



Universidad de León
Dpto. Química y Física Aplicadas

Diseño y evaluación de un nuevo sistema de drenaje en las obras lineales

Design and evaluation of a new drainage
system for the linear works

Iván García Díez

León, 2015

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradecer al departamento de Química y Física aplicadas, por haberme brindado la oportunidad de la realización de esta Tesis.

Destacando como protagonistas principales a mis Directoras de Tesis, Dra. Covadonga Palencia y Dra. María Fernández-Raga, mi más sincera gratitud por vuestra colaboración, tesón, paciencia y supervisión.

Agradecer al Departamento de Ecología de la Facultad de Biología, permitir el uso de su instrumental de laboratorio en todo momento requerido para la ejecución de ensayos.

Reconocer que no hubiera sido posible la realización de fotografías de los filtros de arcilla en alta resolución, de no haber sido por el departamento de Ingeniería Eléctrica, Facultad de Ingenieros Industriales, en concreto, Francisco.

Gracias a mi familia y amigos.

Mamá lo conseguí, al final, todos tus esfuerzos han sido recompensados, todos esperamos que te recuperes pronto.

Papá sin ti no hubiera sido posible, mil gracias por ayudarme en este duro proceso.

Y por último, no se me olvida, la persona más importante en mi vida, mi mujer, Virginia. Gracias por tu comprensión y paciencia, ya que han sido muchos sacrificios los que hemos hecho, cambiando muchas de nuestras prioridades, para que llegara a buen término esta Tesis.

Gracias a cualquier persona que no haya sido nombrada en este agradecimiento, y que haya hecho posible la realización de la misma.

ÍNDICE

ÍNDICE.....	I
RESUMEN.....	V
SUMMARY	IX
LISTA DE ACRÓNIMOS	XIII
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA DEL TERRENO	5
1.1.1. Suelos.....	5
1.1.2. Desmonte	10
1.1.3. Terraplén.....	15
1.2. HIDROLOGÍA.....	17
1.3. HIDRÁULICA Y DRENAJE	19
1.3.1. Hidráulica.....	19
1.3.2. Drenaje.....	20
1.3.3. Cunetas.....	22
1.4. EROSIÓN Y SEDIMENTACIÓN	23
1.5. EVALUACIÓN ECONÓMICA DE OBRAS HIDRÁULICAS	27
1.5.1. Manipulación de flujos de dinero	27
1.5.2. Tasa de interés	28
1.5.3. Transformación de dinero de fechas distintas.....	29
1.6. OBJETIVOS.....	31
1.7. ESTRUCTURA DE LA TESIS	31

2. REVISIÓN TÉCNICA DEL CÁLCULO DE OBRAS HIDRÁULICAS.....	35
2.1. MÉTODOS DE CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA	35
2.2. MÉTODO TEÓRICO DE CANALES HIDRÁULICOS.....	35
2.3. MÉTODO DE LAS ENERGÍAS.....	41
2.4. MÉTODO DE CÁLCULO DE CUNETAS.....	44
2.5. MÉTODOS DE CÁLCULO DE EROSIÓN Y SEDIMENTACIÓN.....	46
2.5.1. Método general de cálculo de erosión	46
2.5.2. Método de cálculo de splash erosion	48
2.5.3. Método de cálculo de erosión y sedimentación en canales	48
2.5.4. Método de cálculo de fuerza de arrastre	52
2.6. MÉTODOS DE COMPARACIÓN ECONÓMICA	53
3. MATERIAL Y MÉTODOS. SELECCIÓN DE ALTERNATIVA ÓPTIMA	57
3.1. COMPARACIÓN Y ELECCIÓN DE ALTERNATIVA ÓPTIMA.....	57
3.1.1. Drenaje tradicional (alternativa A)	57
3.1.2. Drenaje con pequeños canales transversales (alternativa B)	60
3.1.3. Drenaje con canales laterales (alternativa C).....	62
3.1.4. Drenaje ramificado (alternativa D)	64
3.2. DISEÑO, MATERIALES Y CONSTRUCCIÓN DE UNA MAQUETA DE ENSAYO.....	67
3.2.1. Modelación física en hidráulica.....	67
3.2.2. Materiales empleados en la construcción de la maqueta	69
3.2.3. Construcción del modelo	69
3.3. PROCESO DE ENSAYOS EXPERIMENTALES	72
3.3.1. Ensayo en maqueta con colorante sobre PVC	72
3.3.2. Ensayo en maqueta con colorante sobre arcilla	73
3.3.3. Ensayo en terreno natural (in situ) con colorante	74
3.3.4. Ensayo en maqueta y análisis de los filtros con arcilla.....	75
3.3.5. Ensayo en terreno natural de análisis gravimétrico	76
3.3.6. Ensayo en maqueta de estimación de vida útil sobre arcilla.....	77
3.3.7. Ensayo en terreno natural de estimación de vida útil	78
3.3.8. Ensayo en terreno natural: estimación de vida útil	79

3.3.9. Estudio de viabilidad económica	79
4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	81
4.1. CÁLCULOS PREVIOS A LOS ENSAYOS.....	81
4.1.1. Método teórico de canales hidráulicos.....	81
4.1.2. Método de las energías	81
4.1.3. Método de cálculo de erosión en canales.....	82
4.1.4. Método de cálculo de fuerza de arrastre	84
4.2. ENSAYO EN MAQUETA CON COLORANTE SOBRE PVC	85
4.3. ENSAYO EN MAQUETA CON COLORANTE SOBRE ARCILLA	88
4.4. ENSAYO EN TERRENO NATURAL CON COLORANTE (<i>IN SITU</i>)	92
4.5. ENSAYO EN MAQUETA DE ANÁLISIS DE HISTOGRAMAS DE FILTROS SOBRE ARCILLA.....	97
4.6. ENSAYO EN TERRENO NATURAL DE ANÁLISIS GRAVIMÉTRICO	103
4.7. ENSAYO EN MAQUETA DE ESTIMACIÓN DE VIDA ÚTIL SOBRE ARCILLA.....	107
4.8. ENSAYO EN TERRENO NATURAL DE ESTIMACIÓN DE VIDA ÚTIL.....	109
4.9. ESTUDIO DE VIABILIDAD ECONÓMICA	111
5. LÍNEAS DE FUTURO.....	117
6. CONCLUSIONES	119
7. BIBLIOGRAFÍA	121
ANEXO I. MÉTODOS DE CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA	127
AI.1 MÉTODO RACIONAL	127
AI.1.1. Método racional modificado.....	132
AI.2 MÉTODO DE CÁLCULO DEL HIDROGRAMA DE AVENIDA	132
AI.3 BIBLIOGRAFÍA	138

ANEXO II. MÉTODOS GENERALES DE EVALUACIÓN ECONÓMICA.....	139
AII.1 MÉTODOS DE EVALUACIÓN ECONÓMICA SIN ACTUALIZACIÓN DE CAPITAL	140
AII.1.1. Método de la tasa de rendimiento medio	140
AII.1.2. Método del período de recuperación (pay-back period).	140
AII.2 MÉTODOS DE EVALUACIÓN ECONÓMICA CON ACTUALIZACIÓN DE CAPITAL	141
AII.2.1. Indicadores de comparación entre proyectos diferentes	141
AII.2.2. Indicadores para el dimensionamiento de un proyecto concreto	143
AII.3. BIBLIOGRAFÍA	146
ÍNDICE DE TABLAS.....	147
ÍNDICE DE FIGURAS.....	151

RESUMEN

El control en la erosión hídrica es una parte fundamental en el mantenimiento de las obras lineales. Conseguir un diseño que permita un mantenimiento adecuado de los drenajes de las carreteras, es lo que va a tener una mayor influencia en el presupuesto de mantenimiento de la obra.

Uno de los principales problemas del drenaje es el encauzamiento de escorrentía superficial en canales trapeziales o triangulares, en la cresta de desmontes y terraplenes. Posteriormente el agua conducida descargará mediante gravedad en arroyos, ríos o lagos, si hablamos de terraplenes, o en las cunetas de carreteras o ferrocarriles si hablamos de desmonte.

En esta Tesis se va a estudiar la viabilidad de un nuevo sistema de drenaje en taludes que permita una mejor conservación de las obras lineales con una menor erosión de taludes.

Los principales objetivos del trabajo que aquí se presentan son:

1. Revisar las fuentes bibliográficas (estudios y artículos técnicos y científicos, libros, documentación y ensayos publicados) que añadan información relevante sobre el diseño de drenaje y su problemática.
2. Diseñar la nueva red de drenaje y elaborar una maqueta a escala del sistema que la representa.
3. Comparar el drenaje ramificado propuesto de evacuación de aguas de escorrentía superficial con respecto al drenaje tradicional, mediante la realización de cálculos teóricos y experimentales.
4. Evaluar el funcionamiento del sistema propuesto de drenaje en distintos tipos de suelo.
5. Estimar la vida útil y evaluar la viabilidad económica del nuevo sistema de drenaje en comparación con el tradicional.

Respecto al **primer objetivo**, se ha realizado una revisión bibliográfica para revisar los distintos sistemas de drenaje existentes, desde su aparición hasta la actualidad. Se han utilizado los artículos recogidos en la base de datos *Web of Science* (del *Institute for Scientific Information*). En el buscador se ha introducido la palabra “*drainage**”, donde el asterisco sustituye a cualquier letra o grupo de letras. La búsqueda ha incluido el análisis de: a) palabras clave, b) título y c) abstract de cada una de las publicaciones.

La mayoría de artículos publicados se encuentran concentrados en 2 revistas: *Journal of Hydrology Engineering* y *Journal of Hydraulic Engineering*. Se debe destacar que no existen muchos artículos publicados que puedan ayudar a completar o

contrastar los datos obtenidos, debido a las características tan específicas y particulares que engloban los ensayos realizados.

Por lo que respecta al **segundo objetivo**, en primer lugar, se han comparado 4 alternativas diferentes, analizando las ventajas e inconvenientes de cada una de ellas a nivel hidráulico, ambiental, estructural y económico.

Para ello, se elaboró una matriz de contraste, obteniéndose que los sistemas de drenaje más interesantes serían el tradicional, por su capacidad hidráulica y economía, y el drenaje ramificado propuesto por el autor, por su resistencia a la erosión y el aumento de la vida útil. Por lo tanto se ha tratado de diseñar una maqueta que represente ambos sistemas de drenaje y sirva para comparar sus características y comportamientos.

Para la construcción de la maqueta a escala 1:100 se han tenido en consideración las diferentes dimensiones geométricas, la selección de los materiales más adecuados y los caudales que se necesitan para que se simulen adecuadamente las características de un talud típico de una obra lineal. Se ha construido con una pendiente 2H:1V, por considerar ésta como una de las más frecuentes en los taludes de las obras lineales españolas.

En cuanto al **tercer objetivo**, se han realizado los cálculos teóricos de velocidad media del fluido, energía específica y fuerza de arrastre que tiene el fluido al discurrir por el sistema actual de drenaje y por el nuevo drenaje ramificado propuesto. Se ha obtenido que el nuevo diseño reduce las 3 magnitudes anteriores de forma significativa en un 6 %, 12 % y 6 %, respectivamente.

Ejecutando experimentalmente los ensayos en maqueta sobre *PVC* se obtuvieron resultados similares a los teóricos, produciéndose en este caso una disminución del valor de las variables de hasta un 21 %, 36 % y 21 % respectivamente.

