hacer un seguimiento a las obras para su correcto mantenimiento.

La frecuencia de inspección nos la da la tabla 11.1 del Manual de Drenaje Urbano del Ministerio de Obras Públicas de Chile, la cual nos da para un clima Mediterráneo del interior de 1 vez al año para Canales revestidos (que sería nuestra solución superficial) y para Obras de descarga (que sería nuestra solución subterránea).

Respecto a la conservación de las conducciones, que incluye la inspección, limpieza, reparación de los elementos de la red de colectores, las frecuencias estimadas con que se recomienda realizar estas labores en los colectores subterráneos se establecen en las siguientes tablas 11.2, 11.3 y 11.4. Estas frecuencias proceden de la norma alemana ATV-A 147-2E.

Trabajos de mantenimiento posteriores

Macrozonas	I Estepa de altura	II Desierto árido	III Semiárido	IV Mediterráneo costero	V Metropolitano	VI Mediterráneo interior	VII Templado lluvioso	VIII Templado frío	IX Continental transandino
Obras de infiltración									
Techos verdes	X	X	1	1	1	1	2	2	2
Jardines bio retención	X	X	2	2	2	2	2	2	2
Franjas filtrantes	X	X	1	1	1	1	1	1	1
Estanques de infiltración	X	X	1	1	1	1	1	1	1
Zanjas de Infiltración	X	X	1	1	1	1	1	1	1
Pozos de infiltración	X	X	1	1	1	1	1	1	1
Pavimentos porosos	X	X	1	2	2	2	2	2	2
Pavimentos celulares	X	X	1	2	2	2	2	2	2
Obras de almacenamiento									
Pequeños estanques y piletas	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Estanques de almacenamiento superficial	1	1	1	2	2	2	4	4	2
Lagunas de retención	1	1	1	2	2	2	4	4	2
Estanques subterráneos	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Obras de conducción y transporte									
Sumideros	1	1	1	2	2	2	2	2	2
Zanjas con vegetación	1	1	1	2	2	2	2	2	2
Canales de pasto	1	1	1	2	2	2	2	2	2
Canales con vegetación	1	1	1	2	2	2	2	2	2
Canales revestidos	1	1	1	1	2	1	1	1	1
Obras de descarga	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Colectores subterráneos red secundaria	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Colectores subterráneos red primaria, no visitables	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Grandes colectores subterráneos	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Tabla 11.1 – Frecuencia de mantenimiento al año según el tipo y la ubicación de obra (MOP-Chile)

Tipo de Obra o Actividad	Frecuencia de limpieza por año
Colectores y ductos	1 vez cada 3 años.
Sifones	Más de 52 veces al año
Canales de drenaje	2 veces al año y si lo requiere más veces
Tanques de aguas lluvias	1 vez al año y si lo requiere más veces
Desarenadores	Dependerá del desarenador.

Tabla 11.2 – Frecuencias de limpieza recomendada (según norma ATV)

Tipo de Obra o Actividad	Frecuencia de inspección
Colectores accesibles.	En situaciones normales entre 1 a 2 veces cada 10 años, y en situaciones especiales 1 vez cada 2 años.
Colectores no accesibles.	En situaciones normales 1 vez cada 10 años y en situaciones especiales 1 vez cada 2 años.
Ductos de inspección con acceso.	1 a 2 veces cada 10 años.
Ductos de inspección sin acceso.	1 vez al año o cada 2 años.
Inspección y mantenimiento de los dispositivos de cierre, placas protectoras, válvulas de compuerta sin motor.	2 veces al año o de acuerdo a las instrucciones de diseño.
Inspección y mantenimiento de puertas de lavado y de las aletas de contraflujo	2 veces al año o de acuerdo a las instrucciones de diseño.
Inspección de los colectores laterales.	Según lo requieran.
Inspección y mantenimiento de los dispositivos de estrangulación en desbordamientos de aguas pluviales	El funcionamiento operacional 26 veces al año y a nivel estructural 1 vez
La inspección de los tanques de agua de lluvia	El funcionamiento operacional 12 veces al año y a nivel estructural 1 vez al año.
Inspección de estructuras especiales (como por ejemplo sifones).	El funcionamiento operacional 12 veces al año y a nivel estructural 1 a 2 veces cada 10 años.

Tabla 11.3 – Frecuencias de inspección recomendada (según norma ATV)

Tipo de Obra o Actividad	Frecuencia de reparación por año
Reparación de las paredes y fondos de los ductos.	Cuando lo requiera.
Reparación de colectores de ladrillos.	De 2 a 3 % del largo del colector de ladrillos al año.
Reparación de colectores de otros materiales.	Cuando lo requiera.
Remoción de materiales que obstaculizan el flujo.	Cuando lo requiera.
Reparar estructuras especiales.	Cuando lo requiera.
Reparar colectores laterales	Cuando lo requiera.

Tabla 11.4 – Frecuencias de reparación recomendada (según norma ATV)

11. CONCLUSIONES

Como se ha mostrado a lo largo de todo el Trabajo, no hay una solución única, ni hay una solución perfecta, ya que todas tendrán sus ventajas y desventajas. Se han considerado sólo dos posibles soluciones, dando por hecho algunos factores y algunas premisas que en la realidad pueden no ser ciertas. Este es el caso del desagüe de las aguas pluviales a la Acequia del Rabal. Esta decisión no depende solamente de criterios técnicos, sino que debe haber consenso entre las partes, Técnicos del Ayuntamiento de Zaragoza y Comunidades de Regantes así como afectados por las posibles obras.

Sin embargo, el propósito de este Trabajo Fin de Grado, no es el de dar una solución constructiva al problema descrito extensamente a lo largo del mismo, sino mostrar posibles soluciones a adoptar y de esta forma intentar mejorar el criterio y las soluciones que den posteriormente los Técnicos encargados del proyecto constructivo.

Hay que tener en cuenta que este trabajo es puramente teórico, y como tal, algunas de las soluciones propuestas pueden no ser factibles en la realidad ya que desconocemos muchos factores que pueden influir en las obras propuestas, como puede ser la disponibilidad del terreno, o la composición del mismo.

Lo que sí que podemos concluir del presente texto, es la necesidad de realizar alguna actuación para evitar los problemas descritos. Considerando un periodo de retorno de 10 años solamente, se puede observar que los efectos de un evento de lluvia son bastante peligrosos. Este peligro radica en el flujo superficial por calles transitadas a una velocidad elevada, acompañada de un arrastre de sólidos que puede generar notables problemas allí donde queden retenidos.

Por este motivo es prioritario dar una solución, sea cual sea, para evitar paralizar las actividades habituales de la ciudad, ya que esto no es propio de las zonas desarrolladas en las que vivimos.

Así pues, el presente Trabajo Fin de Grado espera ser de ayuda en las futuras actuaciones para este caso en particular, y pudiendo llegar a servir de guía en otros posibles estudios o trabajos del mismo ámbito.

12. BIBLIOGRAFÍA

Adjuntament de Barcelona (2013) *Elements de Clavegueram. Caterogia 1 – Tapes i Reixes*. Barcelona, España.

ATV-A 147-2E. (1995). *Operating Expenditure for the Sewer System. Part 2: Requirement for Personnel, Vehicles, and Equipment*. Alemania.

Canavos, G.C. (2003) *Probabilidad y Estadística*. McGraw-Hill, México.

Castillo, L.G.; Martín J.P.; Marín, M.D. (2009) *Coefficientes de resistencia, transporte de sedimentos y caudal dominante en regiones semiáridas*. I Jornadas de Ingeniería del Agua, CEDEX, España.

Chow, V.T.; Maidment, D.R.; Mays, L.W. (1994) *Hidrología Aplicada*. McGraw-Hill, Bogotá.

Cohen, H.; Laronne, J.B.; Reid, I. (2010) *Simplicity and complexity of bed load response during flash floods in a gravel bed ephemeral river: A 10 year field study*. Water Resources Research, Vol 46, W11542.

Fripp, J.B.; Diplas, P. (1993) *Surface sampling in gravel streams*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 119(4), 473-490.

García, C.; Martín, J.P. (2001) *Caracterización granulométrica del lecho móvil de un río de gravas efímero: Aplicación a un tramo de la riera de Les Arenes*. Acta Geológica Hispánica, v.36 nº1-2, p. 137-147.

García, C.; Sala, M. (1998) *Aplicación de fórmulas de transporte de fondo a un río de gravas: Comparación con las tasas reales de transporte obtenidas en el río Tordera*. Ingeniería del Agua, Vol. 5 Núm 1, p. 59-72.

Gómez, M. (2008) *Curso de Hidrología Urbana*. Flumen (UPC). Ed. Alfambra, Barcelona.

Gómez, M.; Hidalgo G.; Russo, B. (2010) *Estudio de los Patrones de Colmatación observados en los sumideros de la cuenca de Riera Blanca (Barcelona, España)*. XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica Punta del Este, Uruguay.

Bibliografía

Gómez, M.; Russo, B. (2005) *Comparative study among different methodologies to determine storm sewer inlet efficiency from test data*. 10th International Conference on Urban Drainage, Copenhagen.

Gómez, M.; Russo, B.; Martínez, P. (2014) *Curso sobre diseño de sistemas de sumideros en medio urbano*. Flumen (UPC), Barcelona.

Martínez, J.; Olmo, J.; Rodríguez, M.; Fiasconaro, A. (2012) *Introducción a la Estadística*. Centro Universitario de la Defensa, Zaragoza.

Ministerio de Fomento (2007) *Nota de servicio sobre la realización de inspecciones de nivel básico en obras de fábrica de la red de carreteras del estado*. Dirección General de Carreteras, Madrid.

Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo (1990) *Instrucción 3.1-IC; Trazado*. Dirección General de Carreteras, Madrid.

Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo (1982) *Instrucción 5.1-IC; Drenaje*. Dirección General de Carreteras, Madrid.

Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo (1990) *Instrucción 5.2-IC; Drenaje Superficial*. Dirección General de Carreteras, Madrid.

Ministerio de Obras Públicas (2007) *Manual de Drenaje Urbano*. Dirección de obras públicas, Chile

Nanía L.S.; Valentín M. (2006) *Ingeniería Hidrológica. 2ª edición*. Grupo Editorial Universitario, Barcelona.

Russo, B.; Gómez, M. (2014) *Diseño de sistemas de sumideros en medio urbano*. Flumen (UPC), Barcelona.

Russo, B.; Gómez, M.; Tellez, J.; (2013) *Methodology to Estimate the Hydraulic Efficiency of Nontested Continuous Transverse Grates*, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE, Vol. 139 No 10.

Soil Conservation Service (1972) *National Engineering Handbook, Section 4. Hydrology*, U.S. Dept. of Agriculture, Washington, D.C.

U.S. Army Corps of Engineers, (2010) *Quick Start Guide, Hydrologic Modeling System, HEC-HMS*. Hydrologic Engineering Center, Washington.

ANEJO 1

INFORME ECOCIUDAD

ASUNTO: INFORME PROPUESTA DE TRABAJO DE FIN DE GRADO DE D. CARLOS GARIJO

Se redacta el presente escrito para dar contestación a la petición solicitada por D. Carlos Garijo respecto al expediente 006025/2013 del Ayuntamiento de Zaragoza.

Mediante acuerdo del Gobierno de Zaragoza de fecha 14 de diciembre de 2012, (Expte: 1.202.273/2012), el Excmo. Ayuntamiento de Zaragoza confirió a la sociedad Ecociudad Zaragoza SAU (en adelante EZ), las facultades de gestión de los servicios de saneamiento y depuración de aguas residuales.

Una vez recibida la solicitud en EZ, el remitente se ha puesto en contacto con el Área Técnica de EZ para explicar los motivos de la solicitud, manifestando que actualmente se encuentra realizando el Trabajo de Fin de Grado (TFG) para la obtención del título de Ingeniería Civil en la Universidad Universitaria Politécnica de La Almunia de Doña Godina. Que a su vez ha disfrutado de una beca en prácticas en el Servicio de Oficina Técnica Administrativa del Ayuntamiento de Zaragoza, siendo su tutor el Ingeniero de Obras Públicas D. Javier Villarroya, y que durante su beca ha estado trabajando en el análisis técnico de la problemática recogida en el citado expediente, estando interesado en desarrollar para su TFG soluciones que permitan eliminar los problemas actuales.

Indicar que el expediente recoge una solicitud de actuación al Ayuntamiento de Zaragoza, para buscar soluciones a las inundaciones puntuales que se producen en la calle Ronda de Boltaña, a la altura de la rotonda de enlace con el barrio de Juslibol y la calle Luciano Gracia.

La problemática se manifiesta en episodios de gran intensidad de precipitación y corta duración, debido a la existencia de una gran cuenca natural de aportación con poca capacidad de infiltración, lo que genera un volumen de agua no canalizada que acaba entrando al barrio de Juslibol por el camino de Castelar.

Antiguamente este volumen era recogido en la calle Camino Viejo de Alfocea y se vertía en la acequia del Rabal, la cual discurre sensiblemente paralela a la Ronda Boltaña. Fruto de una reciente urbanización se soterró dicha acequia, eliminándose dicho vertido, lo que implica que actualmente acabe sobrepasando la capacidad de los elementos de captación de agua de lluvias ubicados en la Ronda Boltaña y el agua discorra hacia la calle Luciano Gracia, con los consiguientes perjuicios que origina, especialmente por la cantidad de barro y gravilla que arrastra desde la cuenca de aportación.

Zaragoza, a 17 de abril de 2015

DIRECTOR TÉCNICO:



Fdo.: José Ignacio Castrillo
ECOCIUDAD ZARAGOZA, S.A.U.

ANEJO 2

ESTUDIO GEOTÉCNICO

**RECONOCIMIENTO GEOTECNICO PARA EL PROYECTO DE
AMPLIACIÓN Y MEJORA DEL ACCESO A JUSLIBOL (ZARAGOZA)
TRAMO DEL Nº 134 a 115**

PETICIONARIO: EXCMO. AYUNTAMIENTO DE ZARAGOZA

INFORME: ZS-9402

FECHA: 16 de Enero de 2002



SUMARIO

1. ANTECEDENTES
2. GEOLOGÍA
3. ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA TIPO BORRO'S
 - 3.1. DEFINICIÓN
 - 3.2. REALIZACIÓN DEL ENSAYO
 - 3.3. CÁLCULO DE RESULTADOS
 - 3.4. RESULTADOS OBTENIDOS
4. CONCLUSIONES

ANEXOS

- I. Planos de situación
- II. Gráficos de penetración

AYUNTAMIENTO DE ZARAGOZA
UNIDAD DE PROYECTOS DEL AREA DE INFRAESTRUCTURAS
VIA HISPANIDAD 45-47
50012 ZARAGOZA

1. ANTECEDENTES

La Unidad de Proyectos del Area de Infraestructuras, del Excmo. Ayuntamiento de Zaragoza, encarga a Laboratorios Proyex, S.A. la realización de un reconocimiento geológico y geotécnico para el proyecto: "Ampliación y mejora del acceso a Juslibol. Tramo del nº 134 a 115", en Zaragoza.

El proyecto contempla una ampliación de la actual plataforma, muy constreñida entre la ladera del monte y una acequia que circula a una cota inferior. En este tramo se proyectan como principal actuación una serie de muros de reducida altura para contener bien la ladera, bien los terraplenes en las zonas de ampliación de la calzada hacia la acequia.

Para el proyecto se ha realizado un reconocimiento geológico y geotécnico. Este último se realiza en puntos accesibles para la maquinaria utilizada, libres de servicios (alcantarillado, etc) y que sean representativos de los materiales que pueden aparecer a ambos lados de la calzada.

Los ensayos 1, 2 y 5 se inician a la misma cota que la de la calzada actual. El ensayo 3 se inicia aproximadamente a 1 metro por encima de la actual plataforma, mientras que el ensayo 4 tiene una cota de +0.5 metros con relación a la calzada.

Los ensayos de penetración dinámica (en número total de 5) vienen ubicados según se recoge en el anexo PLANOS DE SITUACIÓN.



2. GEOLOGÍA

La ciudad de Zaragoza se sitúa en el centro de la Depresión Terciaria del Ebro, y en la confluencia de los ríos Gállego y Huerva con el Ebro.

La Depresión Terciaria del Ebro está constituida geológicamente por una potente serie sedimentaria, que en la ciudad de Zaragoza alcanza un espesor próximo a los 1000 m. En esta zona el relleno terciario es exclusivamente de naturaleza yesífera y margosa, incluyéndose en la denominada Formación Yesos de Zaragoza (QUIRANTES, 1969), de edad Mioceno.

Esta formación se compone de margas arcillosas grises alternando con yesos en bancos de espesor muy variable, y con presencia de otras sales más solubles (halita, glauberita, etc) que se explotan en Remolinos y Torres de Berrellén.

Este dispositivo geológico está retocado por la dinámica fluvial del río Ebro y sus afluentes (Gállego y Huerva), que ha determinado la topografía actual, y la acumulación de depósitos granulares (terrazas) en sucesivos escalones o ciclos. Las terrazas del Ebro presentan una notable disimetría entre la margen derecha (donde existe un importante desarrollo) y la margen izquierda (donde están pobremente desarrolladas en general).

Se reconocen hasta 8 niveles de terraza (SORIANO, 1990) en el sector central de la cuenca, estando la más alta a 200-220 m por encima de la cota actual del río Ebro, si bien en el entorno de Zaragoza capital, las terrazas más altas corresponden a la T5.