Para poder llevar a cabo el **cuarto objetivo**, se realizaron experiencias modificando el terreno del sistema de drenaje. Los datos recogidos de los ensayos realizados en maqueta sobre arcilla confirmaron un menor valor de velocidad media del fluido (36 %), una inferior energía específica (59 %) y también una menor fuerza de arrastre (36 %).

Cuando la experiencia se repitió cambiando tanto el tamaño (realizando el ensayo a escala real), como el terreno (utilizando terreno natural), estas reducciones del drenaje ramificado respecto del drenaje tradicional se mantuvieron en los valores encontrados para el ensayo en maqueta sobre *PVC*.

Además cuanto más tiempo circula el fluido por el drenaje, mayor erosión se produce, pero la resistencia que ofrecen ambos sistemas de drenaje varía. En el drenaje tradicional en terreno arcilloso aparecen los efectos de la erosión a la hora y cuarenta minutos, mientras que en el drenaje ramificado propuesto se aprecian los efectos 40 minutos más tarde.

De forma análoga sucede con la aparición de los agregados de arcilla, ya que en el drenaje tradicional aparecen a las 2 horas, mientras que en el diseño propuesto 20 minutos después. Este comportamiento se repite en los ensayos realizados sobre terreno

franco-arenoso, aunque en un grado menor, ya que la infiltración en el terreno reduce la problemática por erosión superficial del terreno. Se ha encontrado una influencia de las condiciones de humedad en los ensayos ejecutados *in situ*.

Por último, para desarrollar el **quinto objetivo**, se calcula la inversión inicial y costes de mantenimiento y conservación que conllevan tanto el sistema de drenaje ramificado como el drenaje tradicional. La comparación del estudio económico de ambos sistemas concluye que la implantación del nuevo diseño de drenaje será viable económicamente a medio y largo plazo, siempre que sea un talud mediano o pequeño. Se estima además que la vida útil en terreno arcilloso aumentará en 5 años y, en terreno franco-arenoso, en 3 años.

SUMMARY

The maintenance of the linear works projects requires finding solutions to hydric erosion. The preservation and adequate design of road drainage has a major influence on the maintenance budget of the works.

One of the main problems that drainage presents is channeling the surface runoff in trapezoidal or triangular channels on the crest of clearings and embankments so that it can later flow down into streams, rivers or lakes –in the case of embankments- or into road or railroad ditches –in the case of clearance areas.

This Thesis studies the viability of a new drainage system on slopes, that will improve the preservation of linear works, causing less erosion to embankments.

This study mainly aims at:

1. Reviewing the bibliographical sources (technical and scientific studies and articles, books, published documentation and essays) that add significant information on drainage design and its problems.
2. Designing a new drainage system and making a scale model of it.
3. Comparing this proposed branched drainage system for surface runoff with the traditional drainage system by performing theoretical and experimental calculations.
4. Evaluating the functioning of the proposed drainage system on different soil types.
5. Estimating the useful life and evaluating the economic viability of the new drainage system in comparison to the traditional one.

Regarding the **first objective**, a bibliographical review was carried out to go over the different existing drainage systems, since their appearance until the present day. The internet site *Web of Science* (provided by the *Institute for Scientific Information*) has been used as a data base for reference. The term “*drainage**”, where the asterisk stands for any letter or group of letters, was entered in the search engine. The fields of enquiry for each one of the publications were: a) keywords, b) title and c) abstract.

The majority of the published articles appear in two journals: *Journal of Hydrology Engineering* and *Journal of Hydraulic Engineering*. However, it is worth highlighting that there are not many published articles that are helpful for completing or contrasting the data obtained, due to the specific and particular characteristics of the tests performed.

As for the **second objective**, we first of all compared four different alternatives, analyzing the advantages and disadvantages of each one from a hydraulic, environmental, structural and economic point of view.

A contrast matrix was developed, from which it resulted that the most interesting drainage systems would be the traditional, because of its hydraulic capacity and economy, and the branched drainage system proposed by the author, because of its resistance to erosion and because it lengthens useful life. Therefore, we worked on designing a model that represents both systems and serves to compare their characteristics and behaviors.

The construction of the scale model (1: 100), takes into account the different geometric dimensions, materials and flows that are needed to adequately simulate the characteristics of a typical slope in a linear work. It was built at a 2H:1V slope because it is considered one of the most frequent in linear work sloping terrains in Spain.

With regard to the **third objective**, theoretical calculations of mean fluid speed, specific energy and drag force that the fluid has when draining were carried out with the existing drainage system and the new proposed drainage system. The results obtained show that the new design reduces the previous three magnitudes significantly by 6%, 12% and 6%.

Using the model to performs tests on PVC, similar results to the theoretical ones were obtained, but the reduction of the variables in this case is modified to 21%, 36% and 21% respectively.

In order to carry out the **fourth objective**, experiments were performed changing the drainage system soil. The data collected from the tests performed on the scale model using clay confirmed a lower value of mean fluid speed (36%), lower specific energy (59%) and also less drag force (36%).

When the test was repeated but with changes both in size (to real scale) and in the soil (performed on natural soil), the reductions of the branched drainage system compared to the traditional drainage system were maintained in the values obtained from the test performed on the PVC model.

Moreover, the longer the fluid flows through the drainage, the more erosion is produced, but the resistance offered by both drainage systems varies. In the traditional drainage system on clay soil, erosion effects appear after an hour and forty minutes, while in the proposed branched drainage system the effects are observed 40 minutes later.

A similar situation occurs with the clay aggregates. For the traditional drainage system, the clay aggregates appear two hours later, while in the proposed design it takes them twenty minutes more to appear. This behavior is again seen in the tests on sandy loam soil, though to a lesser degree, because the infiltration into the soil reduces the problem of surface soil erosion. Influence of humidity conditions on the tests performed *in situ* was also detected.

Finally, to develop the **fifth objective**, the initial investment and the maintenance and conservation costs involved in both the branched drainage system as in the traditional drainage system were calculated. The comparative economic study of both drainage systems concludes that the implementation of the new drainage design will be economically viable in the medium and long terms, provided the slope is medium or small size. It is estimated that the useful life would increase by five years on clay soil and by three years on sandy loam soil, using branched drainage.

LISTA DE ACRÓNIMOS

3.1-I.C.	Instrucción de carreteras 3.1 “Características geométricas. Trazado.” del ministerio de Fomento.
5.2-I.C.	Instrucción de carreteras 5.2 “Drenaje Superficial” del Ministerio de Fomento.
6.1-I.C.	Instrucción de carreteras 6.1 “Secciones de firme” del Ministerio de Fomento.
ARF	Factor Relativo al Área.
ASTM	American Society of Testing Materials.
CEDEX	Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas.
CL	Arcillas con baja plasticidad.
HUT	Hidrograma Unitario Triangular.
IGME	Instituto Geológico y Minero de España
It	Intensidad de lluvia asociada a un tiempo t.
MOPU	Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.
P0	Umbral de escorrentía.
Pd	Precipitación máxima diaria.
PG-3	Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes.
SCS	Soil Conservation Service.
S.I.	Sistema Internacional.
SO	Suroeste
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.
SW	Arenas bien graduadas.
Tc	Tiempo de concentración.
TR	Período de retorno.
TIR	Tasa Interna de Retorno.
USLE	Ecuación Universal de Pérdidas de Suelo.
VAN	Valor Actual Neto.

1. INTRODUCCIÓN

El modo de transporte más importante en España es la carretera. Según datos del Ministerio de Fomento (2007), la distribución porcentual del tráfico nacional de viajeros así como de mercancías interior según modalidad es:

- Viajeros: Carretera (89.5%), aéreo (5.3%), ferrocarril (4.8%) y marítimo (0.4%).
- Mercancías: Carretera (83.9%), aéreo (10.5%), tubería (3.0%) y ferrocarril (2.6%).

En el año 2007 se registraron 392 450 millones viajeros/km, 352 515 toneladas/km, y el parque nacional de vehículos tenía 30 318 457, lo que da 685 vehículos/1 000 habitantes y un índice de crecimiento anual en vehículos de un 4.35.

Según datos publicados en la web del Ministerio de Fomento (2014), “la red de carreteras de España tiene, a 31 de diciembre de 2014, 166 284 kilómetros, de los cuales 26124 km están gestionados por la Administración Central y recogen el 51.2% del tráfico total y el 62.8% del tráfico pesado. Además hay 71397 km que están gestionados por las Comunidades Autónomas y soportan el 42.9% del tráfico, y 68 763 por las Diputaciones (que suponen el 5.9% del tráfico restante).

Además de este viario, los ayuntamientos tienen a su cargo (según la última medición realizada con carácter oficial, que data de 1998) 489 698 km de los cuales 361 517 km son interurbanos. Finalmente, existen 11355 km de viario dependiente de otros organismos, cuyo tráfico no superaría el 10% del total del resto de la red”

De la totalidad de la red, 15048 km son vías de gran capacidad (autopistas de peaje, libres y autovías), por lo que España es en la actualidad el país de Europa con mayor longitud de este tipo de vías (Fig. 1.1.). El segundo es Alemania con 12917 y Francia el tercero con 11465 km (EUROSTAT, 2012).



Fig. 1.1. Mapa de la red de carreteras de gran capacidad en España (Fomento, 2005).

La red de carreteras está muy condicionada por el medio físico, que en España se caracteriza por un espacio muy compartimentado por las cadenas montañosas y un relieve escarpado, lo que le convierte en el segundo país europeo en altitud media (660 m) después de Suiza (1340 m).

En los presupuestos generales del Estado (BOE, 2009) se desglosa el capítulo de carreteras, el montante total es 5636 millones de €, 4385 millones de € son para creación de nuevas infraestructuras y el resto, 1251 M€ para mantenimiento de la red existente (conservación, explotación y seguridad vial). De estos 1251 M€ se dividen a su vez en:

- Rehabilitación de firmes 885 M€.
- Barreras de Seguridad: 180 M€.
- Eliminación de tramos de concentración de accidentes: 131 M€.
- Mejora de la seguridad en túneles: 55 M€.

Todas las actuaciones en carreteras se encuadraban en el Plan Estratégico de Infraestructuras y Transporte (*PEIT*), que definía las directrices básicas de la actuación en infraestructuras y transporte de competencia estatal con un horizonte a medio y largo plazo (2005-2020), ha sido sustituido por el Plan de Infraestructuras, Transporte y Vivienda (*PITVI*, 2012-2024).

En el caso español, en los últimos veinticinco años la inversión acumulada en carreteras por parte de las distintas administraciones, Estado, comunidades autónomas y diputaciones y cabildos insulares, ha llegado prácticamente a los 175000 millones de euros a precios corrientes de 2012, lo que equivale al 17% del PIB español de este año.

Dicho de otro modo, la inversión en red vial ha venido a representar, en promedio 1987-2012, un 0.78% del PIB español. Esta cifra incluye la inversión en nueva construcción y el gasto en mantenimiento y conservación de carreteras.

A escala internacional, datos del *International Transport Forum (ITF, 2012)*, ponen de manifiesto el fuerte diferencial inversor entre España y los países vecinos. Así en el Reino Unido y los Países Bajos la media de inversión en carreteras no ha llegado al 0.40 % del PIB en el período 1995 hasta 2011, o en Alemania e Italia se situaba por debajo del 0.55 % y en Francia en el 0.71 %.