Estas terrazas están compuestas por elementos granulares de diámetro elevado (gravas), de naturaleza predominantemente silíceo (70-80%) frente a la carbonatada (20-30%), con lentejones de granulometría más fina (arenas, limos y raramente arcillas) de escaso espesor y extensión lateral.

Geología local

La geología del trazado de la carretera de acceso a Juslibol se desarrolla dentro de su primer tramo sobre niveles de terraza del sistema fluvial Ebro-Gállego y sobre materiales coluviales ligados a los procesos de regularización de las laderas.

En este tramo ahora estudiado, afloran materiales granulares de la terraza T2 del río Ebro (gravas, arenas y limos), retocados por depósitos coluviales (limos y arenas yesíferas) que comienzan a alcanzar un desarrollo significativo en el tramo final del proyecto (pueden llegar a alcanzar hasta 10-15 m de espesor en la zona plenamente urbana de Juslibol).



3. ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA TIPO BORRO'S

3.1. Definición

El ensayo continuo de penetración dinámica consiste en clavar en el terreno, una puntaza maciza de hierro, situada en el extremo de una varilla.

La hinca se consigue golpeando el conjunto en su parte superior con una maza en caída libre.

Este varillaje tiene un diámetro inferior al de la puntaza para evitar, en lo posible, el rozamiento del mismo con el suelo.

En este ensayo la puntaza es cuadrada, de base prismática, con un área de 16 cm², una altura de 20 cm y terminada en una pirámide de altura 4 cm y ángulo de 45° en el vértice. El varillaje tiene un diámetro de 32 mm y la maza tiene un peso de 65 Kg. y se deja caer desde una altura de 50 cm.

La resistencia del terreno, a la penetración dinámica, se expresa por el número de golpes necesarios para clavar la varilla una longitud de 20 cm. Dicho número de golpes se designará, en lo sucesivo, por n20.



3.2. Realización del ensayo

Introducida la primera varilla en la meseta de guía, se comienza por fijar la puntaza a su extremo por debajo de la misma y se procede a situar la meseta en su posición definitiva. Como la puntaza sobresale por su parte inferior, al poner la meseta horizontal, se clava en parte en el terreno. Dado que esta magnitud que se introduce normalmente es del orden de 20 cm, no se consideran los golpes correspondientes a esta primera división.

Cuando se necesite hacer alguna pequeña excavación en el terreno para la introducción de la puntaza al comienzo del ensayo (por ejemplo perforar un firme), se descenderá 20 cm o un múltiplo de esta cantidad, con objeto de poder comenzar el ensayo a una cota determinada (20 cm, 40 cm, etc).

Se continúa el ensayo mediante los golpes necesarios para introducir cada una de las divisiones de 20 cm de las varillas.

La velocidad de golpeo de la maza se debe estimar a razón de 30 golpes por minuto.

Se dará por finalizado el ensayo cuando dadas 2 andanadas, de 100 golpes cada una, la penetración sea igual o inferior a 5 cm (en cada una de ellas aisladamente).

Siempre que la penetración sea inferior a 20 cm, el número de golpes que se considerará será el proporcional correspondiente.



3.3. Cálculo de resultados

En base a los resultados del ensayo de penetración Borro's, se puede estimar la resistencia dinámica del terreno utilizando la fórmula holandesa de hinca:

$$Q_d = \frac{P_m^2 \times H}{(P_m + P_p) A 20/n20} \quad \text{donde:}$$

Q_d = Resistencia dinámica unitaria en kg/cm^2 .

P_m = Peso de la maza (65 kg.)

H = Altura de caída libre (50 cm).

P_p = Peso de la puntaza y cabeza de golpeo (1,5 kg) + varillas (8,84 kg/m).

A = Sección de la puntaza (16 cm^2).

$20/n20$ = Penetración por golpe (cm).

A partir del valor de la resistencia dinámica Q_d se puede estimar la resistencia estática unitaria R_p (véase Buisson y otros).

Los coeficientes de transformación dependen fundamentalmente de la naturaleza de terreno y de su estado en el momento de realizar el ensayo.

La carga admisible del terreno puede estimarse a partir de la resistencia estática unitaria R_p según diversas correlaciones (véase Sanglerat, Meyerhof y otros).



3.4. Resultados obtenidos

En la tabla siguiente se muestran los tramos obtenidos en cada uno de los ensayos con golpes homogéneos.

Ensayo nº	Profundidad (m)	Nº golpes (N ₂₀)		Resist. dinám. en punta	
		Min	Max	Min	Max
1	0,0-0,4	5	15	-	-
	0,6-2,4	17	38	150	295
	2,6-3,4	44	Rzo	315	>400
2	0,0-0,4	5	23	-	-
	0,6-2,0	45	95	>400	>400
	2,2-2,6	28	35	195	245
	2,8-3,0	86	Rzo	>400	>400
3	0,0-1,4	3	9	25	75
	1,6-2,4	16	54	120	380
	2,6-3,2	81	Rzo	>400	>400
4	0,0-1,8	5	14	45	120
	2,0-2,4	18	36	140	255
	2,6-3,2	61	Rzo	>400	>400
	3,0-3,4	44	Rzo	>400	>400
5	0,0-0,4	3	3	-	-
	0,6-6,2	6	20	45	145
	6,4-6,8	29	Rzo	150	>400

Advertimos que estos datos son orientativos por la propia naturaleza del ensayo y válidos, sólomente, para el caso de terrenos homogéneos de grano fino y baja plasticidad.

NOTA.- Rzo (Rechazo) significa, imposibilidad a continuar la penetración, por presentar el terreno una elevada resistencia.

De los resultados de los ensayos se puede ver como se obtiene rechazo en los cinco a una profundidad variable entre 3,0 y 3,4 m. en los cuatro ensayos primeros. Este rechazo se asociará a gravas densas que pueden observarse aflorando en los taludes de la carretera actual.

En el ensayo 5 se ha alcanzado el rechazo a 6,8 m de profundidad, que también debe corresponder a niveles densos de gravas, pero con un mayor espesor de suelos coluviales, lo cual es lógico y concuerda con lo comentado en el apartado de geología donde se hablaba de un mayor desarrollo de los coluviales hacia la zona de núcleo urbano.



4. CONCLUSIONES

Se ha realizado para el Excelentísimo Ayuntamiento de Zaragoza un estudio geológico-geotécnico para el proyecto de ampliación de la plataforma de la carretera de acceso al barrio de Juslibol (Zaragoza), en su tramo inicial (números 134 a 115).

El proyecto contempla una ampliación de la actual calzada, para lo cual se proyectan una serie de muros, bien en la ladera superior o bien en la parte inferior de la carretera para contener las tierras de los terraplenes de ampliación. El objeto del estudio realizado es básicamente el conocer la capacidad portante de los terrenos de cimentación para estos muros.

Del reconocimiento geológico realizado se observa que los materiales dominantes en la mayor parte del ámbito del proyecto corresponden a gravas densas de las terrazas medias-altas del río Ebro, con una cobertera de depósitos coluviales tapizando la ladera. Estos depósitos coluviales de la ladera, que proceden del desmantelamiento de depósitos de terraza del río Ebro más altos y de los relieves yesíferos próximos, suelen tener contenidos apreciables en sulfatos.

Conforme nos acercamos hacia el núcleo urbano de Juslibol, estos depósitos coluviales alcanzan mayores desarrollos y presentan además una mayor proporción de elementos yesíferos.

Por estas razones los terrenos existentes a lo largo de toda la traza, presentarán contenidos elevados en sulfatos solubles, por lo que será necesario utilizar cementos sulfurresistentes en los elementos de hormigón a construir.

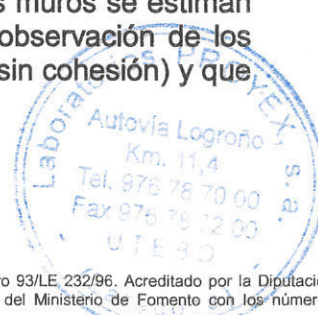
Desde el punto de vista de la resistencia los ensayos nos indican que se trata de terrenos densos en general.

En los ensayos 1 a 4, considerando las diferencias de cota existentes entre los puntos de inicio de cada uno de ellos y la calzada actual, se observa como por debajo de la cota -1 respecto a la calzada tenemos una capacidad portante de al menos 2'5 kg/cm², excepto en el ensayo 4 donde esta resistencia se alcanza a la cota -1,50.

En la zona del ensayo 5, zona que podemos hacer extensiva a los últimos 80-100 metros de proyecto, la resistencia es menor, de tal manera que por debajo de la cota -1'5 metros podemos tener una capacidad portante máxima de 1'5 kg/cm², sin que se alcancen valores de mayor resistencia hasta los 6'5 metros de profundidad.

En ninguno de los cinco ensayos realizados se ha detectado presencia de agua en el terreno, ni tan siquiera una alta humedad.

Los parámetros geotécnicos a utilizar para el cálculo de los empujes de los muros se estiman de forma aproximada a partir de los datos de las penetraciones y de la observación de los materiales aflorantes, considerando que el terreno es puramente granular (sin cohesión) y que no existe nivel de agua en el terreno.

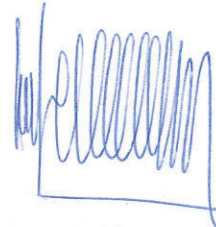


Para la primera parte del trazado (excepto los 80-100 metros finales) podemos considerar un ángulo de rozamiento interno de 35° y una densidad de 2 T/m^3 . Para el tramo final del proyecto se pueden tomar los siguientes parámetros: ángulo de rozamiento interno de 32° y una densidad de 1.9 T/m^3 .

Zaragoza, 16 de Enero de 2002



JOSÉ MANUEL BESCÓS ROY
Departamento de Geología y Geotecnia



CELEDONIO MELGUIZO BÉJAR
Director del Dpto. de Geología y Geotecnia

Vº Bº


JUAN CARLOS FERNÁNDEZ GARRIDO
Director Técnico de Obra Civil



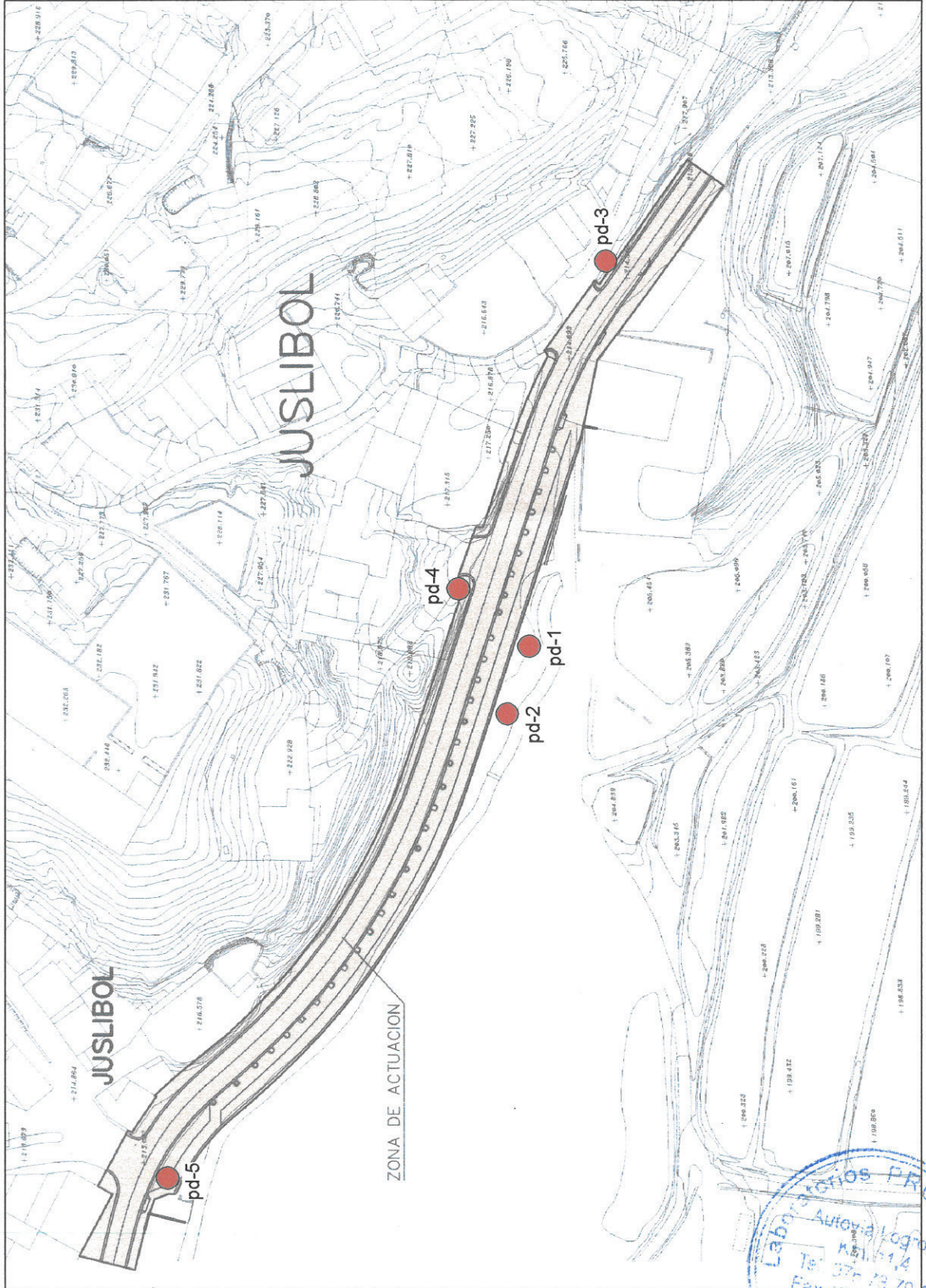
PLANOS DE SITUACIÓN



ACREDITACIONES: Empresa colaboradora Grupo 3 para control de vertidos. Laboratorio de Ensayo de Ventanas acreditado por ENAC con el número 93/LE 232/96. Acreditado por la Diputación General de Aragón por Resoluciones de 01.08.91 y 27.01.92, e inscrito en el Registro General de Laboratorios de Ensayos del Ministerio de Fomento con los números 04003HA91, 04004AP91, 04005AS91, 04006SE91, 04007SV91 (B.O.E. 21.09.91) y 04008ST92 (B.O.E. 30.03.92).

MIEMBRO DE: **ASTM** (American Society for Testing Materials). **ENAC** (Entidad Nacional de Acreditación).

CROQUIS DE SITUACION DE LOS ENSAYOS REALIZADOS





GRÁFICOS DE PENETRACIÓN



ACREDITACIONES: Empresa colaboradora Grupo 3 para control de vertidos. Laboratorio de Ensayo de Ventanas acreditado por ENAC con el número 93/LE 232/96. Acreditado por la Diputación General de Aragón por Resoluciones de 01.08.91 y 27.01.92, e inscrito en el Registro General de Laboratorios de Ensayos del Ministerio de Fomento con los números 04003HA91, 04004AP91, 04005AS91, 04006SE91, 04007SV91 (B.O.E. 21.09.91) y 04008ST92 (B.O.E. 30.03.92).

MIEMBRO DE: **ASTM** (American Society for Testing Materials). **ENAC** (Entidad Nacional de Acreditación).