El gasto en conservación y mantenimiento de carreteras en países de la Unión Europea según la ITF (2012) muestra un panorama variado en los principales países europeos. Mientras en Bélgica y Francia el gasto dedicado a mantenimiento de carreteras se situó alrededor del 0.15 % del PIB en la segunda mitad de la primera década de este siglo, en el Reino Unido y los Países Bajos, referentes claros en materia de seguridad vial, los porcentajes se situaron ligeramente por encima del 0.20% del PIB.

En el caso particular de España según datos del Observatorio de la Logística en España (Fomento, 2015) desde la década de los noventa hasta hoy en día el gasto en mantenimiento de carreteras se ha mantenido estable alrededor del 0.20 % del PIB.

Una parte fundamental del mantenimiento y conservación de carreteras es el drenaje, ya que el agua es el enemigo público número uno de las obras públicas (Palancar-Penella, 2007). Por ello se pretende estudiar cómo afecta y cuáles son los problemas que crea el agua en Obras Lineales.

Uno de los principales problemas del drenaje es el encauzamiento de escorrentía superficial en canales trapeziales o triangulares en la cresta de desmontes y terraplenes para su posterior descarga mediante gravedad en arroyos, ríos o lagos si hablamos de terraplenes (Fig. 1.2) o en las cunetas de carreteras o ferrocarriles si hablamos de desmonte (Fig. 1.3).

El agua es perjudicial para cualquier tipo de infraestructura creada ya que es el elemento existente en la Tierra con mayor fuerza de empuje y arrastre (*Martínez-Montes and Serrano-López, 2004*). En esta Tesis se va a investigar una nueva manera de drenaje en taludes que permita una mejor conservación de las obras lineales y menor erosión de taludes. Es un método innovador y original que no ha sido investigado todavía y que aún no se ha ejecutado en ninguna construcción de obra lineal.



Fig. 1.2. Canal de grandes dimensiones que recoge las aguas del terraplén (COPISA, 2008).



Fig. 1.3. Canal que recoge las aguas del desmonte en el Cares (León).

Un caso que demuestra la capacidad destructiva del agua y es reflejo de su fuerza de empuje y arrastre, es el desgaste de las estructuras que se utilizan para contenerla. En la Fig. 1.4 se muestra un ejemplo de diques de contención en la costa asturiana.

En la Fig. 1.5 se muestran las distintas estructuras y trayectorias de la marea de arrastre (vulgarmente conocida como resaca). Eso lleva a plantear una serie de interrogantes: si el agua de forma natural crea este tipo de trayectorias, ¿por qué no plantear un nuevo modelo de drenaje en obras lineales que se asemeje más a este tipo de estructuras?



Fig. 1.4. Temporal marítimo azotando el litoral de Gijón.



Fig. 1.5. Ramificaciones que crea la resaca del mar en Luanco (Asturias).

Antes de diseñar un nuevo modelo de drenaje que suponga una mejora con el actual, han de estudiarse con detenimiento las 5 disciplinas que lo condicionan:

- 1.1. Geología y geotecnia del terreno.
- 1.2. Hidrología.
- 1.3. Hidráulica y drenaje.
- 1.4. Erosión y sedimentación.
- 1.5. Evaluación económica.

1.1. Geología y geotecnia del terreno

Es importante conocer las características geológicas y geotécnicas de los suelos ya que estos materiales se emplean como base de nuestra estructura. En muchas ocasiones, si la edafología lo permite, usar el suelo directamente para evacuar la escorrentía superficial supondría un ahorro de costes económicos y un menor plazo de ejecución.

1.1.1. Suelos

Tradicionalmente el suelo ha sido definido como un “agregado de partículas minerales, a lo sumo parcialmente cementadas”. Adentrándose en el campo de la ciencia y de la técnica, esta definición se difumina, adoptando una significación distinta dependiendo de la disciplina que lo estudie. Así, para un ingeniero geotécnico, el suelo es un material natural que, a diferencia de la roca, presenta una marcada modificación de sus propiedades en presencia de agua. Para el constructor, el suelo no es más que todo aquel material que puede ser excavado sin emplear explosivos.

En cualquier caso, el suelo es el soporte último de todas las obras de infraestructura, por lo que es necesario estudiar su comportamiento ante la perturbación que supone cualquier asentamiento antrópico, en este caso una carretera o línea ferroviaria. Por todo ello, es importante tener en cuenta la edafología y geotecnia de los suelos.

La Geotecnia –más concretamente la Mecánica de Suelos– viene a demostrar que el terreno se comporta como una estructura más, con unas características físicas propias (densidad, porosidad, módulo de balasto, talud natural, cohesión o ángulo de rozamiento interno) que le confieren ciertas propiedades resistentes ante diversas sollicitaciones (compresión, cizalla) reflejadas en magnitudes como la tensión admisible o los asientos máximo y diferencial (Jiménez-Salas et al., 1981).

La edafología es conocida como la ciencia que estudia las características de los suelos, su formación, su evolución, sus propiedades físicas, morfológicas, químicas y mineralógicas, y su distribución. El agua ejerce importantes acciones, tanto para la formación del suelo (meteorización física y química de sustancias) como desde el punto de vista de su fertilidad. Además, el papel del suelo en el ciclo hidrológico es básico al actuar como distribuidor de las precipitaciones entre escorrentía e infiltración.

a) Clasificación USDA

Una de las clasificaciones más extendidas es la clasificación *Soil Taxonomy* (USDA, 1999), establecida por el *Soil Survey Staff of United States* (Departamento de Agricultura de EEUU, *USDA*), que establece doce tipos de suelos distintos.

En España (Fig. 1.6) se encuentran diez de los doce tipos de suelos, atendiendo a su estructura (porosidad, permeabilidad, resistencia, dureza...), su textura (tamaño de grano que constituye el suelo), así como a su grado de evolución (desde jóvenes hasta suelos en últimas etapas de meteorización), contenido orgánico, pH (basicidad de los suelos), etc...

Una distribución de estos tipos de suelo en España es:

- *Inceptisoles*: Son los suelos con mayor presencia en España, tanto en la península como en la zona insular. Ocupan un 60 % del territorio y se desarrolla en ellos una agricultura productiva, salvo que les falte humedad. En las zonas con inclinación, la carencia de vegetación da lugar a problemas de erosión.
- *Entisoles*: Ocupan aproximadamente el 20 % del territorio y se asientan preferente en cotas altas (uso recreativo o forestal), en zonas planas de la costa mediterránea donde se desarrolla una agricultura productiva con frecuencia de regadío y en valles de ríos, donde se han desarrollado regadíos tradicionales. Aparecen en la huerta valenciana y en la vega del Segura.
- *Ardisoles*: Ocupan un 9.5 % del territorio. Se extienden en áreas donde la evapotranspiración supera la transpiración casi todo el año, lo que limita la producción agrícola salvo que se rieguen, en cuyo caso se consiguen altas productividades. Se localizan en Almería, llanos de Albacete y cuenca del Ebro.
- *Histosoles*: Aparecen en zonas deprimidas como el delta del Ebro y las rías gallegas, ocupando un 0.04 % del territorio.

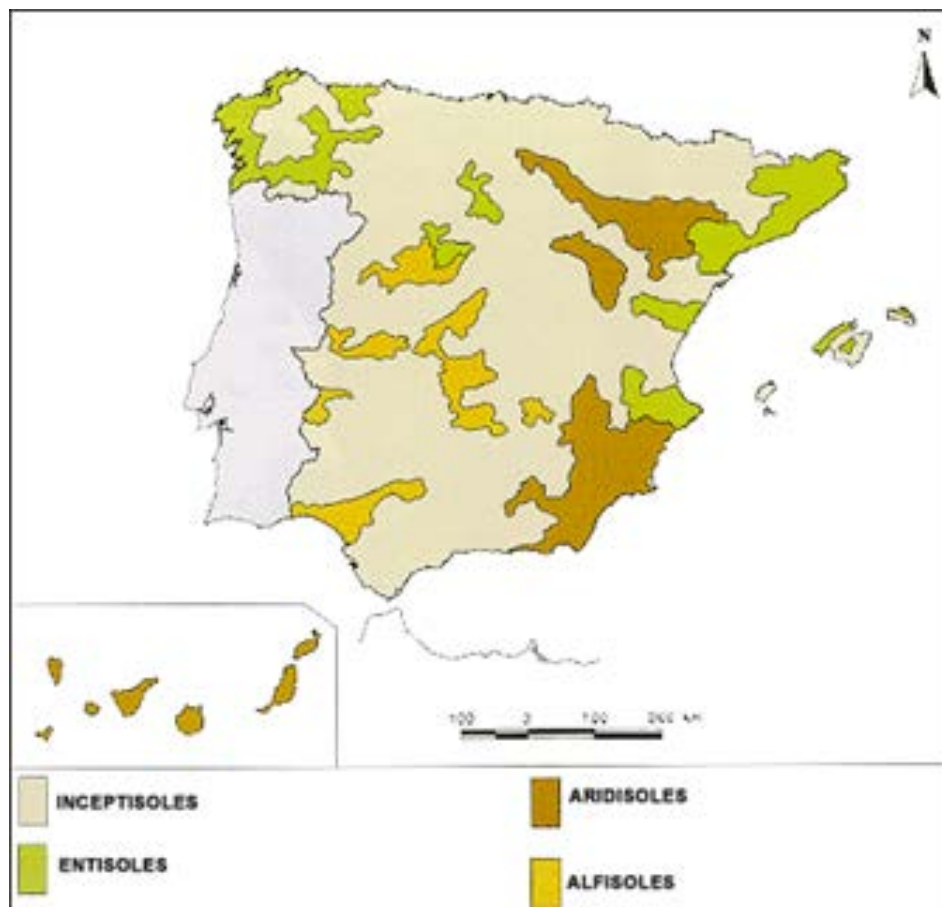


Fig. 1.6. Mapa de tipos de suelo en España (Hispagua, 2000).

- *Molisoles*: Se encuentran en Asturias, Cantabria y País Vasco, asociados normalmente a otros suelos. Suponen un 0.21 % del territorio.
- *Vertisoles*: Aproximadamente un 2 % del territorio está ocupado por este tipo de suelos. Se localizan en la campiña andaluza.
- *Ultisoles*: Ocupan el 0.25 % del territorio. Destacan por su pedregosidad, su pobreza y su baja fertilidad.
- *Espodosoles*: Constituyen el 0.23 % del territorio. Se dan en zonas altas y frías de Galicia y de Cantabria.

De acuerdo con la solicitud del *IUSS (International Union of Soil Sciences)* para la elaboración de un mapa mundial de suelos en 1968 (FAO-UNESCO), la *FAO* (Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura) y la *UNESCO* (Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y Cultura) desarrollaron la Leyenda de *FAO/UNESCO*, esto es, una leyenda supranacional que se ha utilizado como un sistema internacional de clasificación. Se realizó una revisión general del sistema en 1988 (FAO) y fue reemplazada por la *WRB* (Base Referencia Mundial de Recursos del Suelo) que se usa actualmente como estándar internacional para los sistemas de clasificación de suelos.

Se trata de conocer más a fondo las propiedades más importantes del suelo de cara a su aplicación directa en la construcción de infraestructuras viarias. La clasificación más utilizada en Ingeniería de Carreteras es la clasificación textural del suelo propuesta por la *USDA* (Fig. 1.7.), que sólo tiene en cuenta el tamaño de las partículas.