CLIENTE: AYTO. ZARAGOZA

EQUIPO: BORRO'S AUTOMATICO

OBRA: Acceso Juslibol

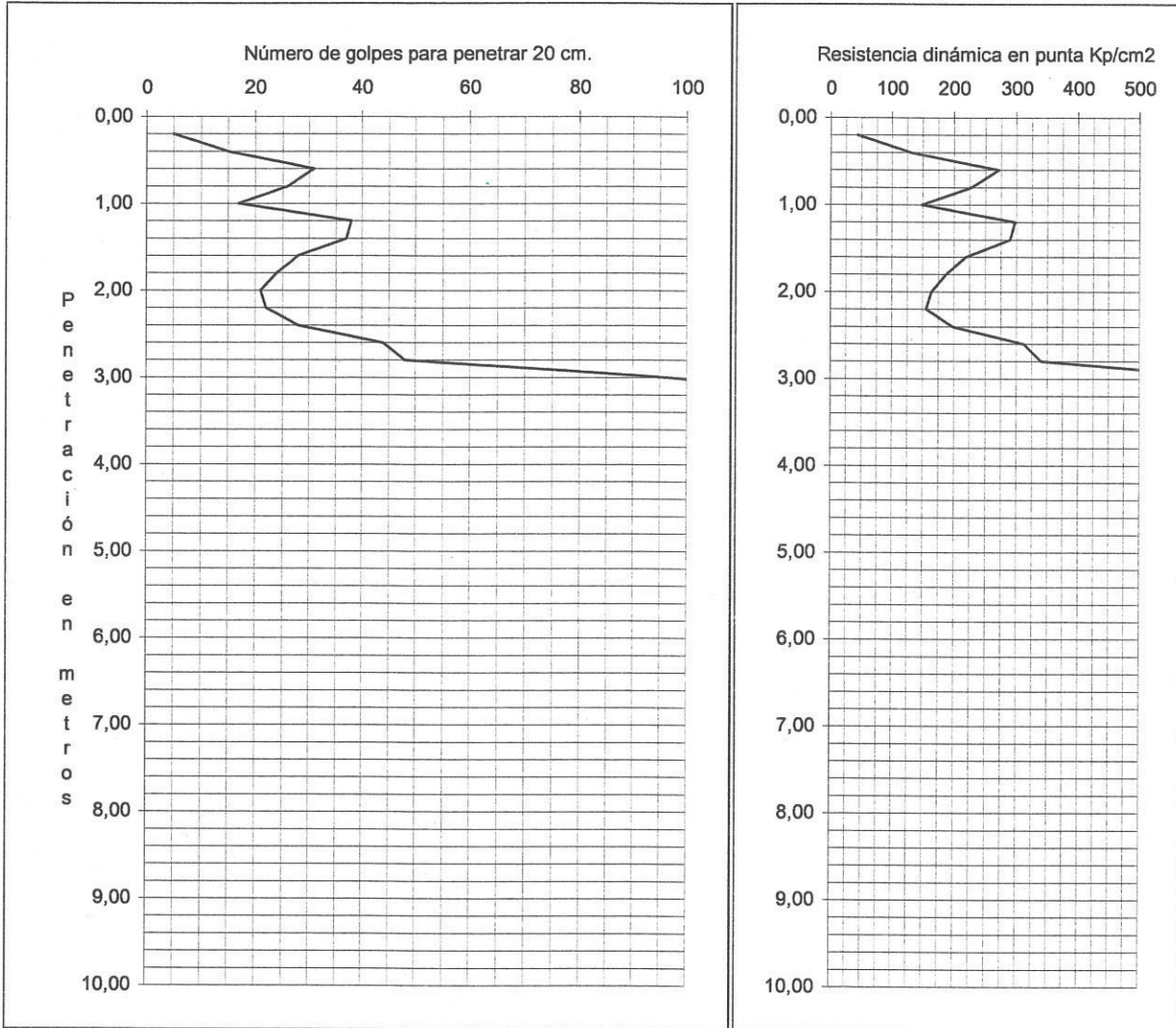
Peso maza kg: 65 **Altura de caída cm:** 50

EXPEDIENTE: ZS- 9402 **ENSAYO N°:** PD- 1

Peso varillaje kg/m: 8,84 **Superf. Puntaza cm2:** 16

FECHA: 14.01.02 **COTA:** 0

Peso cabeza kg: 1,5

ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA CONTINUA

DATOS DEL ENSAYO

Profundidad (m)	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	2,20
Número de Golpes	5	15	31	26	17	38	37	28	24	21	22
Profundidad (m)	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40
Número de Golpes	28	44	48	97	135	200
Profundidad (m)	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60	5,80	6,00	6,20	6,40	6,60
Número de Golpes
Profundidad (m)	6,80	7,00	7,20	7,40	7,60	7,80	8,00	8,20	8,40	8,60	8,80
Número de Golpes
Profundidad (m)	9,00	9,20	9,40	9,60	9,80	10,00	10,20	10,40	10,60	10,80	11,00
Número de Golpes

Zaragoza, a 15 de Enero de 2002

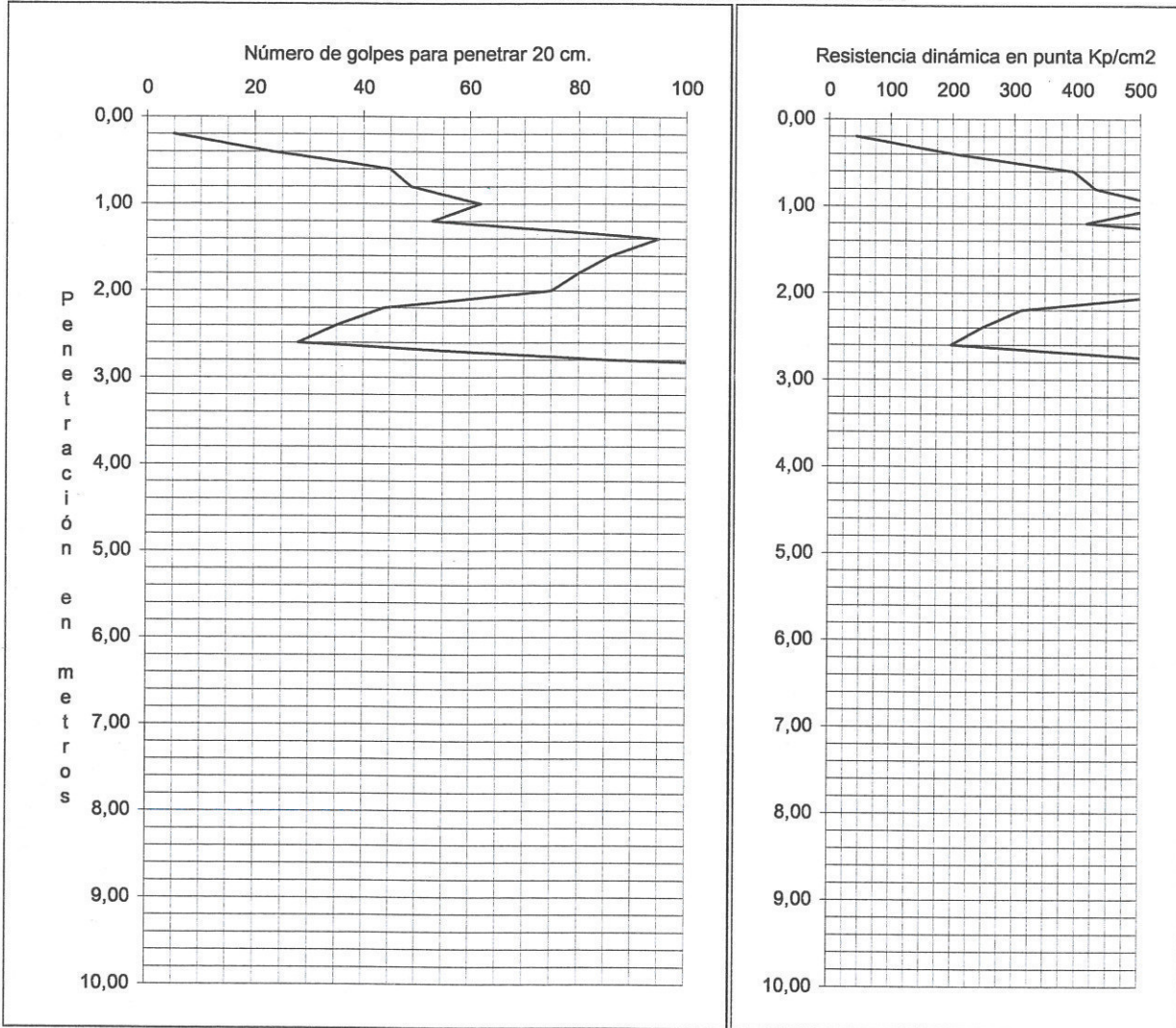
El Director del Departamento



CLIENTE: AYO. ZARAGOZA
OBRA: Acceso Juslibol
EXPEDIENTE: ZS- 9402 ENSAYO N°: PD- 2
FECHA: 14.01.02 COTA : 0

EQUIPO: BORRO'S AUTOMATICO
Peso maza kg: 65 **Altura de caída cm:** 50
Peso varillaje kg/m: 8,84 **Superf. Puntaza cm2:** 16
Peso cabeza kg: 1,5

ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA CONTINUA



DATOS DEL ENSAYO

Profundidad (m)	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	2,20
Número de Golpes	5	23	45	49	62	53	95	86	80	75	44
Profundidad (m)	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40
Número de Golpes	35	28	86	200
Profundidad (m)	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60	5,80	6,00	6,20	6,40	6,60
Número de Golpes
Profundidad (m)	6,80	7,00	7,20	7,40	7,60	7,80	8,00	8,20	8,40	8,60	8,80
Número de Golpes
Profundidad (m)	9,00	9,20	9,40	9,60	9,80	10,00	10,20	10,40	10,60	10,80	11,00
Número de Golpes

Zaragoza, a 15 de Enero de 2002

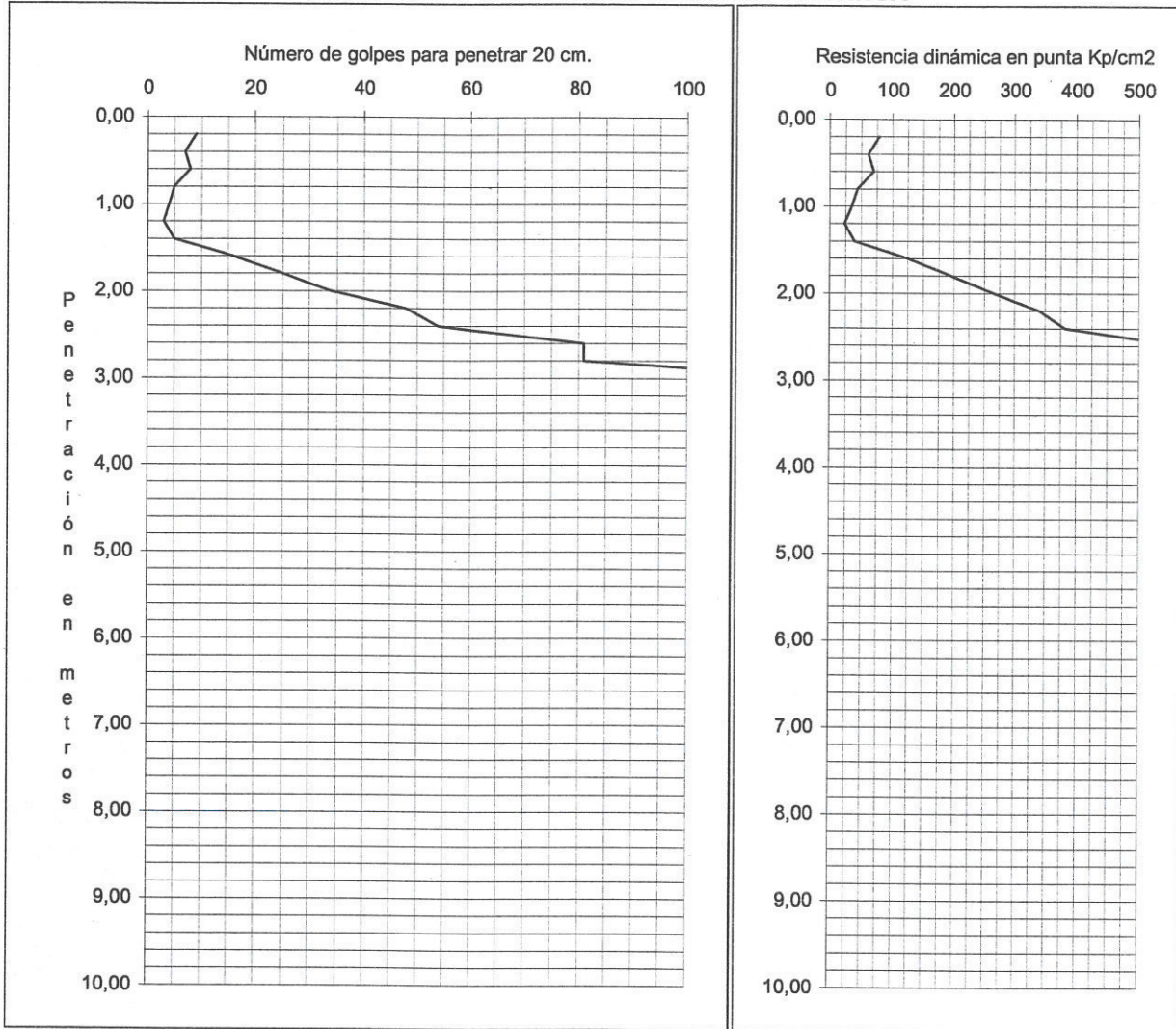
El Director del Departamento



CLIENTE: AYTO. ZARAGOZA
OBRA: Acceso Juslibol
EXPEDIENTE: ZS- 9402 ENSAYO N°: PD- 3
FECHA: 14.01.02 COTA : 0

EQUIPO: BORRO'S AUTOMATICO
Peso maza kg: 65 **Altura de caída cm:** 50
Peso varillaje kg/m: 8,84 **Superf. Puntaza cm2:** 16
Peso cabeza kg: 1,5

ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA CONTINUA



DATOS DEL ENSAYO

Profundidad (m)	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	2,20
Número de Golpes	9	7	8	5	4	3	5	16	25	34	48
Profundidad (m)	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40
Número de Golpes	54	81	81	131	200
Profundidad (m)	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60	5,80	6,00	6,20	6,40	6,60
Número de Golpes
Profundidad (m)	6,80	7,00	7,20	7,40	7,60	7,80	8,00	8,20	8,40	8,60	8,80
Número de Golpes
Profundidad (m)	9,00	9,20	9,40	9,60	9,80	10,00	10,20	10,40	10,60	10,80	11,00
Número de Golpes

Zaragoza, a 15 de Enero de 2002
El Director del Departamento



CLIENTE: AYO. ZARAGOZA

EQUIPO: BORRO'S AUTOMATICO

OBRA: Acceso Juslibol

Peso maza kg: 65 Altura de caída cm: 50

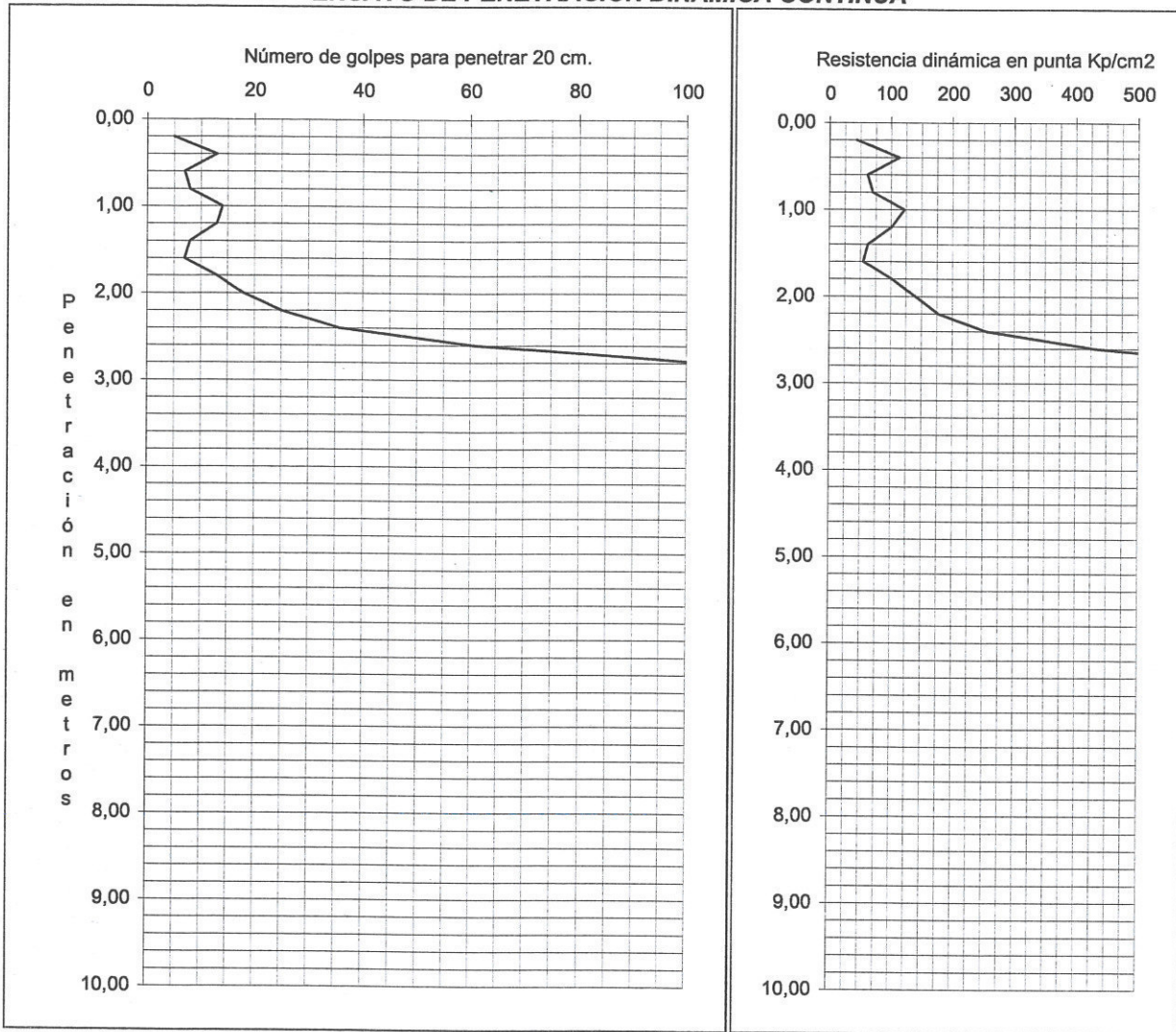
EXPEDIENTE: ZS- 9402 ENSAYO Nº: PD- 4

Peso varillaje kg/m: 8,84 Superf. Puntaza cm2: 16

FECHA: 14.01.02 COTA : 0

Peso cabeza kg: 1,5

ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA CONTINUA



DATOS DEL ENSAYO

Profundidad (m)	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	2,20
Número de Golpes	5	13	7	8	14	13	8	7	13	18	25
Profundidad (m)	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40
Número de Golpes	36	61	105	200	200
Profundidad (m)	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60	5,80	6,00	6,20	6,40	6,60
Número de Golpes
Profundidad (m)	6,80	7,00	7,20	7,40	7,60	7,80	8,00	8,20	8,40	8,60	8,80
Número de Golpes
Profundidad (m)	9,00	9,20	9,40	9,60	9,80	10,00	10,20	10,40	10,60	10,80	11,00
Número de Golpes

Zaragoza, a 15 de Enero de 2002

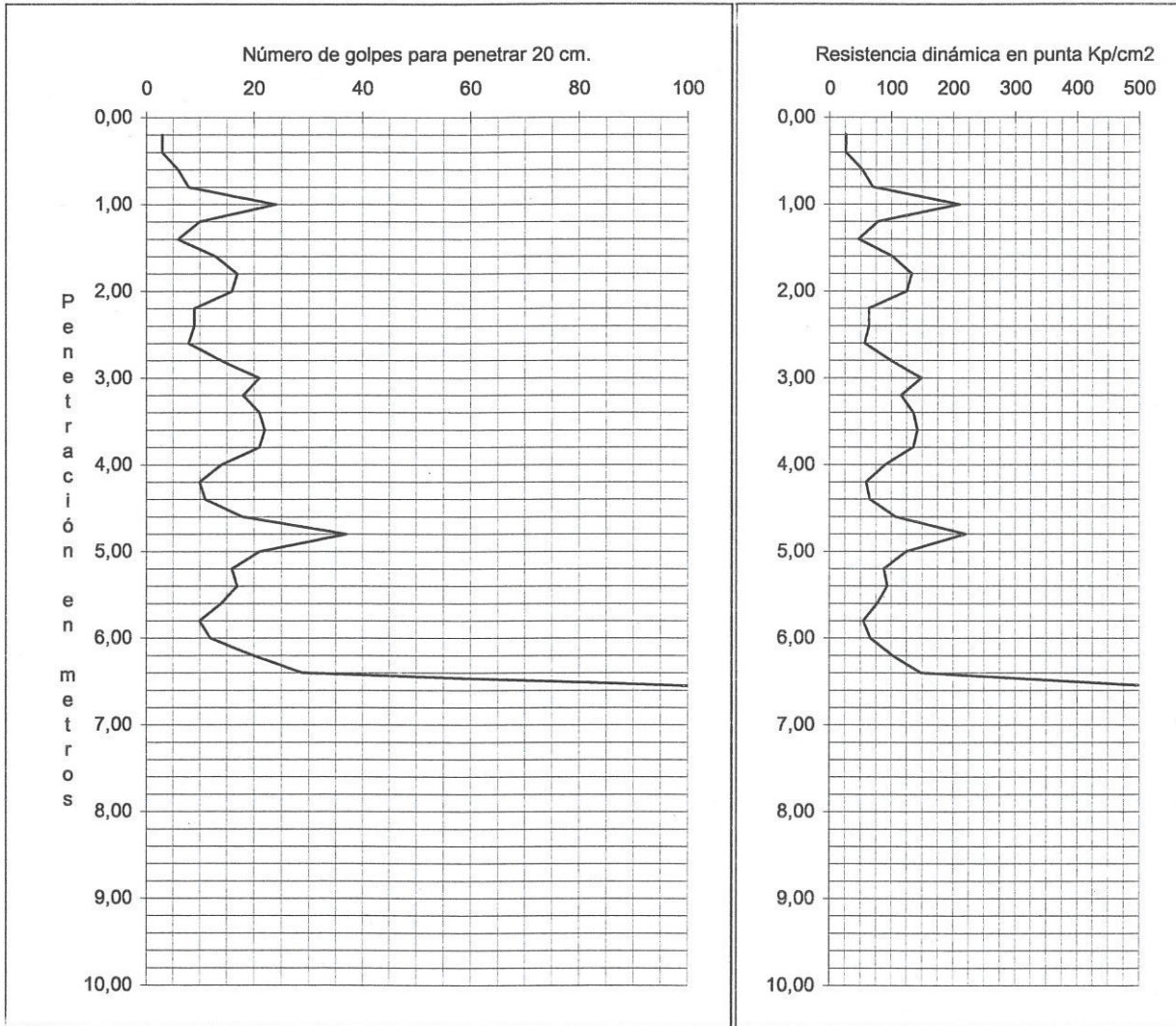
El Director del Departamento



CLIENTE: AYO. ZARAGOZA
OBRA: Acceso Juslibol
EXPEDIENTE: ZS- 9402 **ENSAYO N°:** PD- 5
FECHA: 14.01.02 **COTA :** 0

EQUIPO: BORRO'S AUTOMATICO
Peso maza kg: 65 **Altura de caída cm:** 50
Peso varillaje kg/m: 8,84 **Superf. Puntaza cm2:** 16
Peso cabeza kg: 1,5

ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA CONTINUA



DATOS DEL ENSAYO

Profundidad (m)	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	2,20
Número de Golpes	3	3	6	8	24	10	6	13	17	16	9
Profundidad (m)	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40
Número de Golpes	9	8	14	21	18	21	22	21	14	10	11
Profundidad (m)	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60	5,80	6,00	6,20	6,40	6,60
Número de Golpes	18	37	21	16	17	14	10	12	20	29	125
Profundidad (m)	6,80	7,00	7,20	7,40	7,60	7,80	8,00	8,20	8,40	8,60	8,80
Número de Golpes	200
Profundidad (m)	9,00	9,20	9,40	9,60	9,80	10,00	10,20	10,40	10,60	10,80	11,00
Número de Golpes

Zaragoza, a 15 de Enero de 2002

El Director del Departamento





**ESCUELA UNIVERSITARIA POLITÉCNICA
DE LA ALMUNIA DE DOÑA GODINA (ZARAGOZA)**

PLANOS

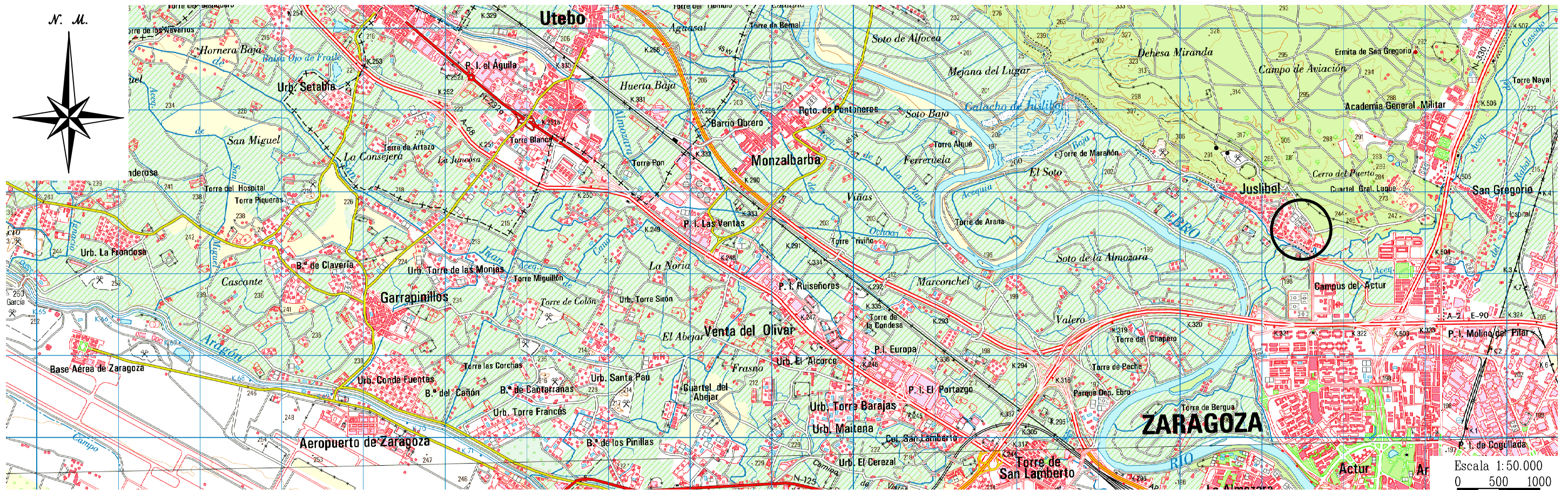
**ESTUDIO y DIMENSIONAMIENTO de un
DEPOSITO de RETENCIÓN de SÓLIDOS en
el BARRIO de JUSLIBOL**

423.13.117

Autor: Carlos Garijo Sarría

Director: Beniamino Russo

Fecha: Junio de 2015



TRABAJO FIN DE GRADO
GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

Firma del alumno

Fdo: Carlos Garijo Sarriá

Fecha

JUN-2015

Título del proyecto

ESTUDIO Y DIMENSIONAMIENTO DE UN DEPÓSITO DE
RETENCIÓN DE SÓLIDOS EN EL BARRIO DE JUSLIBOL

Núm. proyecto

423.13.117

Denominación del plano

PLANO DE SITUACIÓN

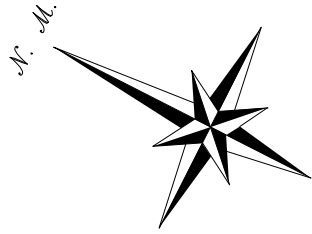
Escala


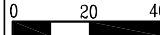
varias

Núm. de plano


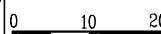
2.1.1.1

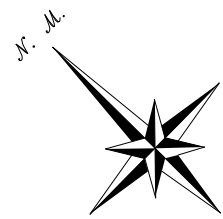
Hoja 1 de 1



	TRABAJO FIN DE GRADO	Firma del alumno	Fecha	Título del proyecto	Núm. proyecto	Denominación del plano	Escala	Núm. de plano
	GRADO EN INGENIERÍA CIVIL	Fdo: Carlos Garijo Sarriá	JUN-2015	ESTUDIO Y DIMENSIONAMIENTO DE UN DEPÓSITO DE RETENCIÓN DE SÓLIDOS EN EL BARRIO DE JUSLIBOL	423.13.117	CONJUNTO PROYECTADO DEPÓSITO SUPERFICIAL	1:2.000	2.1.3.1
								Hoja 1 de 1

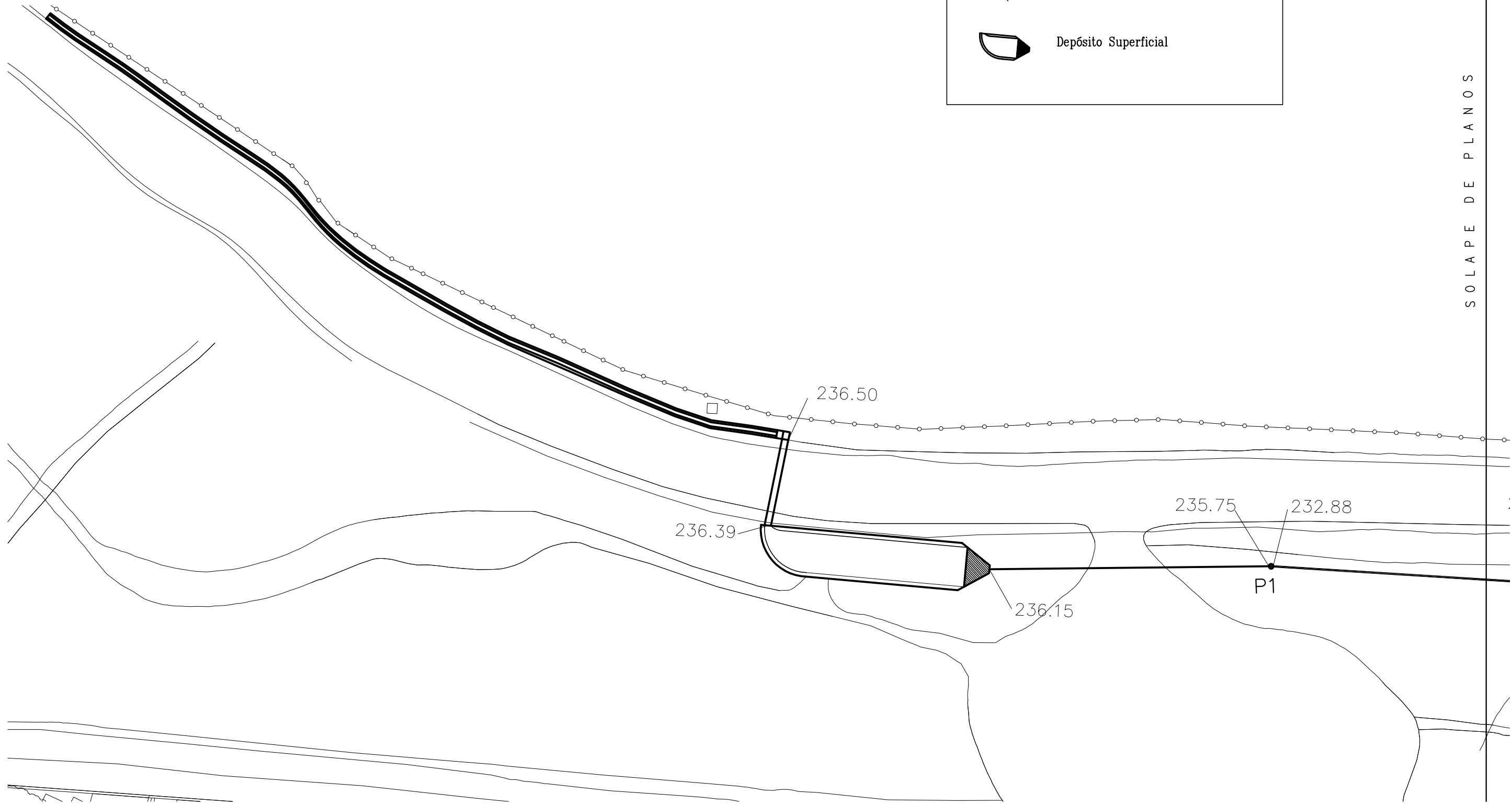


	TRABAJO FIN DE GRADO GRADO EN INGENIERÍA CIVIL	Firma del alumno Fdo: Carlos Garijo Sarriá	Fecha JUN-2015	Título del proyecto ESTUDIO Y DIMENSIONAMIENTO DE UN DEPÓSITO DE RETENCIÓN DE SÓLIDOS EN EL BARRIO DE JUSLIBOL	Núm. proyecto 423.13.117	Denominación del plano CONJUNTO PROYECTADO DEPÓSITO SUBTERRÁNEO	Escala 1:1.000 	Núm. de plano 2.1.3.2 Hoja 1 de 1



LEYENDA

- Tubería DN80 - desagüe de pluviales
- Canal Desagüe trapezoidal (1 x 100 m)
- Tubería DN80 hormigón armado
- Depósito Superficial



SOLAPE DE PLANOS

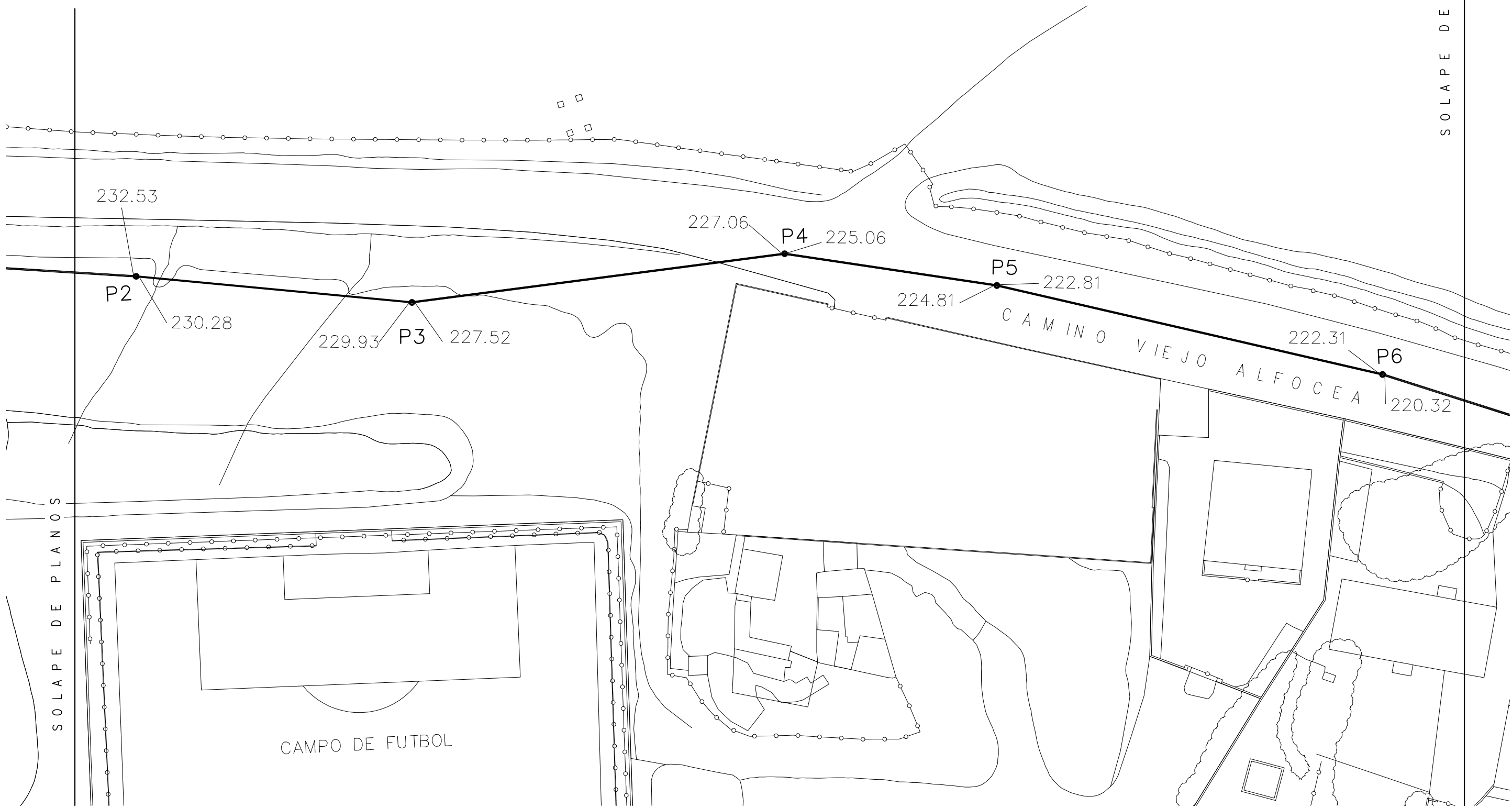
	TRABAJO FIN DE GRADO GRADO EN INGENIERÍA CIVIL	Firma del alumno	Fecha	Título del proyecto	Núm. proyecto	Denominación del plano	Escala	Núm. de plano
	Fdo: Carlos Garijo Sarría	JUN-2015	ESTUDIO Y DIMENSIONAMIENTO DE UN DEPÓSITO DE RETENCIÓN DE SÓLIDOS EN EL BARRIO DE JUSLIBOL	423.13.117	PLANTA DEPÓSITO SUPERFICIAL	1:500	2.2.1.1	
								Hoja 1 de 4