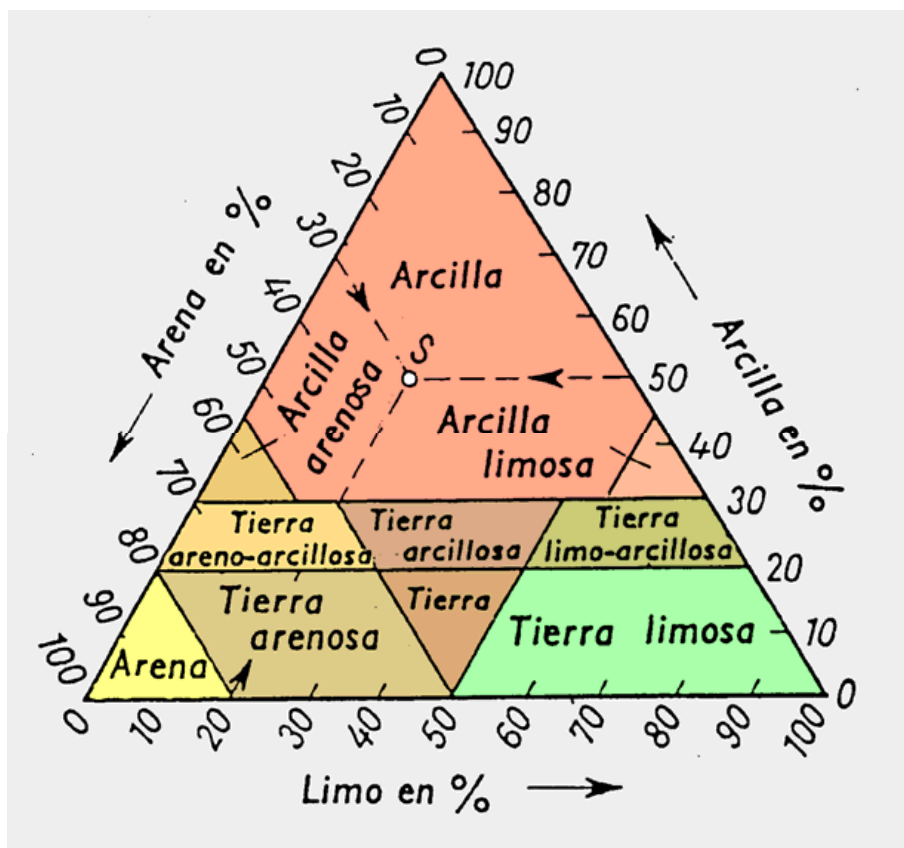


Fig. 1.7. Diagrama triangular de las clases texturales de los suelos (Jiménez-Salas et al., 1981).

b) *Clasificación de suelos aplicada a infraestructuras viales (modificación de Casagrande)*

Fue Casagrande (Das, 1998) quien en 1942 ideó este sistema genérico de clasificación de suelos, que fue empleado por el Cuerpo de Ingenieros del ejército de los EE.UU. para la construcción de pistas de aterrizaje durante la II Guerra Mundial.

Diez años más tarde, y vista la gran utilidad de este sistema en Ingeniería Civil, fue ligeramente modificado por el *Bureau of Reclamation*, naciendo el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (*SUCS*). Este sistema fue adoptado por la *ASTM (American Society of Testing Materials)* como parte de sus métodos normalizados (Jiménez-Salas et al., 1981).

Dicha clasificación se vale de unos símbolos de grupo, consistentes en un prefijo que designa la composición del suelo y un sufijo que matiza sus propiedades.

En la Tabla 1.1 se muestran dichos símbolos y su significación. En función de estos símbolos, pueden establecerse diferentes combinaciones que definen uno y otro tipo de suelo.

En la Tabla 1.2. se indica la tipología de los suelos según el *SUCS*.

Tabla 1.1. Símbolos de grupo según el *SUCS* (Jiménez-Salas et al., 1981).

TIPO DE SUELO	PREFIJO	SUBGRUPO	SUFIJO
Grava	G	Bien graduado	W
Arena	S	Pobremente graduado	P
Limo	M	Limoso	M
Arcilla	C	Arcilloso	C
Orgánico	O	Límite líquido alto (>50)	L
Turba	Pt	Límite líquido bajo (<50)	H

Tabla 1.2. Tipología de suelos según el *SUCS* (Jiménez-Salas et al., 1981).

SÍMBOLO	CARACTERÍSTICAS GENERALES		
GW	GRAVAS (> 50% en tamiz #4 ASTM)	Limpias	Bien graduadas
GP		(Finos < 5%)	Pobremente graduadas
GM		Con finos	Componente limoso
GC		(Finos > 12%)	Componente arcilloso
SW	ARENAS (< 50% en tamiz #4 ASTM)	Limpias	Bien graduadas
SP		(Finos < 5%)	Pobremente graduadas
SM		Con finos	Componente limoso
SC		(Finos > 12%)	Componente arcilloso
ML	LIMOS	Baja plasticidad (LL < 50)	
MH		Alta plasticidad (LL > 50)	
CL	ARCILLAS	Baja plasticidad (LL < 50)	
CH		Alta plasticidad (LL > 50)	
OL	SUELOS ORGÁNICOS	Baja plasticidad (LL < 50)	
OH		Alta plasticidad (LL > 50)	
Pt	TURBA	Suelos altamente orgánicos	

Como puede deducirse de la Tabla 1.2, existe una clara distinción entre tres grandes grupos de suelos:

- Suelos de grano grueso (G y S). Formados por gravas y arenas con menos del 50% de contenido en finos, empleando el tamiz 0.080 UNE (#200 ASTM)
- Suelos de grano fino (M y C). Formados por suelos con al menos un 50% de contenido en limos y arcillas.
- Suelos orgánicos (O, Pt): Constituidos fundamentalmente por materia orgánica. Son inservibles como terreno de cimentación.

c) Clasificación española del PG-3

El Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (conocido usualmente como PG-3) establece una escueta clasificación basada en la idoneidad del suelo para formar parte de las diversas zonas de un terraplén.

Los cuatro grupos de suelos establecidos por el pliego son: seleccionados, adecuados, tolerables e inadecuados. La Tabla 1.3 muestra las características principales de cada uno de estos suelos, así como la equivalencia con el *SUCS*. Como puede deducirse de la Tabla 1.3, la clasificación española es extremadamente específica, por lo que al compararla con una clasificación tan genérica como la de Casagrande modificada (*SUCS*), se producen ciertas discordancias a la hora de encuadrar los diferentes tipos de suelos definidos por esta última, ya que un mismo suelo del *SUCS* puede pertenecer a 2 categorías distintas del PG-3.

Tabla 1.3. Clasificación española de suelos según el PG-3 (Fomento, 1976).

SUELO	CARACTERÍSTICAS	SUCS
SELECCIONADO	Tamaño máximo del árido TMA < 8 cm.	GW
	Contenido en finos menor del 25% (0.080UNE)	GP
	Límite líquido LL < 30	GM GC
	Índice de plasticidad IP < 10	
	CBR > 10, sin presentar hinchamiento	
	Exentos de materia orgánica	
ADECUADO	Tamaño máximo del árido TMA < 10 cm.	SW SP
	Contenido en finos menor del 35% (0.080UNE)	
	Límite líquido LL < 40	SM
	Densidad máxima Proctor Normal > 1.750 g/cm ³	
	CBR > 5, con un hinchamiento < 2%	
	Contenido de materia orgánica < 1%	
TOLERABLE	Contenido en piedras de tamaño superior a 15 cm, inferior al 25%	SC
	Límite líquido LL < 40, o bien simultáneamente: LL < 65	ML CL OL
	IP > 0.6·LL – 9	
	Densidad máxima Proctor Normal > 1.450 g/cm ³	MH CH
	Índice CBR > 3	
	Contenido de materia orgánica < 2%	
INADECUADO	No cumplen las condiciones mínimas exigidas para los suelos tolerables.	OH Pt

Basta con observar el mapa de la Fig. 1.8 cedido por el *IGME* (Instituto Geológico y Minero de España), para ver que los suelos en España son heterogéneos y muy distintos dependiendo de la zona de estudio concreta. De entre todos, se va a estudiar el terreno arcilloso (CL) y franco-arenoso (SW) por ser los más característicos y abundantes.

Se explica a continuación las dos secciones tipo características que existen en las obras lineales: desmonte y terraplén.

1.1.2. *Desmonte*

Muchas veces, las caprichosas formas que adopta el relieve obligan al proyectista de carreteras a atravesarlo total o parcialmente para adaptar la rasante de la carretera, bien para evitar pendientes elevadas, un trazado excesivamente sinuoso y sobre todo, un coste inadmisiblemente de la obra.

El desmonte es el recorte del terreno, excavándose a su través una trinchera por donde discurrirá la carretera. En la Fig. 1.9 se puede observar una sección transversal de desmonte habitual en España.

Mecánicamente, el desmonte es un desafío a la estabilidad de una ladera que ve roto el equilibrio forjado a lo largo de cientos de miles de años. Por ello se han empleado diferentes métodos (que se describirán posteriormente al final de este apartado) para asegurar la estabilidad de los taludes sometidos a situaciones extraordinarias (Anguita-Virella and Moreno-Serrano, 1993).

Dependiendo de la naturaleza del terreno afectado, este tipo de obras pueden plantear graves problemas, dependiendo eso sí de la naturaleza del terreno afectado. No obstante, los avances en tecnología de materiales y técnicas de sostenimiento han ido proveyendo al ingeniero de remedios que palien este tipo de patologías.



Fig. 1.8. Mapa geológico de la península ibérica (IGME, 2010).

El principal problema que se plantea a la hora de proyectar cualquier tipo de explanación es asegurar la estabilidad de sus taludes, ya que las características resistentes de ese suelo de nada servirán, si se producen continuos corrimientos de tierra, deslizamientos de ladera o desprendimientos de los taludes que pongan en peligro la funcionalidad de la carretera a la que sirven de soporte (Fig. 1.10).

Parece claro que la estabilidad de un talud depende tanto de su geometría (pendiente y altura) como de las características intrínsecas del propio suelo que lo forma (ángulo de rozamiento interno y cohesión) que definen su resistencia a cizalla.

En este sentido, un suelo sin cohesión, (por ejemplo, una arena limpia y seca) será estable siempre y cuando su ángulo de rozamiento interno (ϕ) sea superior al ángulo que forma el talud con la horizontal (β).

En suelos cohesivos este valor aumenta, dado que se suma a la fuerza de rozamiento interno que se opone al movimiento, la producida por la cohesión entre las partículas del suelo.

El deslizamiento de un talud se produce por la rotura y posterior desplazamiento de una cuña de suelo a lo largo de un plano de debilidad, lo que ocasiona un desmoronamiento total o parcial de dicho talud. Las causas que producen este deslizamiento son muy diversas (filtraciones de agua, ineficiente drenaje, vibraciones, socavaciones...) lo que hace difícil su encuadre analítico.

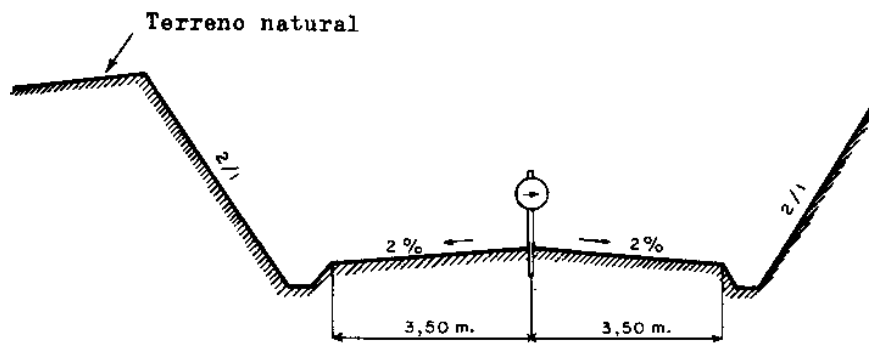


Fig. 1.9. Sección tipo de desmonte en una carretera (FAO, 2010).



Fig. 1.10. Desprendimiento del talud en desmonte en la AG-53 (ARCA, 2010).

La solución más evidente para consolidar una ladera pasa por realizar un talud con un mayor tendido. Esto no siempre es posible, ya que pueden existir problemas de incompatibilidad de espacio con asentamientos o infraestructuras existentes. Además, esta solución acarrea un gran movimiento de tierras, resultando antieconómica.

A parte de éste, existen diversos métodos (muchos de ellos protegidos por patentes comerciales) empleados para conseguir una mejor respuesta del terreno a la acción de fuerzas desestabilizadoras.

a) Métodos clásicos de estabilización de laderas

Los métodos que a continuación se describen son los más habituales a la hora de conseguir la estabilización de laderas, pudiendo ser utilizados tanto de forma individual, como combinando varios de ellos para adecuarlos mejor al tipo de ladera.

a.1) Armado del terreno

Esta técnica consiste en proporcionar resistencia al terreno empleando elementos ajenos al mismo. Dos claros ejemplos son el micropilotaje, que consiste en hincar pilotes de hormigón para recompactar y fijar el terreno, o la ejecución de pantallas ancladas al terreno mediante bulones metálicos (Fig. 1.11), sujetos al mismo mediante inyecciones de cemento (Tang et al., 2014).

a.2) Muros y revestimientos

Un muro (Fig. 1.12) puede ser la solución ideal para taludes que necesitan una pendiente suave, ya que evita el desmonte de gran cantidad de terreno. Por su parte, un revestimiento superficial con gunita (hormigón proyectado) creará una pantalla impermeable al agua y ayudará a evitar pequeños desprendimientos. Ambas técnicas pueden combinarse con un sistema de anclaje al terreno, aumentando en mucho su efectividad (Ismail, 2005).

a.3) Sistemas de drenaje

El agua es un gran enemigo para todo suelo sometido tensionalmente, ya que debilita su estructura y favorece su colapso. Por ello, un adecuado sistema de drenaje (Fig. 1.13) que aisle al terreno del agua infiltrada contribuirá a mejorar la estabilidad del talud (Jiménez-Salas and Justo-Alpañes, 1975).



Fig. 1.11. Pantallas y anclajes metálicos en un talud de la A-66 (León-Asturias).



Fig. 1.12. Muro de contención de escollera en un talud de la A-66 (León-Asturias).



Fig. 1.13. Muro de escollera y cuneta de descarga para desagüe de un talud de la LE-30 (León).

Actualmente se puede observar en los desmontes como se originan surcos de conducción preferente, debido a que la escorrentía superficial discurre por el talud, desde la cuneta de cresta hasta la cuneta de pie de desmonte, con el consecuente arrastre de áridos, tierra y rocas (Fig. 1.14). La acumulación de estos restos arrastrados por el talud puede llegar a taponar la cuneta de pie llegando a saturarla. Y al no poder evacuar el agua, inundará la carretera con los consiguientes riesgos en seguridad vial y también con la formación de blandones (Fig. 1.15) y bacheos (Fig. 1.16) en la carretera.



Fig. 1.14. Arrastre de áridos en el desmonte de una carretera (Ruíz, 1999).



Fig. 1.15. Ejemplo de blandón en una carretera (Teleprensa, 2010).



Fig. 1.16. Ejemplo de baches en una carretera debido al ineficiente drenaje (La-razon, 2014)

1.1.3. Terraplén

Los terraplenes son grandes acumulaciones de tierra adecuadamente tratadas y compactadas para asegurar su estabilidad y servir de soporte a la vía. Se construyen en zonas de cota inferior a la prevista en proyecto, mediante aportes de tierras, pudiendo aprovecharse las extraídas en zonas de desmonte –siempre que sean aptas- o emplear tierras de préstamo traídas de zonas cercanas (Fomento, 1976).

Es lógico pensar que en un terraplén la distribución tensional de cada uno de sus puntos varía con la profundidad, debido sin duda a la progresiva disipación de las cargas de tráfico ocasionada por el aumento de la sección resistente. Este hecho se traduce en que la calidad exigible a un suelo decrece a medida que se aleja del firme sustentador del tráfico, foco generador de las tensiones.

Sabedor de ello, el PG-3 español distingue diversas zonas dentro de un terraplén (Fig. 1.17), donde el material que las integra debe cumplir una serie de requisitos que garanticen su correcto comportamiento mecánico. Estas tres zonas son, en orden decreciente de profundidad: cimienta, núcleo y coronación.

La idoneidad de un terreno para formar parte de cada una de estas zonas viene marcada por el criterio de clasificación de suelos empleado por el PG-3 y que ya fue estudiado en el apartado 1.1.1, según el cual se establecen cuatro categorías de suelos en función de su calidad: seleccionados, adecuados, tolerables e inadecuados.

De todo lo dicho anteriormente, puede concluirse que para la construcción de terraplenes se establece un criterio selectivo de distribución, generalmente reservando los mejores materiales disponibles para las zonas más exigentes y los de peor calidad para aquéllas menos solicitadas. No obstante, el suelo siempre debe cumplir dos condiciones esenciales para su utilización:

- Asegurar la estabilidad de la obra de tierra, de manera que las deformaciones (asientos e hinchamientos) que sufran a lo largo de su construcción y funcionamiento resulten admisibles.
- Permitir su puesta en obra en las debidas condiciones, de forma que la maquinaria pueda operar correctamente y se garantice su calidad.

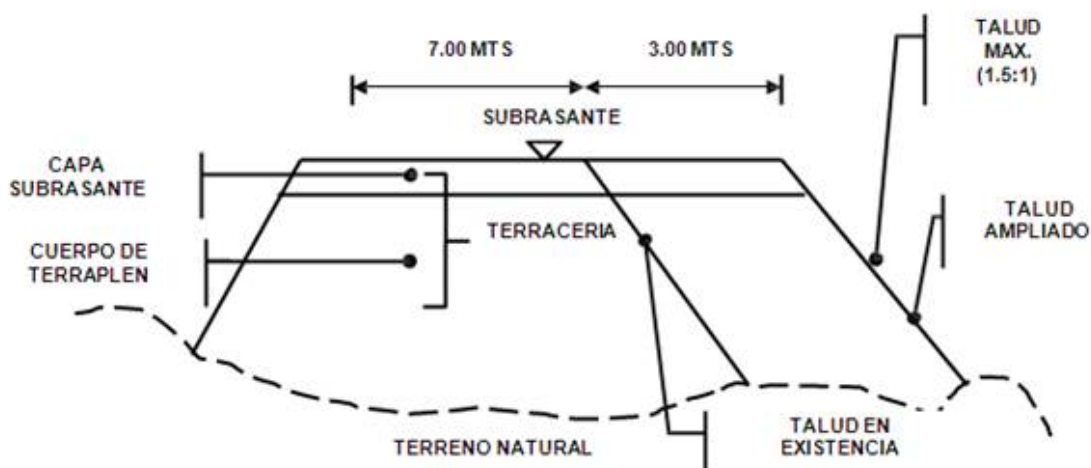


Fig. 1.17. Sección tipo de terraplén en obras lineales (Sandoval, 2013).

Otro problema del terraplén es que al recoger la escorrentía superficial en la cuneta lateral de la obra lineal, el agua es encauzada por el terraplén, con lo que arrastra también material que puede llegar a socavar el terreno creando un asiento donde está apoyada la obra lineal (Recalcati and Negrini, 2006). En este caso es más agresivo todavía ya que puede llegar a destruir nuestra obra (Fig. 1.18 y Fig. 1.19) incluso pudiendo poner en riesgo vidas humanas (Fig. 1.20).



Fig. 1.18. Deslizamiento de ladera en Maierato, Italia (Montalar, 2010).



Fig. 1.19. Deslizamiento de terraplén en carretera de Jaén (Lolyr, 2010).



Fig. 1.20. Deslizamiento de terraplén provoca muertos en U.S.A (Usahispanicpress, 2014).

1.2. Hidrología

El objetivo del estudio hidrológico es la obtención de los caudales de avenida para los diferentes períodos de retorno. Estos caudales serán los que se utilicen para la elaboración del estudio hidráulico.

Para calcular los caudales generados por las cuencas de aportación en los puntos de control se requiere, como paso previo, la delimitación de las cuencas de aportación (Fig. 1.21). Los estudios hidrológicos en proyectos de obras lineales resultan esenciales debido a que en ellos se concatenan varias particularidades:

1. La traza de una obra lineal intercepta un alto número de cursos de agua, siendo necesario disponer de suficientes elementos para garantizar la continuidad del flujo natural.
2. La gran mayoría de las cuencas que define la obra lineal al interceptar un curso de agua son de pequeña dimensión, por lo que habitualmente son de aplicación métodos simplificados hidrometeorológicos, como por ejemplo el recogido en la Instrucción de carreteras 5.2-I.C. “Drenaje Superficial” del Ministerio de Fomento.
3. Las dimensiones de los elementos de drenaje están condicionadas no solo por criterios de capacidad hidráulica, sino también, por necesidades de mantenimiento, lo que supone unos tamaños mínimos necesarios.
4. Normalmente, el dimensionamiento de los elementos de drenaje se lleva a cabo a partir de valores de caudal punta, no siendo necesaria la obtención de un hidrograma completo. La obra busca salvaguardar la carretera.

El cruce de las obras lineales con cursos de agua, plantea el problema del adecuado dimensionamiento de las obras de drenaje con criterios de economía y seguridad, problema en el cual juega un papel decisivo la magnitud de los máximos caudales que cabe esperar se presenten con una determinada frecuencia.



Fig. 1.21. Ejemplo de cuenca hidrográfica (ALLPE, 2014).

Si bien la importancia decrece generalmente al hacerlo el tamaño de la cuenca drenada, las obras de desagüe de las pequeñas cuencas, por ser muy numerosas, tienen globalmente una significativa repercusión económica en el conjunto de la obra lineal (carretera o ferrocarril) y una gran incidencia en los proyectos.

La ausencia de datos de caudales es una característica común a la mayoría de los pequeños cauces y, por ello, su estimación suele hacerse a partir de información pluviométrica disponible, mediante alguno de los procesos de cálculo conocidos. En concreto, las metodologías empleadas vienen determinadas por:

- a) Los datos disponibles (estadísticos o hidrometeorológicos).
- b) El tamaño de la cuenca.

Esta diferenciación guarda relación con las características de las tormentas que producen las avenidas y con las diferencias del proceso de transformación de precipitación-escorrentía.

Los caudales máximos se pueden obtener, a partir del tratamiento estadístico de los caudales instantáneos máximos anuales recogidos en una estación de aforos o a partir de la aplicación de modelos hidrometeorológicos (Loaiciga et al., 1996) a los datos de precipitación máxima.

En general, se recomienda, para la obtención de los caudales, el empleo de métodos hidrometeorológicos (Racional Modificado y/o Hidrograma Unitario) y, si fuera posible, métodos probabilísticos basados en el análisis estadístico de las series de caudales instantáneos máximos anuales registrados en estaciones de aforo próximas (de suficiente longitud y fiabilidad).