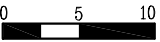


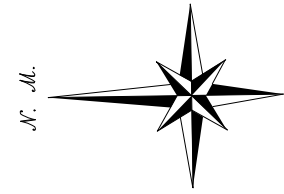
LEYENDA

— Tubería DN80 - desagie de pluviales

SOLAPE DE PLANOS



	TRABAJO FIN DE GRADO	Firma del alumno	Fecha	Título del proyecto	Núm. proyecto	Denominación del plano	Escala	Núm. de plano
	GRADO EN INGENIERÍA CIVIL	Fdo: Carlos Garijo Sarría	JUN-2015	ESTUDIO Y DIMENSIONAMIENTO DE UN DEPÓSITO DE RETENCIÓN DE SÓLIDOS EN EL BARRIO DE JUSLIBOL	423.13.117	PLANTA DEPÓSITO SUPERFICIAL	1:500	2.2.1.1
								Hoja 2 de 4



LEYENDA	
	Tubería DN80 - desague de pluviales
	Red Abastecimiento ciudad
	Red Saneamiento ciudad



TRABAJO FIN DE GRADO
GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

Firma del alumno
Fdo: Carlos Garijo Sarriá

Fecha
JUN-2015

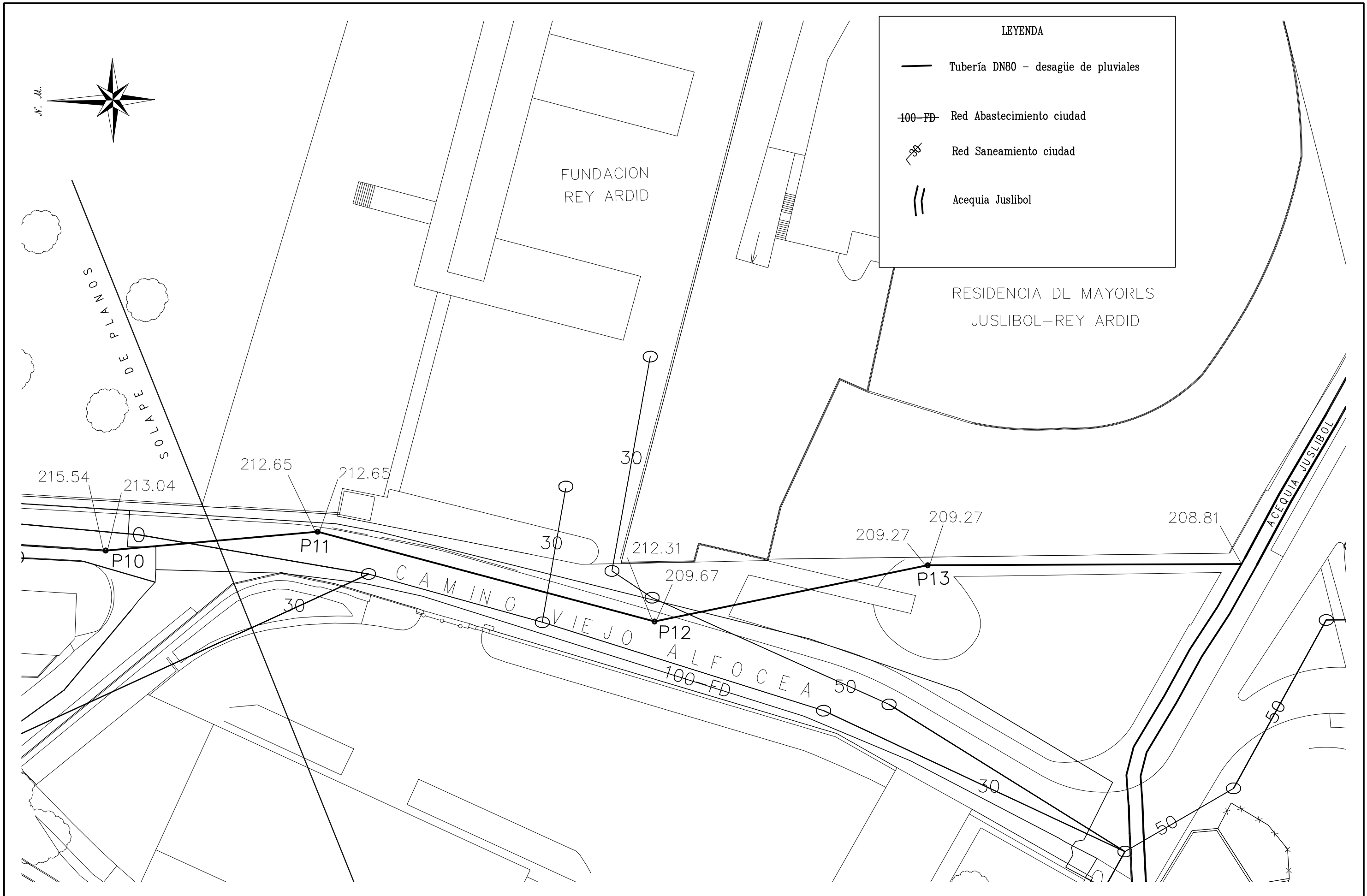
Título del proyecto
ESTUDIO Y DIMENSIONAMIENTO DE UN DEPÓSITO DE
RETENCIÓN DE SÓLIDOS EN EL BARRIO DE JUSLIBOL

Núm. proyecto
423.13.117

Denominación del plano
PLANTA DEPÓSITO SUPERFICIAL

Escala
1:500

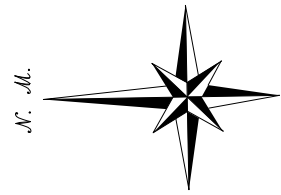
Núm. de plano
2.2.1.1
Hoja 3 de 4



LEYENDA

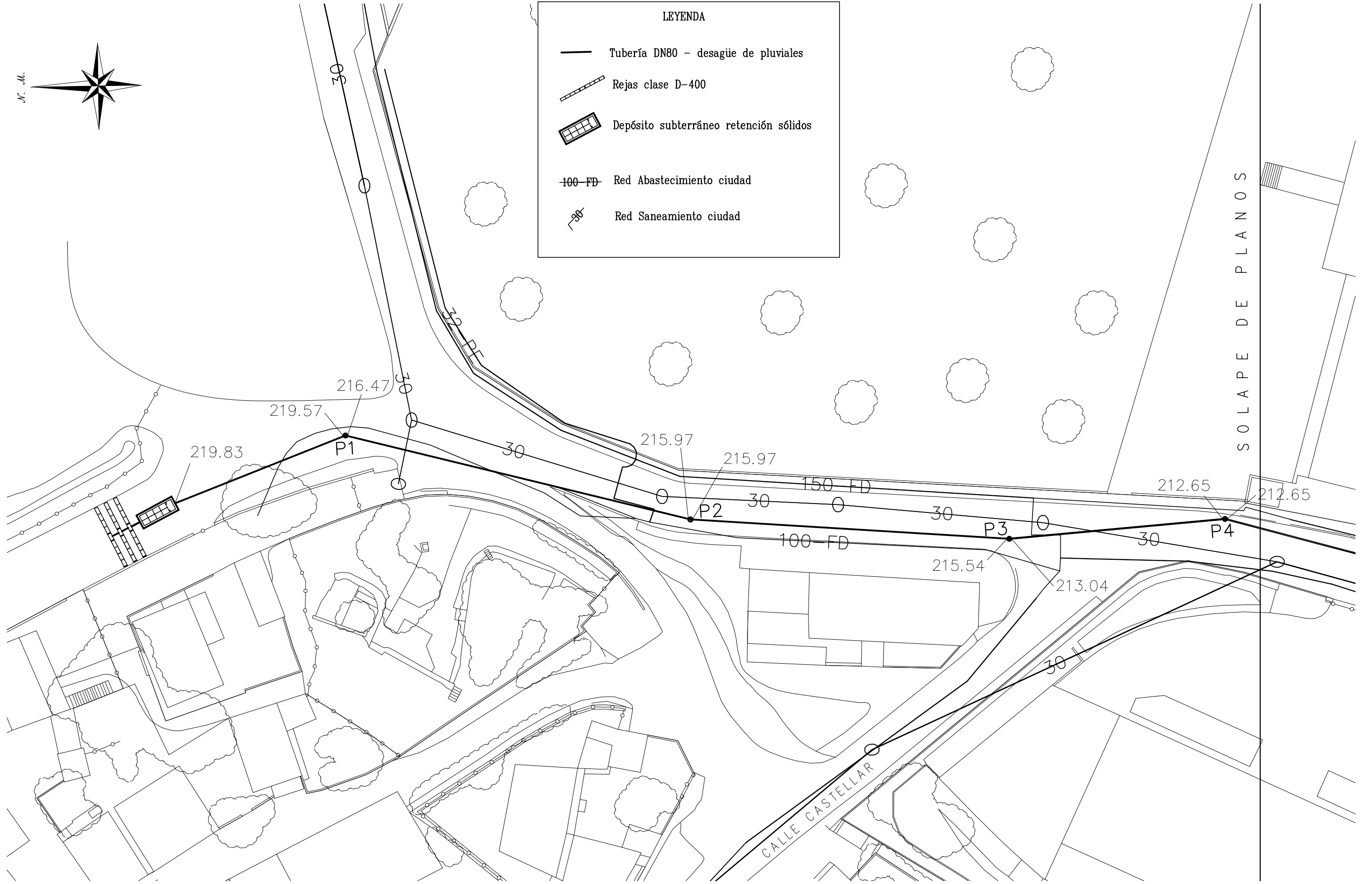
- Tubería DN80 - desagüe de pluviales
- Red Abastecimiento ciudad
- Red Saneamiento ciudad
- Acequia Juslibol

	TRABAJO FIN DE GRADO GRADO EN INGENIERÍA CIVIL	Firma del alumno Fdo: Carlos Garijo Sarría	Fecha JUN-2015	Título del proyecto ESTUDIO Y DIMENSIONAMIENTO DE UN DEPÓSITO DE RETENCIÓN DE SÓLIDOS EN EL BARRIO DE JUSLIBOL	Núm. proyecto 423.13.117	Denominación del plano PLANTA DEPÓSITO SUPERFICIAL	Escala 1:500 	Núm. de plano 2.2.1.1 Hoja 4 de 4



LEYENDA

- Tubería DN80 - desague de pluviales
- Rejas clase D-400
- Depósito subterráneo retención sólidos
- 100-FD Red Abastecimiento ciudad
- 80 Red Saneamiento ciudad



TRABAJO FIN DE GRADO
GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

Firma del alumno
Fdo: Carlos Garijo Sarriá

Fecha
JUN-2015

Título del proyecto
ESTUDIO Y DIMENSIONAMIENTO DE UN DEPÓSITO DE
RETENCIÓN DE SÓLIDOS EN EL BARRIO DE JUSLIBOL

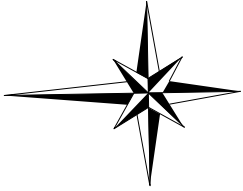
Núm. proyecto
423.13.117

Denominación del plano
PLANTA DEPÓSITO SUBTERRÁNEO

Escala
1:500

Núm. de plano
2.2.1.2
Hoja 1 de 2

N. M.



SOLAPE DE PLANOS

FUNDACION
REY ARDID

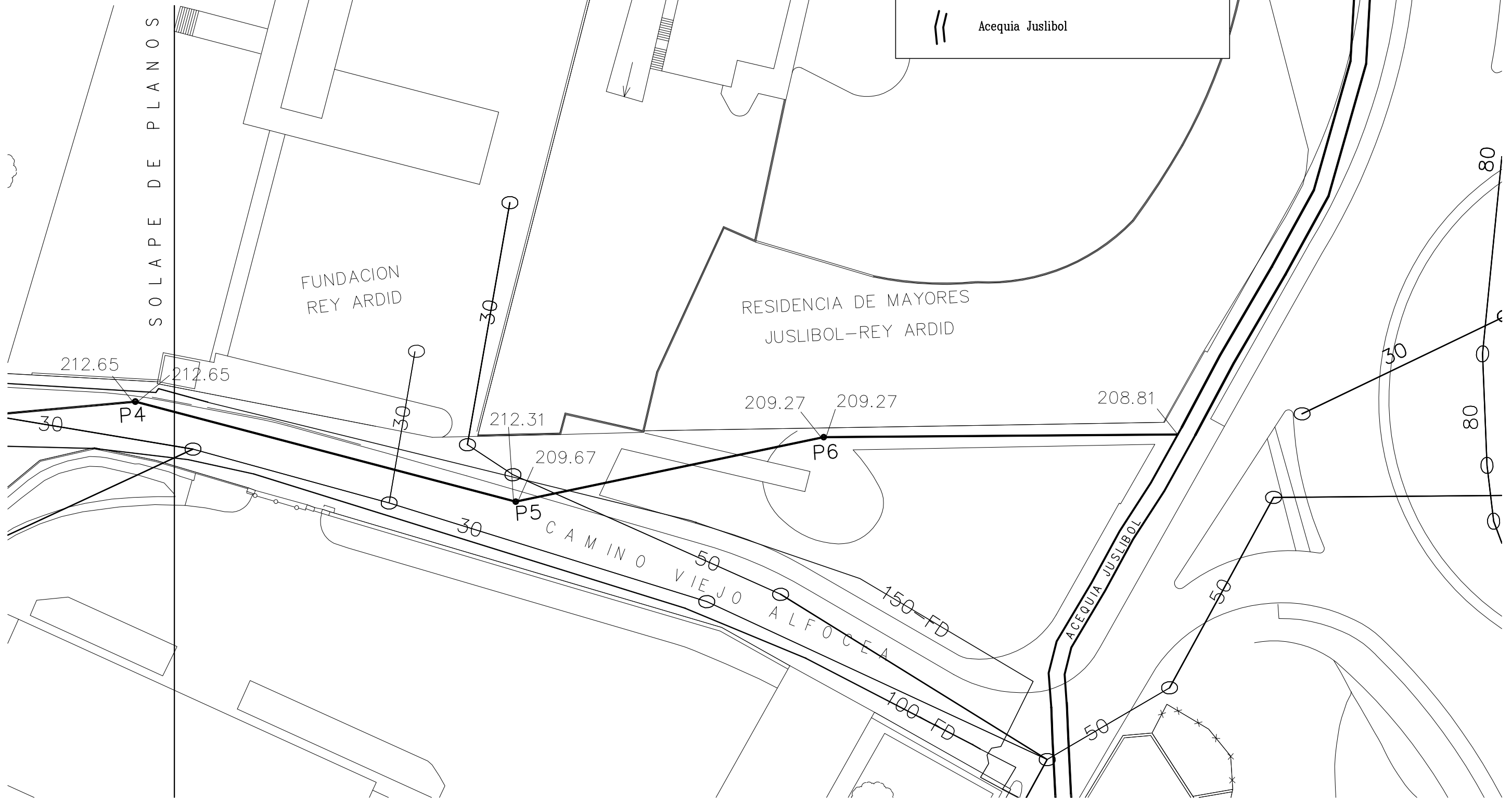
RESIDENCIA DE MAYORES
JUSLIBOL-REY ARDID

CAMINO VIEJO
ALFOCEA

ACEQUIA JUSLIBOL

LEYENDA

- Tubería DN80 - desagüe de pluviales
- Red Abastecimiento ciudad
- Red Saneamiento ciudad
- Acequia Juslibol



TRABAJO FIN DE GRADO
GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

Firma del alumno

Fdo: Carlos Garijo Sarría

Fecha
JUN-2015

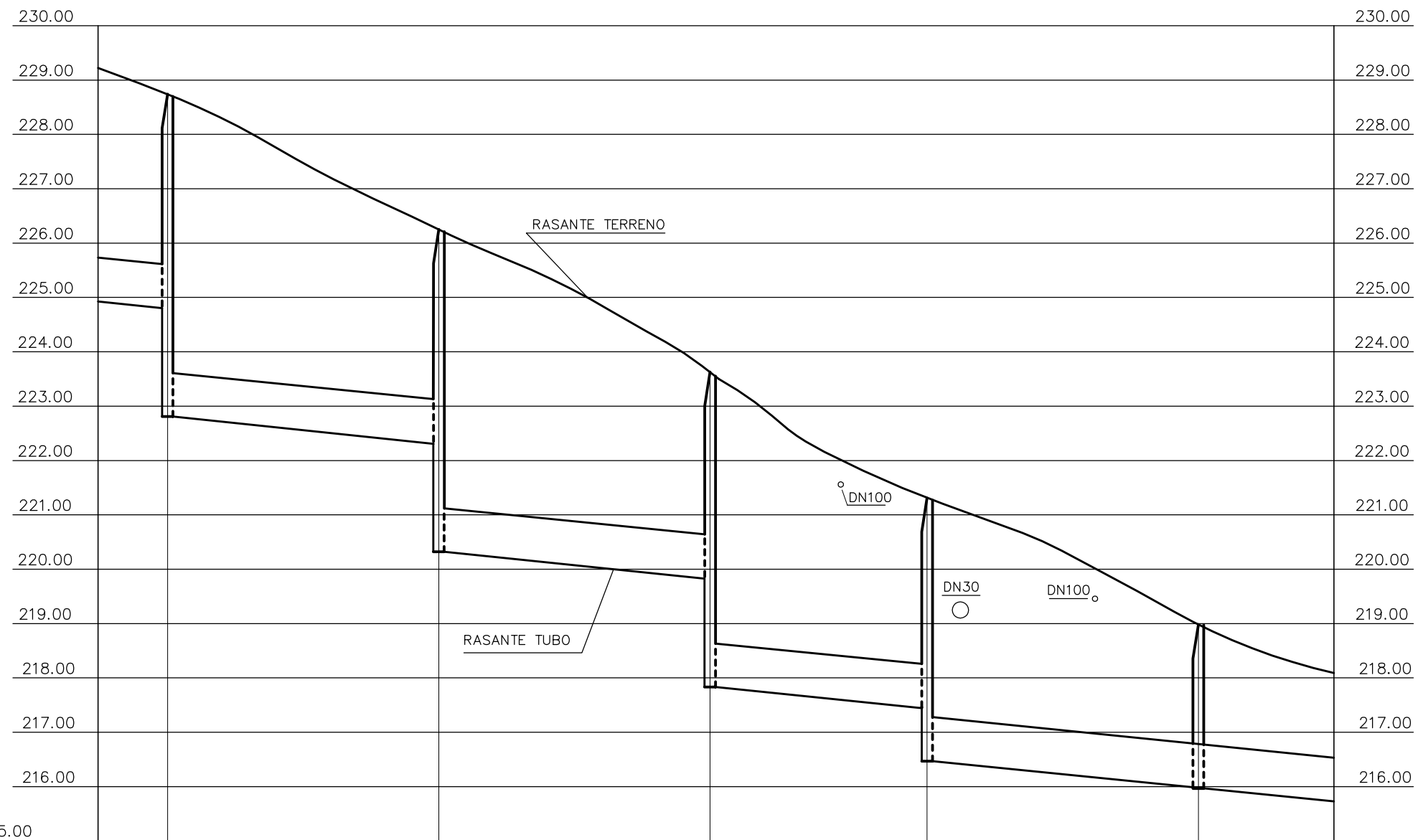
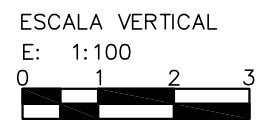
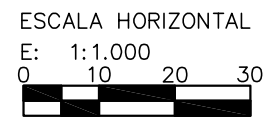
Título del proyecto
ESTUDIO Y DIMENSIONAMIENTO DE UN DEPÓSITO DE
RETENCIÓN DE SÓLIDOS EN EL BARRIO DE JUSLIBOL

Núm. proyecto
423.13.117

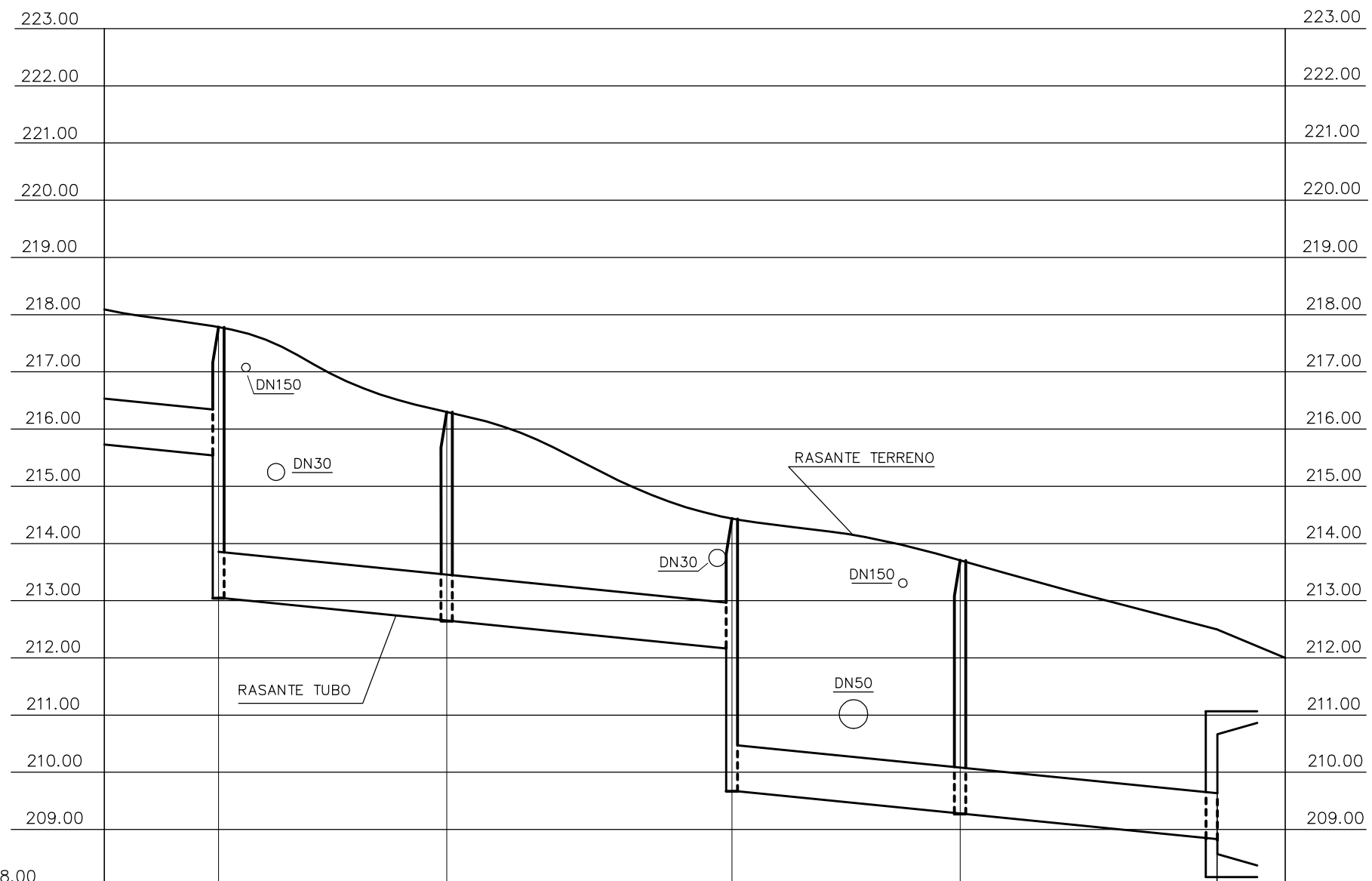
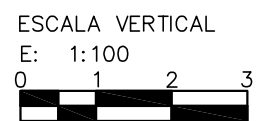
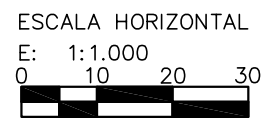
Denominación del plano
PLANTA DEPÓSITO SUBTERRÁNEO

Escala
1:500

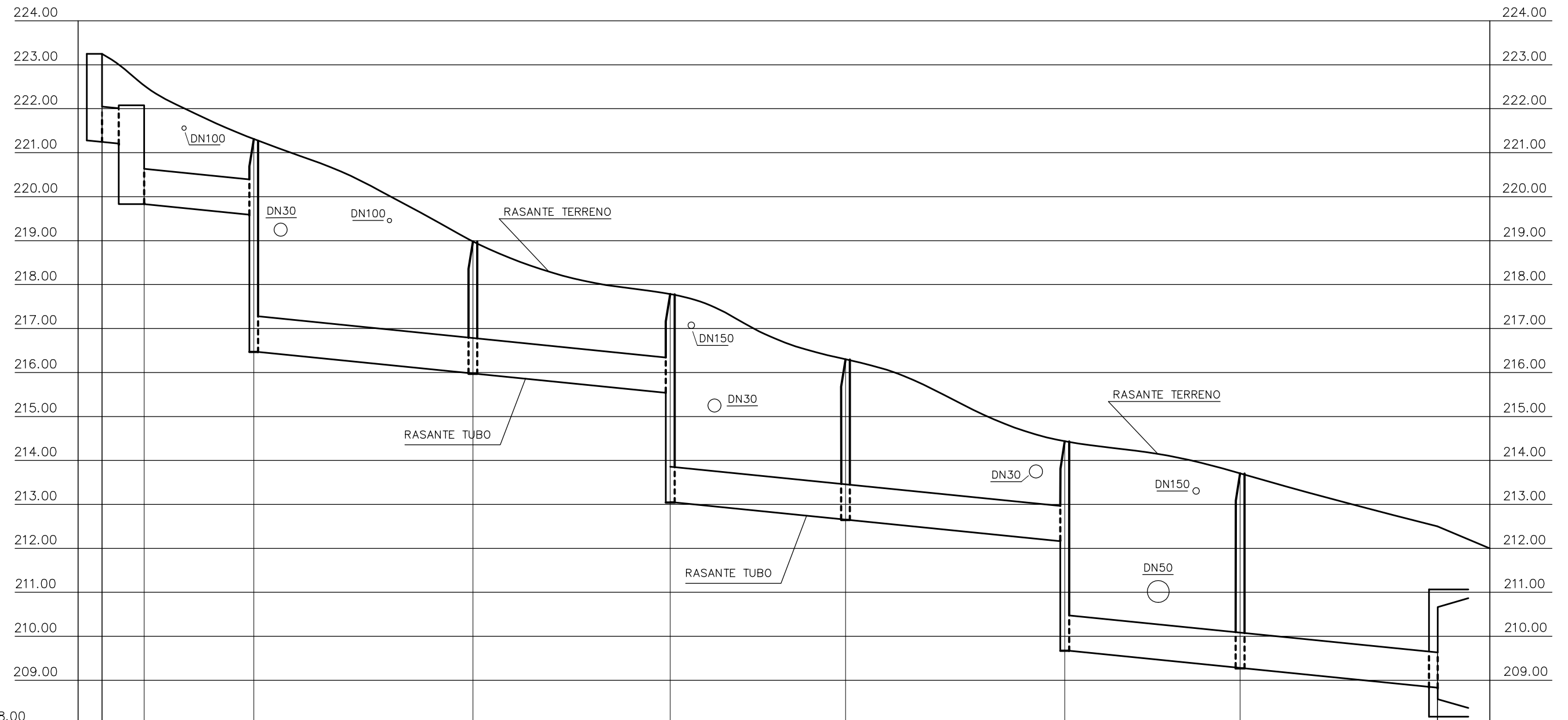
Núm. de plano
2.2.1.2
Hoja 2 de 2



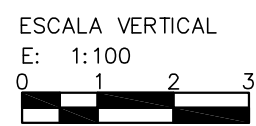
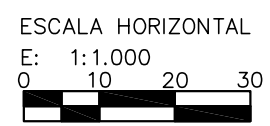
	TUBERIA DE HORMIGON DE Ø 800 mm.				
P.C. 215.00					
TUBERIA	TUBERIA DE HORMIGON DE Ø 800 mm.				
PENDIENTES	PTE. DE 0.01				
ALTURA POZO	5.93	5.93	5.80	4.85	3.02
COTA RASANTE TUBO	222.81	220.32	217.83	216.47	215.97
COTA RASANTE PAV.	228.74	226.25	223.63	221.31	219.00
DIST. ORIGEN	184.61	234.61	284.61	324.61	374.61
DIST. PARCIALES	27.11	50.00	50.00	40.00	50.00
Nº POZO	P5	P6	P7	P8	P9



	TUBERIA DE HORMIGON DE Ø 800 mm.				
PENDIENTES	PTE. DE 0.01				
ALTURA POZO	4.75	3.66	4.62	4.43	
COTA RASANTE TUBO	213.04	212.65	209.67	209.27	208.81
COTA RASANTE PAV.	217.79	216.30	214.44	213.70	212.50
DIST. ORIGEN	419.61	459.61	509.61	549.61	594.61
DIST. PARCIALES	45.00	40.00	50.00	40.00	45.00
Nº POZO	P10	P11	P12	P13	ACEQUIA



TUBERIA	TUBERIA DE HORMIGON DE Ø 800 mm.									
PENDIENTES	PTE. DE 0.01									
ALTURA POZO	2.50	4.85	3.02	4.75	3.66	4.62	4.43			
COTA RASANTE TUBO	221.18	219.83	216.47	215.97	213.04	212.65	209.67	209.27	208.81	
COTA RASANTE PAV.	223.50	222.53	221.31	219.00	217.79	216.30	214.44	213.70	212.50	
DIST. ORIGEN	0.000	9.06	34.06	84.06	129.06	169.06	219.06	259.06	304.06	
DIST. PARCIALES	0.000	9.06	25.00	50.00	45.00	40.00	50.00	40.00	45.00	
N° POZO	DEPÓSITO	P1	P2	P3	P4	P5	P6			ACEQUIA