Aunque es habitual admitir en los modelos hidrometeorológicos que el período de retorno de la crecida calculada coincide con el de la lluvia utilizada, como dato básico, cuando sea posible se recomienda que esta hipótesis sea contrastada con el análisis estadístico de los datos foronómicos disponibles en la estación de aforos situada aguas abajo del punto de interés, aplicándose, por tanto, ambos métodos, probabilísticos e hidrometeorológicos, y comparando sus resultados. Es posible así detectar la influencia de otros fenómenos, sobre todo en cuencas más grandes, como retrasos, aprovechamientos existentes, azudes, pequeños canales, etc. Los resultados del método probabilístico se utilizarán también para la calibración del modelo hidrometeorológico seleccionado (Chow et al., 1988).

1.3. Hidráulica y drenaje

1.3.1. Hidráulica

Un canal se define como toda estructura hidráulica natural o artificial, que se utiliza para la conducción de agua (Fig. 1.22), en la que el agua circula sin presión, es decir, en contacto continuo con la atmósfera.

En mecánica de fluidos se denomina línea de corriente al lugar geométrico de los puntos tangentes al vector velocidad de las partículas de fluido, en un instante de tiempo determinado. En particular, la línea de corriente que se encuentra en contacto con el agua, se denomina línea de agua.

El agua como fluido posee una serie de propiedades, entre las que destacan:

- *Fuerzas intermoleculares* (enlace covalente)

Las moléculas del agua, libres de abandonar la masa que conforman por la energía que poseen (energía interna U), aparentemente experimentan mayor atracción por el material de la pared sólida que entre ellas mismas y, como consecuencia, la capa de fluido adyacente a la pared se queda inmóvil ejerciendo sobre el resto del fluido un efecto retardador, y transformando U en energía calorífica Q (Levin et al., 2002) que se disipa.

- *Vorticidad*

Es una magnitud física para cuantificar la rotación de un fluido. La presencia de vorticidad en un fluido siempre implica la rotación de las partículas fluidas, acompañada o no de alguna deformación transversal. La vorticidad se origina fundamentalmente en los contornos sólidos debido a que los fluidos no son capaces de deslizar sobre ellos, y luego se propaga al interior del fluido. La vorticidad está íntimamente relacionado con las tensiones superficiales.



Fig. 1.22. Canal hidráulico en el talud de obras lineales (Davies, 2008).

La variación de vorticidad por difusión viscosa tiene analogía con el fenómeno de conducción de calor en sólidos (Sleigh, 2006). Debido a este fenómeno, partículas que no tienen vorticidad la adquieren de partículas vecinas que sí la tienen, produciéndose una difusión de vorticidad hacia el interior del fluido.

Por tanto para el estudio hidráulico de los canales se aplicarán las ecuaciones de la mecánica de fluidos clásica, distinguiendo entre los distintos tipo de movimiento de agua, según las condiciones de la misma en cada sección (Chow, 1994):

- a) Movimiento permanente: el caudal es constante y no es función del tiempo.
 - a.1) Movimiento permanente uniforme: la velocidad es igual en todas las secciones.
 - a.2) Movimiento permanente variado: la velocidad varía en todas las secciones.
 - a.2.1) Bruscamente variado o local. Esta clasificación a su vez engloba dos situaciones: con poca disipación de energía y con mucha disipación de energía (resalto hidráulico).
 - a.2.2) Gradualmente variado. Es el caso típico de los remansos.
- b) Movimiento no permanente: el caudal es función del tiempo y de la sección por la que discurre, y la velocidad es función del tiempo.
 - b.1) Propagación de crecidas.
 - b.2) Movimiento ondulatorios. Esta clasificación incluye dos situaciones: olas y ondas de traslación.

1.3.2. Drenaje

Una curiosa forma de introducir este apartado es hablar de la tormentosa relación amor-odio que el agua y la carretera han mantenido a lo largo de los tiempos (Palancar-Penella, 2007). Por un lado, el agua es un componente imprescindible en los procesos de compactación e incluso forma parte del hormigón empleado en pavimentos rígidos y obras de fábrica, así como en determinados compuestos bituminosos.

Pero por otro lado, el agua “incontrolada” procedente de las precipitaciones o del subsuelo puede llegar a ser muy perjudicial para la propia estructura del firme, mermando su resistencia, plastificando los suelos, erosionando taludes o disolviendo en su seno aquellas partículas más susceptibles. Además, su presencia en la superficie modifica drásticamente las condiciones de rodadura de los vehículos, restándoles adherencia con el firme y haciendo más propensos los accidentes (Watmove and Cost, 2005) al favorecer el fenómeno del *aquaplanning* o hidroplaneo.

Todo ello lleva al ingeniero de carreteras a tratar de diseñar sistemas de drenaje efectivos que evacuen y canalicen adecuadamente el agua, manteniéndola alejada de la zona de afección de la vía. Para ello se emplean diversos métodos hidrológicos de previsión de avenidas y cálculo de caudales máximos, sobre los cuales diseñar elementos que, en superficie o en profundidad, logren el objetivo deseado. La aparición de nuevas técnicas y materiales contribuye sin duda a mejorar este aspecto que redundará en la comodidad y seguridad de los usuarios de la carretera.

Se define sistema de drenaje de una vía como el dispositivo específicamente diseñado para la recepción, canalización y evacuación de las aguas que puedan afectar directamente a las características funcionales de cualquier elemento integrante de la carretera.

Dentro de esta amplia definición se distinguen diversos tipos de instalaciones según el Ministerio de Fomento (2000) encaminadas a cumplir tales fines, agrupadas en función del tipo de aguas que pretenden alejar o evacuar, o de la disposición geométrica con respecto al eje de la vía:

a) Drenaje superficial

Conjunto de obras destinadas a la recogida de las aguas pluviales o de deshielo, su canalización y evacuación a los cauces naturales, sistemas de alcantarillado o a la capa freática del terreno.

Se divide en dos grupos, drenaje transversal que es el que más montante económico conlleva y drenaje longitudinal:

- *Drenaje transversal.* Permite el paso del agua a través de los cauces naturales bloqueados por la infraestructura viaria, de forma que no se produzcan destrozos en esta última. Comprende pequeñas y grandes obras de paso, como puentes o viaductos.
- *Drenaje longitudinal.* Canaliza las aguas caídas sobre la plataforma y taludes de la explanación de forma paralela a la calzada, restituyéndolas a sus cauces naturales. Para ello se emplean elementos como las cunetas (Fig. 1.23), caces, colectores, sumideros, arquetas y bajantes.

b) Drenaje profundo

Su misión es impedir el acceso del agua a capas superiores de la carretera (especialmente al firme), por lo que debe controlar el nivel freático del terreno y los posibles acuíferos y corrientes subterráneas existentes. Emplea diversos tipos de drenes subterráneos, arquetas y tuberías de desagüe.

Es práctica habitual combinar ambos sistemas para conseguir una total y eficiente evacuación de las aguas, aunque en ocasiones (zonas muy secas o con suelos impermeables) sólo es necesario emplear dispositivos de drenaje superficial.

A la hora de proyectar el drenaje de una carretera como exponen Sánchez-Blanco y Gardeta-Oliveros (1997) deben tenerse presentes una serie de factores que influyen directamente en el tipo de sistema más adecuado, así como en su posterior funcionalidad.

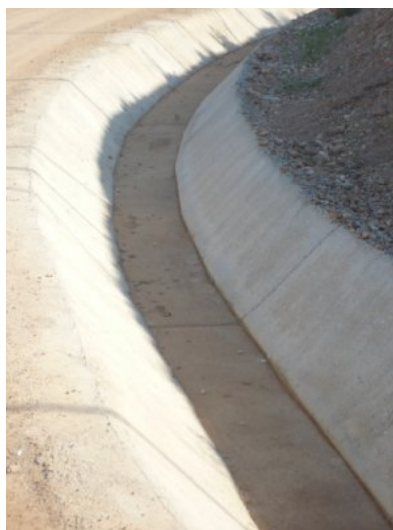


Fig. 1.23 La cuneta es el elemento de drenaje longitudinal por excelencia (FEMAVI, 2003).

Los factores más destacables son:

- Factores topográficos: Dentro de este grupo se abarcan circunstancias de tipo físico, tales como la ubicación de la carretera respecto del terreno natural contiguo (en desmonte, terraplén o a media ladera), la tipología del relieve existente (llano, ondulado, accidentado) o la disposición de sus pendientes en referencia a la vía.
- Factores hidrológicos: Hacen referencia al área de la cuenca de recepción y aporte de aguas superficiales que afecta directamente a la carretera, así como a la presencia, nivel y caudal de las aguas subterráneas que puedan infiltrarse en las capas inferiores del firme.
- Factores geotécnicos: La naturaleza y características de los suelos existentes en la zona condiciona la facilidad con la que el agua puede llegar a la vía desde su punto de origen, así como la posibilidad de que ocasione corrimientos o una erosión excesiva del terreno. Las propiedades a considerar son aquellas que afectan a su permeabilidad, homogeneidad, estratificación o compacidad, influyendo también la existencia de vegetación.

Una vez sopesados estos factores se procede al diseño de la red de drenaje, que deberá cumplir los siguientes objetivos:

- Evacuar de manera eficaz y lo más rápidamente posible el agua caída sobre la superficie de rodadura y los taludes de la explanación contiguos a ella. Por supuesto, deberán evitar la inundación de los tramos más deprimidos de la vía.
- Alejar del firme el agua freática, así como los posibles acuíferos existentes, empleando para ello sistemas de drenaje profundo.
- Prestar especial atención a los cauces naturales, tales como barrancos o ramblas, disponiendo obras de fábrica que no disminuyan su sección crítica para periodos de retorno razonables. Debe recordarse que las avenidas son la principal causa mundial de destrucción de puentes.
- No suponer un peligro añadido para la seguridad del conductor, empleando para ello taludes suaves y redondeando las aristas mediante acuerdos curvos, evitando así posibles accidentes adicionales.
- También debe cuidarse el aspecto ambiental, procurando que produzca el menor daño posible al ecosistema, fauna, vegetación y paisaje.

Todos los anteriores puntos están como siempre supeditados a la economía de la obra (Magro-Andrade and Morales-Pérez, 2003), por lo que la solución adoptada debe tener en cuenta dos condicionantes adicionales:

- El coste inicial de construcción e implantación del sistema de drenaje.
- Los costes de reparación y mantenimiento de la infraestructura de drenaje a lo largo de la vida útil de la carretera.

1.3.3. *Cunetas*

Como se acaba de describir en el punto anterior la cuneta es una parte imprescindible de las infraestructuras viales. La cuneta se define como el elemento longitudinal situado en el extremo de la calzada y que discurre paralelo a la misma, cuyas principales misiones son:

- Recibir y canalizar las aguas pluviales procedentes de la propia calzada y de la escorrentía superficial de los taludes adyacentes.
- En determinados casos, recoger las aguas infiltradas en el firme y terreno adyacente.
- Servir como zona de almacenaje de nieve, en caso de estar en zona fría.
- Ayudar a controlar el nivel freático del terreno.

También es importante que la geometría de las cunetas no suponga un peligro añadido para los vehículos que eventualmente se salgan de la calzada. En este sentido, la 5.2 I.C. recomienda adoptar taludes inferiores a 1/6, redondeando las aristas mediante acuerdos curvos de 10 m de radio mínimo. Como económicamente este tipo de cunetas no es siempre justificable, podrán emplearse otras más estrictas, aunque deberán estar separadas de la calzada mediante barreras metálicas de seguridad.