TRABAJO FIN DE GRADO
GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

Firma del alumno
Fdo: Carlos Garijo Sarría

Fecha
JUN-2015

Título del proyecto
ESTUDIO Y DIMENSIONAMIENTO DE UN DEPÓSITO DE RETENCIÓN DE SÓLIDOS EN EL BARRIO DE JUSLIBOL

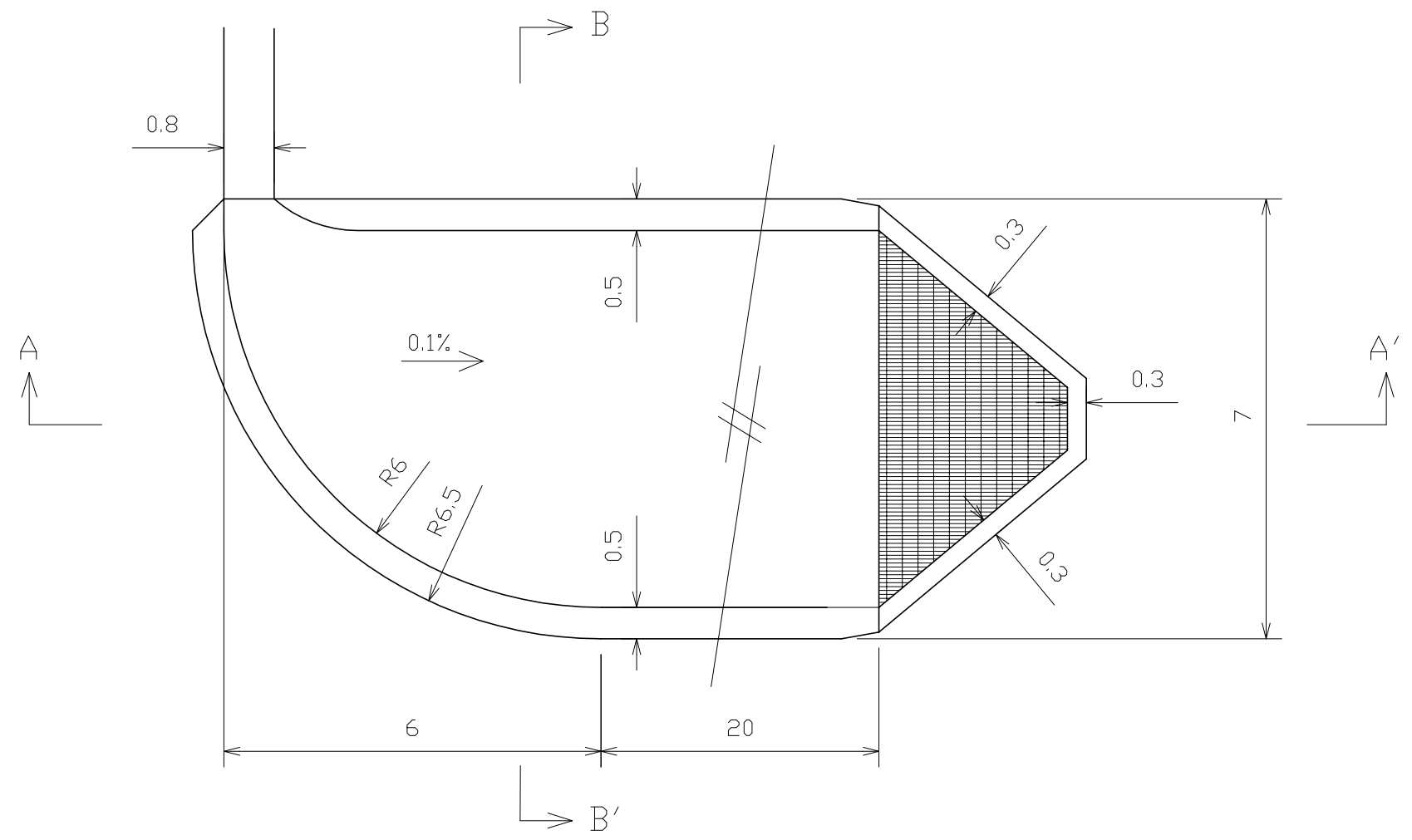
Núm. proyecto
423.13.117

Denominación del plano
PERFIL LONGITUDINAL TUBERÍA DEPÓSITO SUBTERRÁNEO

Escala
varias

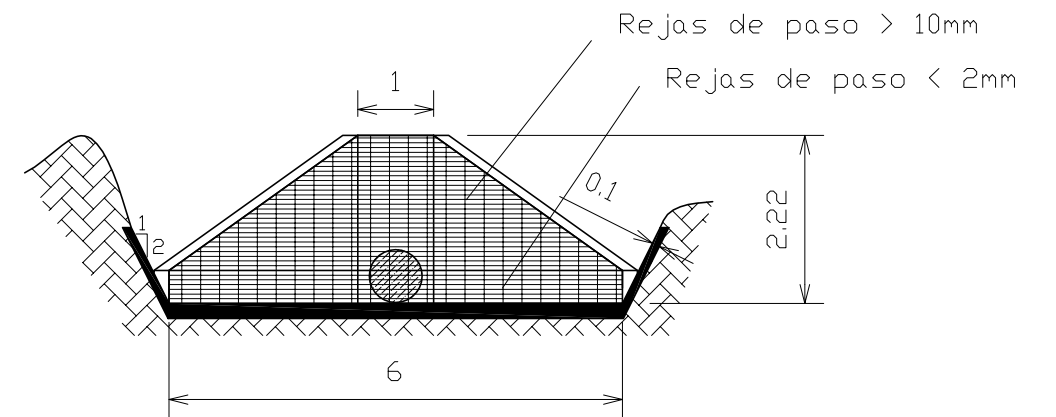
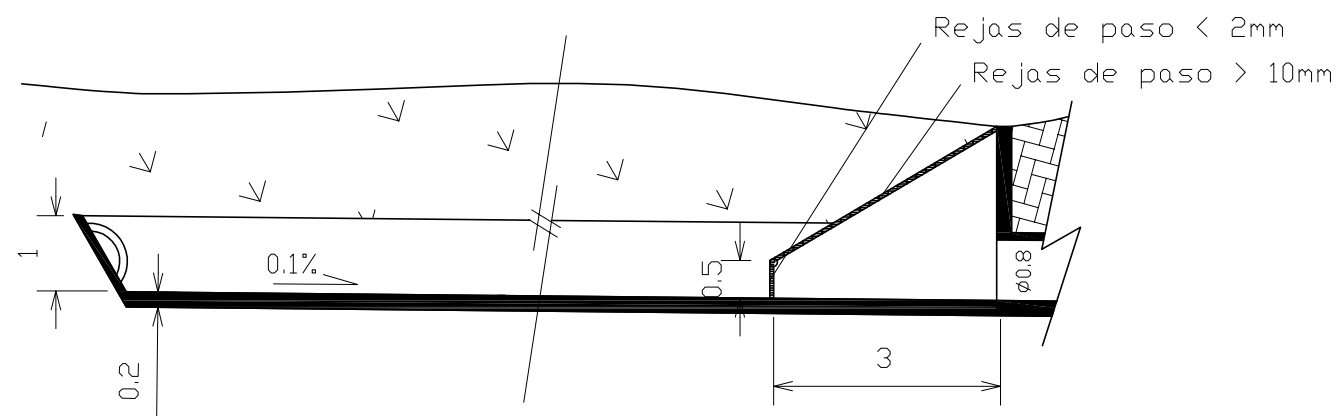
Núm. de plano
2.2.2.2
Hoja 1 de 1

PLANTA

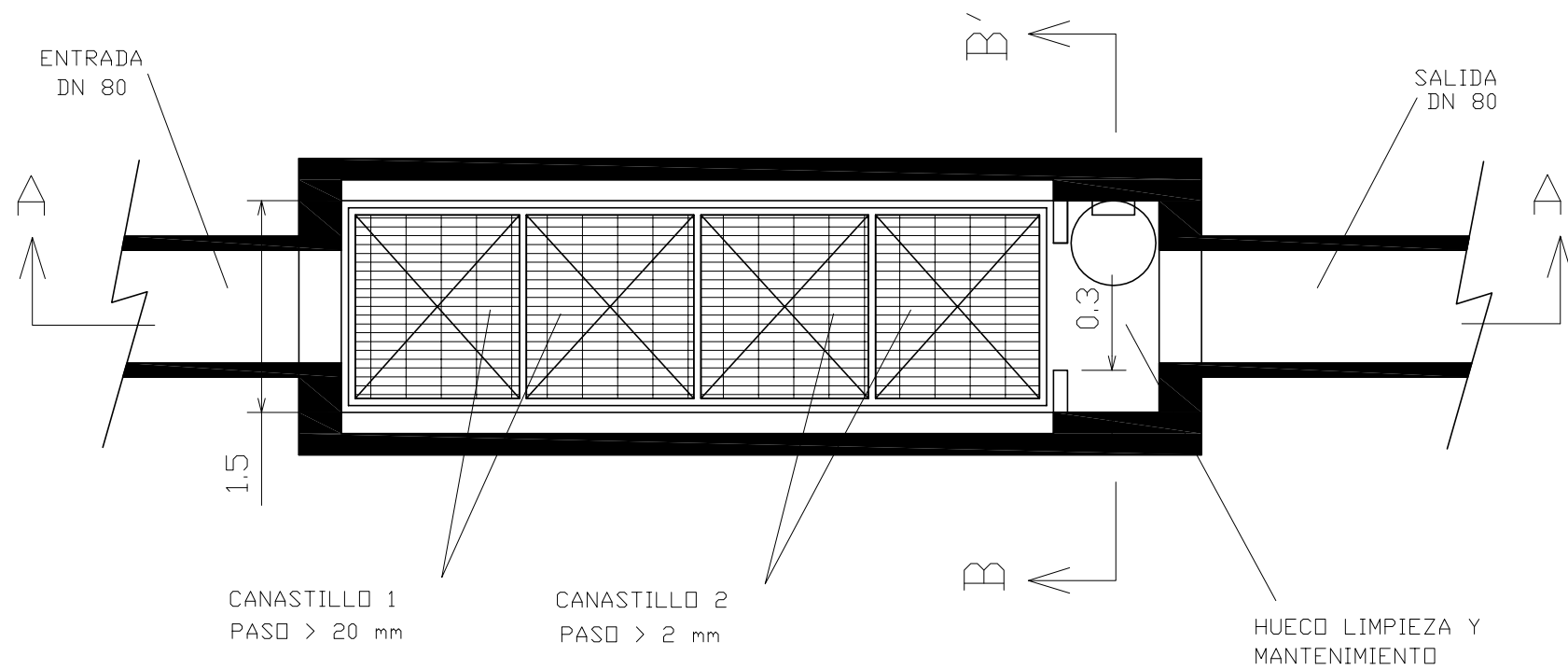


VISTA A-A'

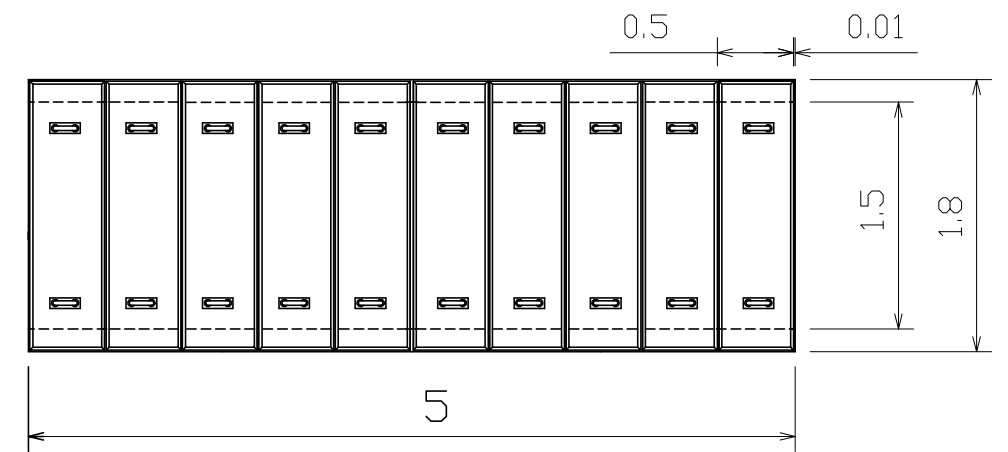
VISTA B-B'



PLANTA

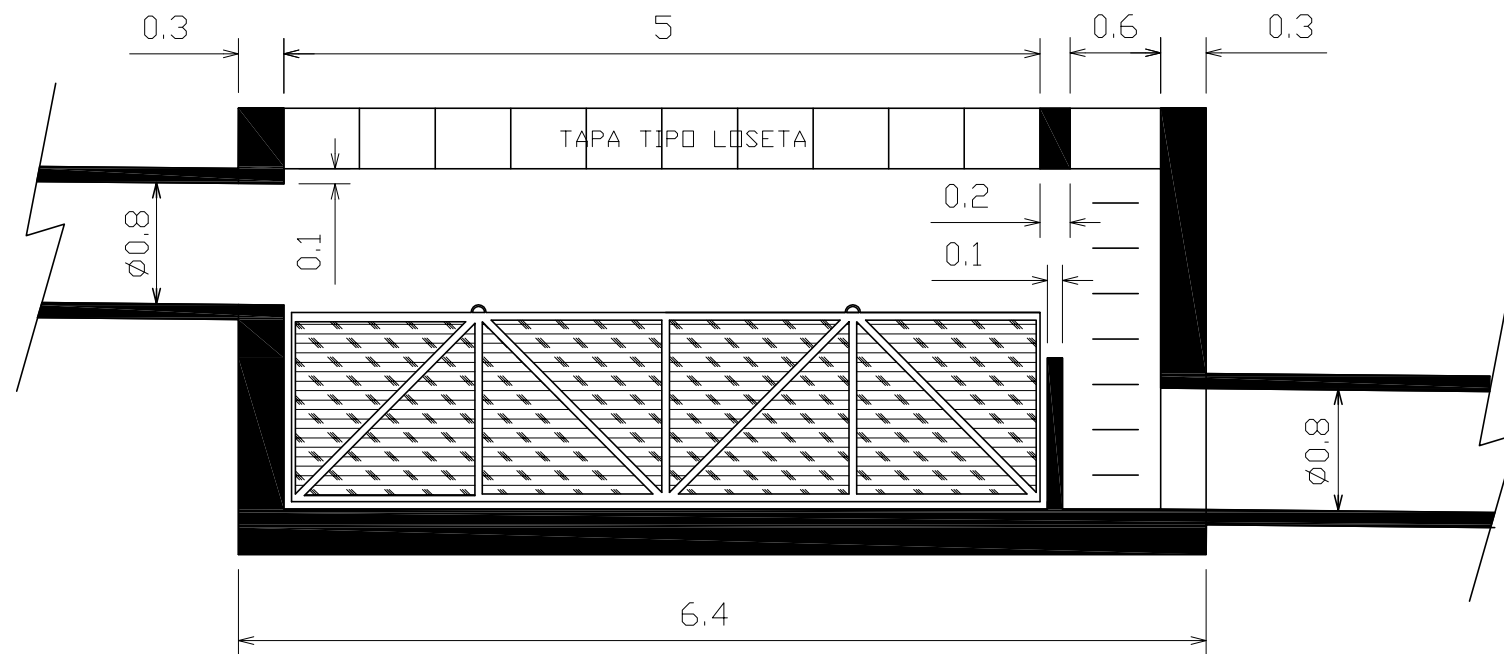


DETALLE LOSETA

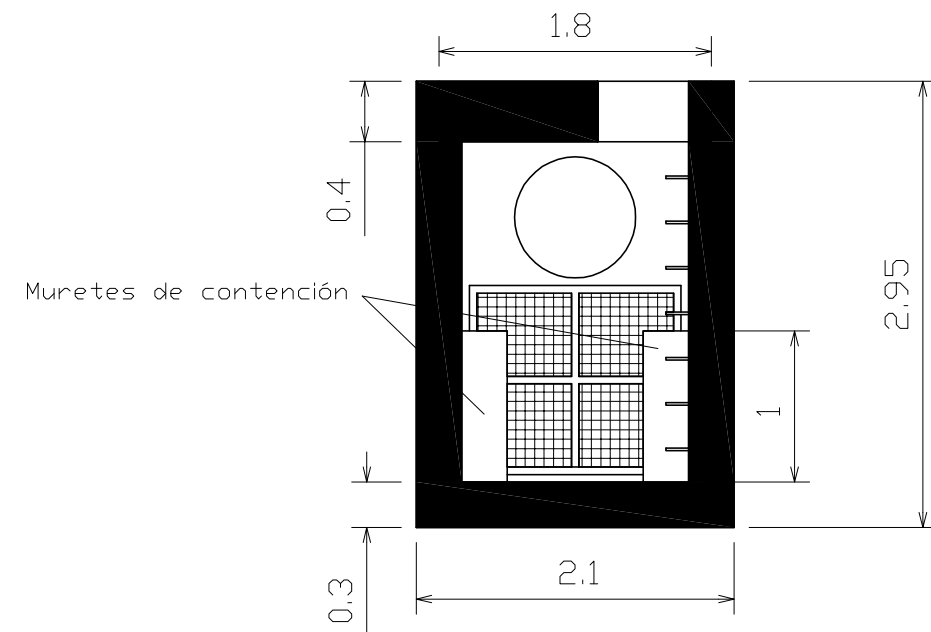


NOTA: Para extraer los canastillos, será necesario desplazar 5 losetas por cada uno. Estas losetas llevan incorporadas anillas para que se puedan levantar por operarios.

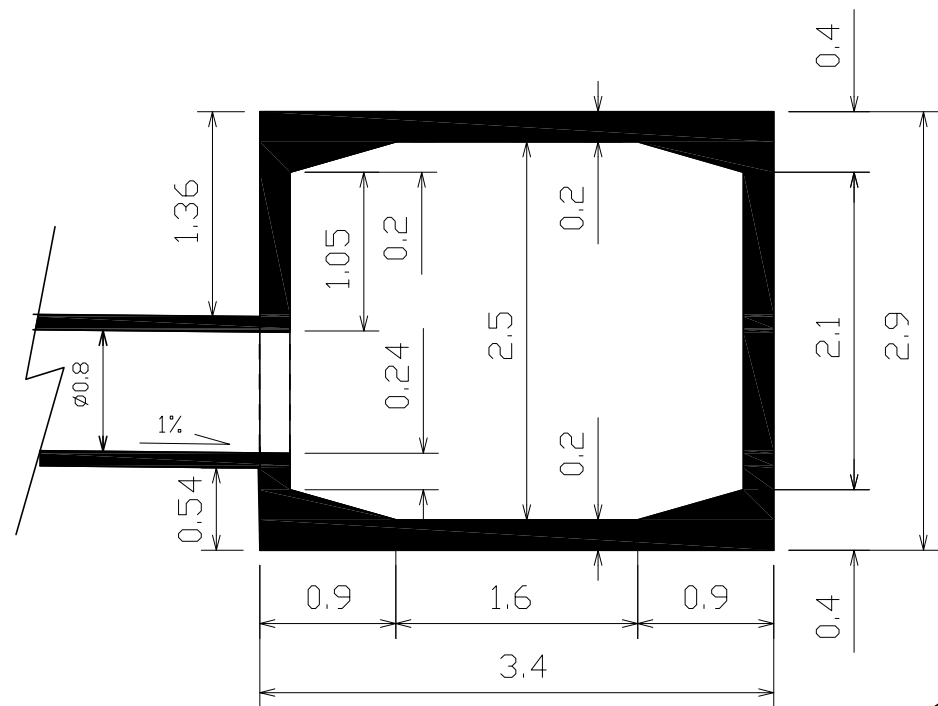
VISTA A-A'



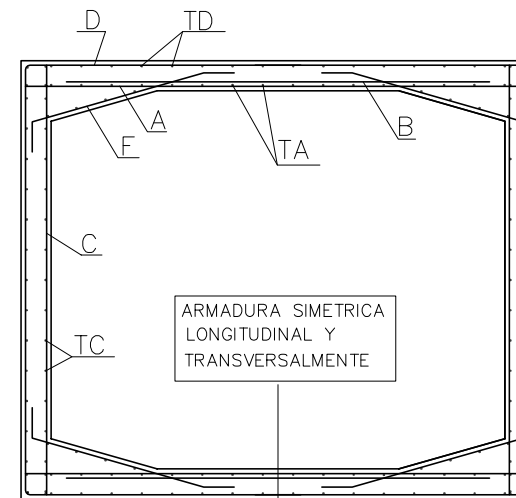
VISTA B-B'



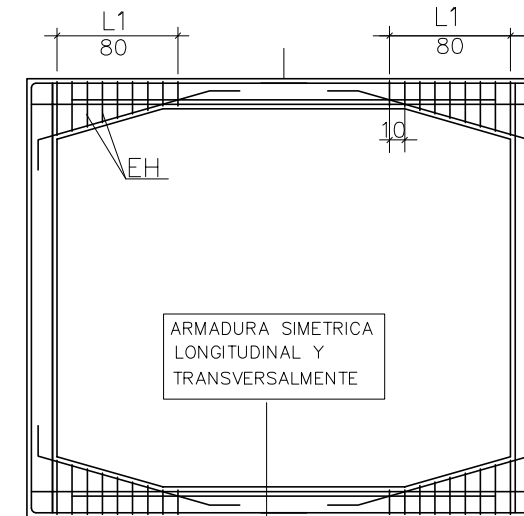
ALZADO



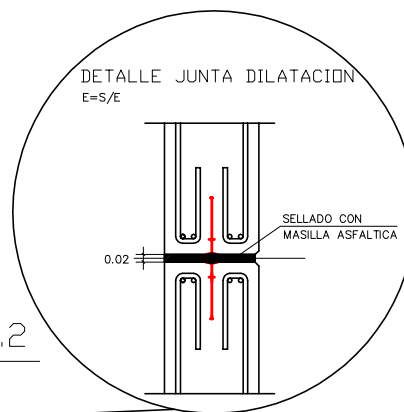
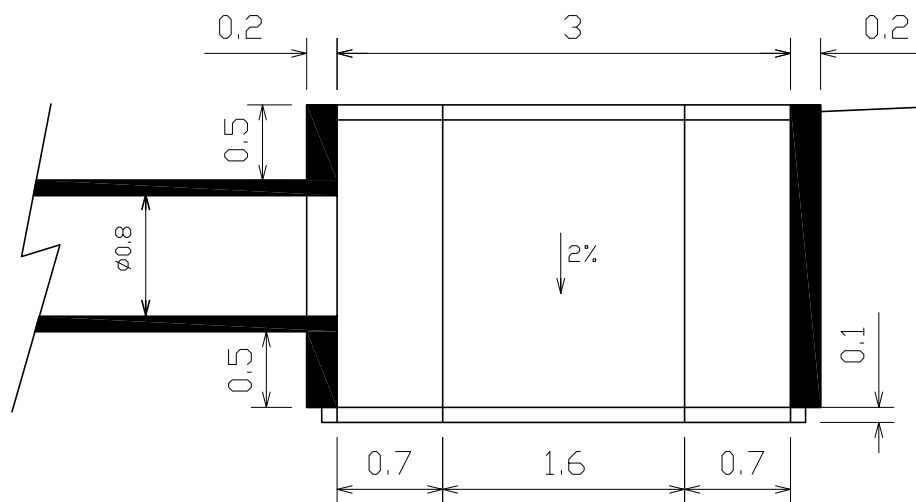
ARMADURA LONGITUDINAL



ARMADURA TRANSVERSAL

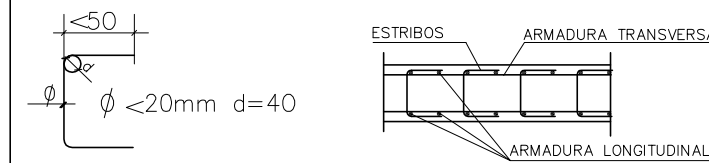


PLANTA



ESTRIBOS

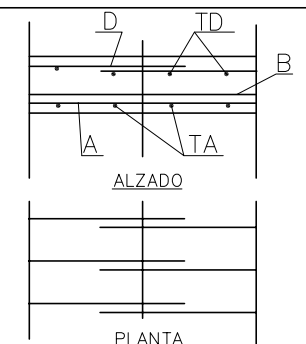
LOS RADIOS DE DOBLADO Y LONGITUDES DE ANCLAJE EN LOS CERCOS, SERAN LOS INDICADOS EN EL SIGUIENTE ESQUEMA:



SOLAPES

LOS SOLAPES INDICADOS EN PLANOS SE REALIZARAN CON LOS CRITERIOS SIGUIENTES:

- EL SOLAPE SE REALIZA EN LA ARMADURA CON DESIGNACION "D"
- LA LONGITUD MINIMA DE SOLAPE SERA DE 30cm.

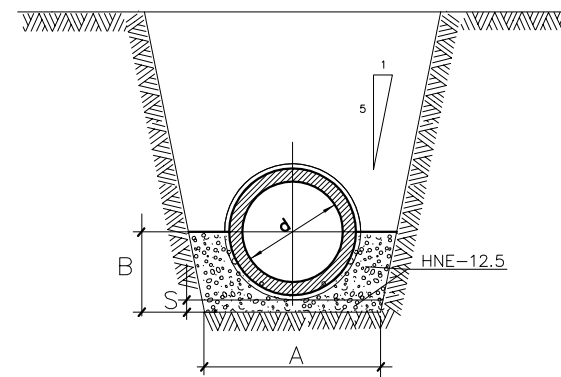


- A = $\phi 16$ c/10cm Long. 334 cm.
- B = $\phi 16$ c/12.5cm Long. 280 cm.
- C = $\phi 10$ c/10cm Long. 284 cm.
- D = $\phi 12$ c/10cm Long. 648cm.
- EH - L1 = 80 cm. $\phi 06$ c/10cm
- TA = $\phi 10$ c/20cm Long. 194 cm.
- TC = $\phi 8$ c/20cm Long. 194 cm.
- TD = $\phi 8$ c/20cm Long. 194 cm.

MATERIAL	RESISTENCIA CARACTERIS.	SITUACION	COEF. POND.
HORMIGON HA-35/P/18/lit+Qc	$f_{ck} > 35$ N/mm ²	Persistente o Transitoria	$\gamma_c = 1.50$
CEMENTO CEM I 42.5 SR			
ACERO B 500 S	$f_{yk} > 500$ N/mm ²	Persistente o Transitoria	$\gamma_s = 1.35$
EJECUCION			$\gamma_c = 1.35$
NOTA: RECUBRIMIENTO ARMADURAS ELEMENTOS ESTRUCTURALES : 3,50 cm.			$\gamma_s = 1.50$

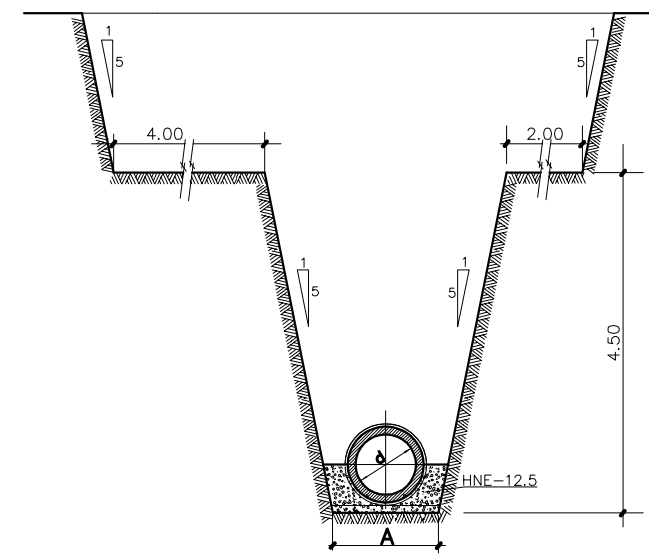
ZANJA PARA TUBERIA DE HORMIGON ARMADO Ø80-Ø150

ESCALA: 1:60



ZANJA PARA PROFUNDIDADES SUPERIORES A 4,50mts.

ESCALA: 1:100



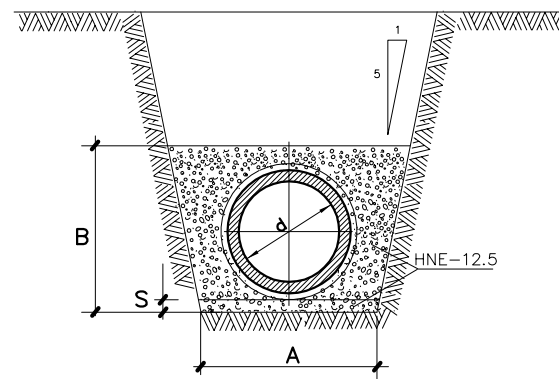
d	COTAS EN cms.			m3 / ml. DE TUBERIA		
	A	B	S	VACIO TUBERIA	VOLUMEN DESPLAZADO	HORMIGON HNE-12.5
80	140	69	10	0.754	1.438	0.684
100	165	81	10	1.169	2.053	0.884
120	190	92.5	10	1.651	2.755	1.104
150	220	115	15	2.545	4.068	1.523

—LA TUBERIA DE HORMIGON SE FABRICARA CON CEMENTO RESISTENTE A SULFATOS (SR).

NOTA:

—NO SE DEJARAN LAS TIERRAS EN LAS BANQUETAS
—LA DIMENSION "A" ESTA EN FUNCION DEL/O DEL TUBO

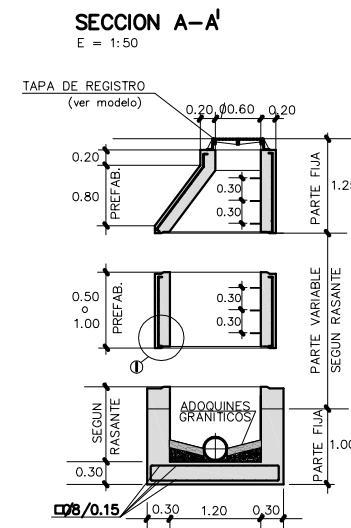
ZANJA REFORZADA PARATUBERIA DE HORMIGON ESCALA: 1: 60



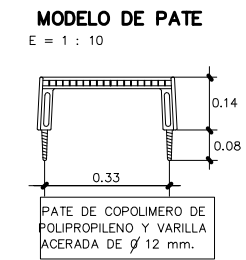
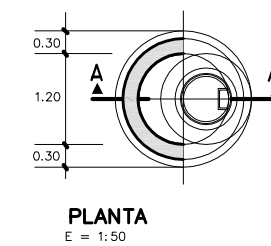
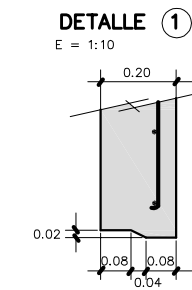
d	COTAS EN cms.			m3 / ml. DE TUBERIA		
	A	B	S	VACIO TUBERIA	VOLUMEN DESPLAZADO	HORMIGON HNE-12.5
30	80	64	8	0.119	0.594	0.475
40	100	76	8	0.204	0.876	0.672
50	110	88	8	0.301	1.123	0.822
60	120	102	8	0.418	1.432	1.014
80	140	132	10	0.776	2.196	1.420
100	165	160	10	1.215	3.152	1.937
120	190	180	10	1.740	4.068	2.328
150	220	210	15	2.504	5.502	2.998

LA TUBERIA DE HORMIGON SE FABRICARA CON CEMENTO RESISTENTE A SULFATOS (SR).

POZO DE REGISTRO PREFABRICADO CON RESALTO ≤150cm.



HORMIGON BASE HM-20
HORMIGON PREFABRICADO HA-35
ACERO B 500 S
MALLAZO EN PREFABRICADO
05/0,15



NOTA : SE HORMIGONARA DE UNA VEZ LA PARTE FIJA INFERIOR (SOLERA Y ALZADO)



**ESCUELA UNIVERSITARIA POLITÉCNICA
DE LA ALMUNIA DE DOÑA GODINA (ZARAGOZA)**

PRESUPUESTO

**ESTUDIO y DIMENSIONAMIENTO de un
DEPÓSITO de RETENCIÓN de SÓLIDOS en
el BARRIO de JUSLIBOL**

423.13.117

Autor: Carlos Garijo Sarría

Director: Beniamino Russo

Fecha: Junio de 2015

DEPÓSITO SUPERFICIAL

Depósito Superficial

PRESUPUESTO POR CAPÍTULOS

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Depósito Superficial Juslibol

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO DEPOSITO SUP Obras superficiales de la solución									
CANAL DESAGÜE	Canal de desagüe paralelo a la carretera	1				1,00			
							1,00	5.640,22	5.640,22
COLECTOR CAM	Tubo de conexión entre el canal y el depósito superficial	1				1,00			
							1,00	1.237,31	1.237,31
DEPOSUP	Depósito superficial	1				1,00			
							1,00	7.663,45	7.663,45
TOTAL CAPÍTULO DEPOSITO SUP Obras superficiales de la solución.....									14.540,98

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Depósito Superficial Juslibol

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO COLECTOR Colector desde el depósito hasta la acequia									
01	Colector Subterráneo								
							1,00	123.475,89	123.475,89
TOTAL CAPÍTULO COLECTOR Colector desde el depósito hasta la acequia.....									123.475,89
TOTAL.....									138.016,87

PRESUPUESTO GENERAL

RESUMEN DE PRESUPUESTO

Depósito Superficial Juslibol

CAPITULO	RESUMEN	EUROS
DEPOSITO SUP	Obras superficiales de la solución.....	14.540,98
	Obras que incluyen :	
	-Canal de desagüe paralelo a la carretera	
	-Tubo de conexión entre el canal y el depósito superficial	
	-Depósito superficial	
COLECTOR	Colector desde el depósito hasta la acequia.....	123.475,89
	TOTAL PRESUPUESTO EJECUCIÓN MATERIAL	138.016,87
	13,00% Gastos generales.....	17.942,19
	6,00% Beneficio industrial.....	8.281,01
	SUMA DE G.G. y B.I.	26.223,20
	21,00% I.V.A.....	34.490,41
	PRESUPUESTO BASE LICITACION	198.730,48

Asciende el presupuesto general a la expresada cantidad de CIENTO NOVENTA Y OCHO MIL SETECIENTOS TREINTA EUROS con CUARENTA Y OCHO CÉNTIMOS

La Almunia de Doña Godina, a 30 de Junio de 2015.

El Autor del Proyecto

Carlos Garijo Sarria

Depósito Subterráneo

DEPÓSITO SUBTERRÁNEO

PRESUPUESTO POR CAPÍTULOS

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Depósito Superficial Juslibol

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO DEPOSITO SUB Obras subterráneas de la solución									
REJAS ENTRADA	Rejas entrada superficie	1				1,00			
							1,00	7.628,86	7.628,86
COLECTOR UNIO	Tubo conexión entre rejas y depósito	1				1,00			
							1,00	832,49	832,49
DEPOSUB	Depósito subterráneo	1				1,00			
							1,00	9.957,35	9.957,35
TOTAL CAPÍTULO DEPOSITO SUB Obras subterráneas de la solución.....									18.418,70

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

Depósito Superficial Juslibol

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO COLECTOR Colector desde el depósito hasta la acequia									
U02PZ110	m ANILLO POZO HM-20 IN SITU D=110 cm Anillo de pozo de registro de hormigón HM-20 en drenaje longitudinal, construido in situ, de diámetro interior 110 cm, espesor de paredes 20 cm, incluso excavación y relleno compactado de trasdós, terminado.	1	11,83			11,83			
							11,83	353,77	4.185,10
U01RZ010	m3 RELLENO ZANJAS/MATERIAL EXCAVACIÓN Relleno localizado en zanjas con productos procedentes de la excavación, extendido, humectación y compactación en capas de 20 cm. de espesor, con un grado de compactación del 95% del proctor modificado.	1	1,00	1,00	11,70	11,70			
		1	1,00	1,00	6,25	6,25			
		1	1,00	1,00	11,37	11,37			
		1	1,00	1,00	8,01	8,01			
		1	1,00	1,00	10,94	10,94			
		1	1,00	1,00	10,33	10,33			
							58,60	4,04	236,74
U02PZ030	ud BASE-CONO HM-20 IN SITU 110/60-80 cm Cono y base para pozo de registro de drenaje longitudinal, construido in situ con hormigón en masa HM-20, de diámetros interiores 110/60 cm, altura 80 cm, espesor de solera 25 cm y paredes 20 cm, con tapa y marco de fundición de diámetro 60 cm, incluido excavación y relleno compactado de trasdós, completamente terminado.	6				6,00			
							6,00	539,07	3.234,42
U07OEC250	m TUB.ENT. HA CIRC. 135kN/m2 E-C 800mm Colector de saneamiento enterrado de hormigón armado centrifugado de sección circular, de carga de rotura 135 kN/m2 y diámetro 800 mm., con unión por enchufe-campana. Colocado en zanja, sobre una cama de arena de río de 10 cm. debidamente compactada y nivelada, relleno lateralmente y superiormente hasta 10 cm. por encima de la generatriz con la misma arena; compactando ésta hasta los riñones. Con p.p. de medios auxiliares y sin incluir la excavación ni el tapado posterior de las zanjas.	1	304,00			304,00			
							304,00	167,58	50.944,32
U01EZ030	m3 EXCAV. ZANJA TERRENO TRÁNSITO Excavación en zanja en terreno de tránsito, incluso carga y transporte de los productos de la excavación a vertedero o lugar de empleo.	1	1,00	1,00	11,70	11,70			
		1	1,00	1,00	6,25	6,25			
		1	1,00	1,00	11,37	11,37			
		1	1,00	1,00	8,01	8,01			
		1	1,00	1,00	10,94	10,94			
		1	1,00	1,00	10,33	10,33			
							58,60	11,76	689,14
TOTAL CAPÍTULO COLECTOR Colector desde el depósito hasta la acequia.....									59.289,72
TOTAL.....									77.708,42

Depósito Subterráneo

PRESUPUESTO GENERAL

RESUMEN DE PRESUPUESTO

Depósito Superficial Juslibol

CAPITULO	RESUMEN	EUROS
DEPOSITO SUB	Obras subterráneas de la solución.....	18.418,70
	Obras que incluyen :	
	-Rejas entrada superficial	
	-Tubo de conexión entre las rejillas y el depósito	
	-Depósito subterráneo	
COLECTOR	Colector desde el depósito hasta la acequia.....	59.289,72
TOTAL PRESUPUESTO EJECUCIÓN MATERIAL		77.708,42
	13,00% Gastos generales.....	10.102,09
	6,00% Beneficio industrial.....	4.662,51
	SUMA DE G.G. y B.I.	14.764,60
	21,00% I.V.A.....	19.419,33
	PRESUPUESTO BASE LICITACION	111.892,35

Asciende el presupuesto general a la expresada cantidad de CIENTO ONCE MIL OCHOCIENTOS NOVENTA Y DOS EUROS con TREINTA Y CINCO CÉNTIMOS

La Almunia de Doña Godina, a 30 de Junio de 2015.

El Autor del Proyecto

Carlos Garijo Sarria