Las cunetas pueden construirse de diferentes materiales en función de la velocidad de circulación del agua en su seno, magnitud que depende directamente de la inclinación longitudinal de la cuneta, que suele coincidir con la adoptada para la vía. Una velocidad superior a la tolerable por el material causaría arrastres y erosiones del mismo, reduciendo la funcionalidad de la cuneta. Si fuera necesario, ésta puede revestirse con un material hidráulicamente más competente (generalmente hormigón), especialmente en las siguientes situaciones (Fomento, 1990):

- En zonas de elevada pendiente, donde la velocidad de agua que circula por gravedad es alta. En zonas húmedas y de lluvias suaves, se considera que una cuneta no se erosiona si su pendiente no supera el 4%. En lugares secos, con lluvias fuertes y esporádicas, este valor se reduce al 3%.
- Donde la velocidad del agua sea muy baja y se produzca sedimentación de materiales. Este fenómeno ocurre en pendientes inferiores al 1%.
- En zonas donde se desee evitar infiltraciones, tales como explanadas susceptibles al agua, cunetas de guarda, protección de acuíferos, etc...
- Donde la conservación resulte difícil o costosa, como ocurre en las vías urbanas.
- Si la pendiente longitudinal supera el 7% será necesario adoptar precauciones especiales contra la erosión, como la disposición de escalones de disipación de energía o el revestimiento de la cuneta con paramentos irregulares, evitando los posibles fenómenos de resalto.

1.4. Erosión y sedimentación

La erosión comprende el desprendimiento, transporte y posterior depósito de materiales de suelo o roca por acción de la fuerza de un fluido en movimiento, resultando así tres fases de un ciclo, que comprende erosión, transporte y sedimentación, al que se puede llamar abreviadamente ciclo de erosión.

El proceso erosivo depende de varios factores, como:

- Intensidad, duración y frecuencia de la lluvia.
- Viento, cambios de temperatura y humedad ambiental.
- Geometría del talud (Topografía).
- Tipo de suelo.

- Exposición del talud y uso de la tierra.
- Tipo de cobertura vegetal.
- Velocidad del flujo.

Los suelos a que puede afectar la erosión han sido estudiados en el apartado 1.1.1. Una clasificación general de erosión puede ser:

- *Splash erosion* o *erosión por salpicadura* (Fig. 1.24). Es originada por la caída de las gotas de lluvia sobre el suelo. Su impacto está en función de la forma y tamaño de las gotas y de la resistencia del suelo a su poder erosivo (Fernandez-Raga et al., 2010).
- *Erosión laminar*. Pérdida de suelo generada por circulación superficial difusa del agua de escorrentía (Fig. 1.25).



Fig. 1.24. *Splash erosion* en un talud de la carretera N-630 (León).



Fig. 1.25. Erosión laminar en un talud de la carretera N-630 (León).

- *Erosión en surcos*. Ocurre cuando el flujo superficial empieza a concentrarse sobre la superficie del terreno, debido a la irregularidad natural de la superficie (Fig. 1.26).
- *Erosión en cárcavas*. Al profundizarse y ampliarse los surcos de erosión se convierten en cárcavas. Varios pequeños surcos pueden unirse y crecer para formar una cárcava (Fig. 1.27).



Fig. 1.26. Surcos en un talud de la carretera N-630 (León).



Fig. 1.27. Cárcava bajo un viaducto de la N-630 (León).

Los procesos erosivos del agua están estrechamente ligados a los patrones de movimiento que toma la escorrentía superficial. Durante una lluvia, parte del agua choca directamente con la tierra por la ausencia de vegetación. Se llamará impacto directo a este efecto de la lluvia. El impacto directo provoca erosión por impacto de gota (*splash erosion*). Otra parte del agua discurre por la vegetación mediante flujos a lo largo de sus tallos, pudiendo en ocasiones generar gotas mayores o flujos direccionales (*canopy erosion*). La lluvia que alcanza el suelo bajo cualquier forma, puede ser aglutinada en pequeñas depresiones de la superficie o infiltrarse en el suelo contribuyendo al aumento de humedad del suelo, y a la generación de flujos sub-superficiales (Charru et al., 2004).

Cuando el suelo no es capaz de seguir almacenando agua, el exceso contribuye a los flujos superficiales o escorrentía, resultando la erosión superficial ya sea en surcos o cárcavas. En el caso de pendientes elevadas, el agua no se aglutina, por lo que se inician antes las corrientes de escorrentía.

La tasa de infiltración es por tanto un factor que controla la generación de flujos superficiales. El agua es conducida a través del suelo por la gravedad y capilaridad. Durante una lluvia, los espacios entre partículas son ocupados por el agua y las fuerzas capilares van decreciendo, por lo que la tasa de infiltración inicial es superior al comienzo de la lluvia y disminuye hasta un nivel constante a la cual el agua puede pasar hacia niveles inferiores.

Las erosiones de mayor importancia volumétrica se producen en los grandes episodios de lluvias torrenciales prolongadas (Sordo-Ward et al., 2014), desaguando grandes caudales. En estas ocasiones se producen graves erosiones masivas, con problemas de desagüe, daños en márgenes, inundaciones, cortes de vías de comunicación y pérdidas de cosechas e incluso de vidas humanas.

En la Fig. 1.28 se adjunta un paisaje característico modificado por la erosión que sufre el terreno a lo largo de los años, sobre un terreno poco compactado debido a que es una ruina minera. Son Las Médulas en Ponferrada, declarado por la UNESCO Patrimonio de la Humanidad.



Fig. 1.28. Paisaje característico de suelo erosionado Las Médulas (Ponferrada).

La siguiente fase del ciclo de erosión es la del transporte (Cisneros et al., 2012), que puede darse en solución, pudiendo afectar notablemente a la calidad del agua, o en suspensión, donde los materiales mayores son transportados por el fondo de los canales arrastrados, por la fuerza de empuje del agua. La reducción de velocidad del desagüe da lugar a su deposición o sedimentación, última fase del ciclo de erosión.

1.5. Evaluación económica de obras hidráulicas

Para la realización de una buena evaluación de los sistemas de drenaje se ha seleccionado un enfoque integral, ya que engloba todos los aspectos sobre los que tendrá influencia nuestro futuro modelo de drenaje, que son: sociales, medioambientales y económicos. El nuevo diseño propuesto va a producir impactos en diferentes ámbitos, por ello habrá que analizarlos, para después ponderarlos y transformarlos en un valor monetario.

Antes de abordar en profundidad la evaluación es importante conocer el significado de algunos conceptos económicos (Truyols-Mateu, 2009) que se van a emplear:

- *Inversión*. Es el capital dedicado a la realización de un proyecto o actividad económica. Una inversión se realiza de una vez o se concentra en pocos años (período de construcción).
- *Gastos*. Es lo que cuesta que un proyecto (inversión) ya construido siga funcionando. Al contrario que la inversión los gastos llevan implícitos una cierta periodicidad. Por eso se suelen referir a gastos de mantenimiento, de conservación, de personal, de material, gastos generales, gastos fijos o variables, gastos directos o indirectos, etc...
- *Costes*. Es un desembolso económico. Unas veces se emplea como sinónimo de inversión (costes inicial o de construcción) y otras veces como sinónimo de gastos (costes de mantenimiento y conservación).
- *Beneficio*. Es el provecho o utilidad que se espera recibir de una inversión o proyecto. El ámbito temporal a que se refiere el beneficio suele ser el período de vida del proyecto.
- *Renta*. Cuando el beneficio se refiere a un ámbito de tiempo periódico (mensual, anual, etc...) se le denomina renta. Ésta puede ser neta, en el caso de que descuenten los costes necesarios para su consecución, o bruta, si no se descuentan.
- *Plazo de ejecución*. Es el período de tiempo que se tarda en construir la obra hidráulica.
- *Vida útil*. Es el período de tiempo durante el cual la obra hidráulica cumple correctamente con las funciones para las que se había creado.

Es imprescindible realizar en cualquier proyecto de inversión unos cálculos previos del valor del dinero, ya que este valor fluctúa dependiendo de diversos factores. Por este motivo, es interesante explicar la manipulación de flujos de dinero.

1.5.1. Manipulación de flujos de dinero

Se van a ver las formas de comparar dinero de fechas distintas. Es obvio que el dinero tiene un precio y que cuando se invierte produce unos frutos. Por ello no es equivalente una cantidad C de dinero en el día de hoy que la misma cantidad C dentro de un año.

Si la cantidad C fuese invertida hoy, dentro de un año se tendría la misma cantidad C más los frutos de esa inversión. Los frutos del dinero dependen de la tasa de interés y del plazo de inversión. Fijado un plazo de un año, si la tasa de interés en ese año fuese i , al finalizar el año la cantidad C se habría convertido en:

$$C + C \cdot i = C \cdot (1 + i)$$

siendo: $C \cdot i$ = fruto de la inversión, que se conoce popularmente como “los intereses”.

Análogamente, si la inversión durase varios años con una tasa de interés i igual para cada año, al final del año n la cantidad C se habría convertido en:

$$C \cdot (1 + i) + [C \cdot (1 + i)^{n-1}] \cdot i = C \cdot (1 + i)^n$$

Entonces la fórmula básica (García-Alarcón and Ignacio Sarasúa, 2011) para calcular el capital futuro (C_f) generado por una inversión C sometida durante n años a una tasa de interés anual constante i es la siguiente:

$$C_f = C \cdot (1 + i)^n$$

Si el cálculo lo queremos realizar a nivel mensual, basta con sustituir i (tasa de interés anual) por i_m (tasa de interés mensual) y n (número de años) por m (número de meses). De manera análoga podemos realizar cálculos semestrales, semanales o diarios.

En caso de no conocer el interés mensual, se puede obtener a partir del interés anual, de la siguiente manera:

$$(1 + i) = (1 + i_m)^{12}$$

1.5.2. Tasa de interés

La tasa de interés viene a representar el precio del dinero. Este precio depende de dos factores: el coste de oportunidad del dinero y la inflación.

El coste de oportunidad del dinero (Gregory-Mankiw, 2012) se debe a que el dinero es un factor de producción. El capital, por ser un factor de producción al igual que el trabajo o el suelo, tiene un precio. Al precio del trabajo se le denomina salario, al precio del suelo se le denomina renta y al precio del dinero se le denomina interés.

La inflación es la depreciación de la moneda ocasionada, generalmente, por un desajuste económico entre la oferta y la demanda que ocasiona una elevación de los precios. El efecto de la inflación es conocido: el dinero como medio de cambio pierde valor (aunque eventualmente pueda ganarlo) y con una misma cantidad de dinero en el día de hoy se pueden adquirir menos bienes que se adquirirían ayer.

Como consecuencia de esto, se consideran dos tasas de interés.

- *Tasa de interés real* (r). También conocido como tasa de actualización, es la que se aplica cuando la moneda es constante, es decir, no sufre devaluación.
- *Tasa de interés nominal* (s). Se aplica a la moneda existente, es decir, a la moneda con su valor nominal cuando esta moneda fluctúa. Esta tasa de interés nominal combina la tasa de interés real con la inflación (f).

Si la inflación fuese nula, la tasa de interés real coincidiría con la tasa de interés nominal.

La equivalencia entre las dos tasas se expresa a continuación:

$$(1+r)^n \cdot (1+f)^n = (1+s)^n \Rightarrow s = r + f + r \cdot f$$

donde: r = Tasa de interés real (%).
 n = Número de años (adimensional).
 f = Tasa de inflación (%).
 s = Tasa de interés nominal (%).

1.5.3. Transformación de dinero de fechas distintas

La equivalencia del dinero entre una fecha y otra puede hacerse de dos maneras:

- a) *Actualización*. Es el paso de una fecha a otra.
- b) *Anualización*. Es el paso de un único capital a una anualidad, siendo la anualidad, la cantidad que se repite durante varios años seguidos.

a) Actualización de capitales

Se distinguen los dos casos que se detallan, según el cálculo de capitales equivalentes se haga hacia el futuro o hacia el pasado.

a.1) Actualización al futuro

Consiste en calcular el capital futuro equivalente a un capital presente, lo cual coincide exactamente con la fórmula vista anteriormente. Se calcula mediante la expresión:

$$C_F = C \cdot \left(\frac{F}{P} \right)_n^i \quad \text{siendo} \quad \left(\frac{F}{P} \right)_n^i = (1+i)^n$$

donde: C_F = Capital futuro (€).
 C = Capital presente (€).
 i = Tasa de interés anual constante (%).
 n = Número de años (adimensional).

a.2) Actualización al pasado

Es lo inverso de lo anterior. Consiste en calcular el capital presente equivalente a un capital futuro. Se calcula mediante la expresión:

$$C = C_F \cdot \left(\frac{P}{F} \right)_n^i \quad \text{siendo} \quad \left(\frac{P}{F} \right)_n^i = \frac{1}{(1+i)^n}$$

donde: C = Capital presente (€).
 C_F = Capital futuro (€).
 i = Tasa de interés anual constante (%).
 n = Número de años (adimensional).

b) *Anualización y capitalización de capitales*

Se conoce como anualización al paso de un capital inicial único C , colocado al inicio del primer año, a una serie de capitales anuales iguales R , colocados al final de cada año respectivo. A esos capitales anuales iguales se les conoce como anualidades.

Capitalización es la operación inversa, es decir, pasar de una serie de anualidades R iguales al final de cada año a un capital C al inicio del primer año.

La relación entre C y R se obtiene aplicando la formulación básica (Blanco-Richart, 1998). Para ello se actualiza cada R al inicio del primer año y después se suman las cantidades resultantes:

$$C = \frac{R}{1+i} + \frac{R}{(1+i)^2} + \dots + \frac{R}{(1+i)^n} = R \cdot \sum_{n=1}^n \frac{1}{(1+i)^n}$$

A la suma de la progresión geométrica resultante, que a veces se conoce como factor de anualización, se representa como $\alpha_{(i,n)}$ y tiene el siguiente valor:

$$C = R \cdot \alpha_{(i,n)} \Rightarrow \alpha_{(i,n)} = \sum_{n=1}^n \frac{1}{(1+i)^n} = \frac{(1+i)^n - 1}{i \cdot (1+i)^n}$$

Puede comprobarse que si la anualidad se refiriese a un número infinito de años, el factor de anualización valdría:

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \alpha_{(i,n)} = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{(1+i)^n - 1}{i \cdot (1+i)^n} = \frac{1}{i} \Rightarrow \alpha_{(i,n)} = \frac{1}{i}$$

Es importante notar, para evitar errores de cálculo, que el capital único C está situado al comienzo del primer año, mientras que la primera anualidad R se sitúa al final de ese primer año. Las restantes anualidades se sitúan al final de los demás años del período de anualización.

b.1) *Capitalización*

Consiste en calcular el capital al inicio del primer año, que es equivalente a una cantidad igual al final de cada año (anualidad), durante un cierto número de años. Se calcula como sigue (Schnabel, 2013):

$$C = R \cdot \left(\frac{P}{A} \right)_n^i \quad \text{siendo} \quad \left(\frac{P}{A} \right)_n^i = \alpha_{(i,n)} = \frac{(1+i)^n - 1}{i \cdot (1+i)^n}$$

donde: C = Capital al inicio del primer año (€).
 R = Anualidad al final de cada uno de los años (€).
 i = Tasa de interés constante (%).
 n = Número de años (adimensional).

b.2) Anualización

Es la operación inversa. Consiste en calcular la cantidad igual al final de cada año (anualidad R) que es equivalente a un capital al inicio del primer año. Se calcula como se muestra a continuación:

$$R = C \cdot \left(\frac{A}{P} \right)_n^i \quad \text{siendo} \quad \left(\frac{A}{P} \right)_n^i = \frac{1}{\alpha_{(i,n)}} = \frac{i \cdot (1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$$

donde: R = Anualidad al final de cada uno de los años (€).

C = Capital al inicio del primer año (€).

i = Tasa de interés constante (%).

n = Número de años (adimensional).

1.6. Objetivos

El objetivo principal de esta Tesis Doctoral es diseñar y evaluar un nuevo sistema de drenaje en las obras lineales.

Para alcanzar este objetivo general se han perseguido una serie de objetivos específicos que se detallan a continuación:

1. Revisar las fuentes bibliográficas (estudios, artículos técnicos y científicos, libros, documentación y ensayos publicados) que añadan información relevante sobre el diseño de drenaje y su problemática.
2. Diseñar la nueva red de drenaje y elaborar una maqueta a escala del sistema que la representa.
3. Comparar el drenaje ramificado propuesto, de evacuación de aguas de escorrentía superficial, con respecto al drenaje tradicional, mediante la realización de cálculos teóricos y experimentales.
4. Evaluar el funcionamiento del sistema propuesto de drenaje en distintos tipos de suelo.
5. Estimar la vida útil y evaluar la viabilidad económica del nuevo sistema de drenaje en comparación con el tradicional.

1.7. Estructura de la Tesis

El esquema general de la Tesis se ha dividido en 6 apartados distintos, el primero de los cuales es una introducción a los conceptos principales que se van a utilizar en la misma. En el *1^{er} capítulo Introducción* se explican los conceptos generales de 5 disciplinas que condicionan la propuesta del nuevo diseño de drenaje. Estas disciplinas son: Geología y Geotecnia del terreno, Hidrología, Hidráulica y Drenaje, Erosión y Sedimentación y por último Evaluación económica.

En el *capítulo 2* se describen los cálculos teóricos empleados en la realización de esta Tesis, diferenciándolos por campo de estudio. Los primeros que se analizan son los métodos hidráulicos empleados para el cálculo de canales, energía y cunetas. Se pasa después a la metodología aplicable a la erosión, existen diferentes procedimientos, que van desde los cálculos generales a los específicos de canales hidráulicos. Al final de

este apartado se incluyen los métodos de comparación económica con y sin actualización de capital.

A continuación, en el *capítulo 3* se describe material y métodos. Se comienza estudiando diferentes alternativas de diseño, comparándolas por su comportamiento hidráulico, erosivo y económico para poder seleccionar el sistema de drenaje óptimo. Una vez decidido, se pasa al diseño de la maqueta, explicando cuáles son los materiales utilizados y el método constructivo empleado para su construcción. Describiendo más tarde los pasos a seguir en los ensayos que se van a realizar en la maqueta y en terreno natural.

El *capítulo 4* se dedica a la exposición de los resultados obtenidos de los ensayos, realizando un análisis de las causas que producen estos datos y discutiendo las repercusiones que se derivan de los mismos. En el primer punto se incluyen los cálculos teóricos que se realizaron previos a la construcción de la maqueta. Seguidamente, se adjuntan los resultados ensayo a ensayo ejecutados en distintas superficies (*PVC*, arcilla, terreno natural). Sobre maqueta se realizaron los ensayos sobre *PVC* y arcilla, mientras que el terreno natural se ensayó *in situ* en un talud real.

En el *capítulo 5* se recogen las diversas posibilidades que se abren para líneas de investigación futuras.

Se concluye esta Tesis Doctoral con el *capítulo 6*, que se reserva para exponer las conclusiones más significativas obtenidas de las investigaciones realizadas. Y en el *capítulo 7* se enumera la bibliografía.

Por último se incluyen 2 anexos. En el *Anexo I* se describen los principales métodos de cálculo de caudales de avenida. Y en el *Anexo II* se analizan los métodos generales de evaluación económica

Respecto a la notación utilizada, se ha preferido usar la notación científica internacional en vez de la que habitualmente se utiliza en castellano. Esto es, en todo el texto, como separador decimal se usará el punto en vez de la coma. Además, en las referencias bibliográficas, cuando se trate de dos autores se ha preferido usar la palabra inglesa *and* en vez de *y*.

El esquema de la Tesis se encuentra resumido en la Tabla 1.4.

Tabla 1.4. Esquema general de la Tesis.

<p>Capítulo 1 Introducción</p>	<p>Estado del arte</p> <p>Revisión de la Geología y geotecnia, Hidrología, Hidráulica y Drenaje, Erosión y Sedimentación y Evaluación económica)</p> <p>Objetivos</p>
<p>Capítulo 2 Revisión técnica</p>	<p>Análisis de los cálculos teóricos de la Hidrología, Hidráulica, Drenaje, Erosión y Evaluación económica</p>
<p>Capítulo 3 Material y métodos. Selección de alternativas</p>	<p>Comparación de alternativas propuestas</p> <p>Selección de materiales</p> <p>Diseño y construcción de la maqueta</p> <p>Metodología de ensayos experimentales</p>
<p>Capítulo 4 Resultados y discusión</p>	<p>Cálculos teóricos previos</p> <p>Ensayo con colorante:</p> <p style="padding-left: 40px;">Sobre PVC</p> <p style="padding-left: 40px;">Sobre arcilla</p> <p style="padding-left: 40px;">En terreno natural</p> <p>Ensayo análisis histogramas de filtros sobre arcilla</p> <p>Ensayo gravimétrico en terreno natural</p> <p>Ensayo vida útil:</p> <p style="padding-left: 40px;">Sobre arcilla</p> <p style="padding-left: 40px;">En terreno natural</p> <p>Estudio viabilidad económica</p>
<p>Capítulo 5</p>	<p>Líneas de investigación futuras</p>
<p>Capítulo 6</p>	<p>Conclusiones</p>
<p>Capítulo 7</p>	<p>Bibliografía</p>
<p>Anexo I</p>	<p>Métodos de cálculo de caudales de avenida</p>
<p>Anexo II</p>	<p>Métodos generales de evaluación económica</p>

2. REVISIÓN TÉCNICA DEL CÁLCULO DE OBRAS HIDRÁULICAS

2.1. Métodos de cálculo de caudales de avenida

En el *ANEXO 1* se explican con detalle los métodos que se emplean más frecuentemente para el cálculo del caudal que debe desaguar la obra de drenaje. Dichos métodos se describen para tener una visión global, y para que puedan servir como manual de cálculo de caudales en proyectos y construcción de obras hidráulicas. Sin embargo no se van a utilizar en este estudio, ya que se utilizará un caudal constante en ambos canales, con el fin de poder comparar diferentes sistemas de drenaje.

2.2. Método teórico de canales hidráulicos

Se va realizar exclusivamente el estudio con movimiento en *régimen permanente y uniforme*, debido a la dificultad que tendría comparar distintos sistemas de drenaje con regímenes variables y no uniformes.

El movimiento uniforme requiere que todas las secciones transversales sean iguales; por lo tanto el tirante de agua (profundidad), la forma de la sección y la pendiente de fondo deberán permanecer constantes a lo largo de todo el tramo en que se mantiene el movimiento uniforme. Como el tirante debe permanecer constante, la superficie libre tendrá una pendiente igual a la del fondo.

La superficie libre representa la línea piezométrica de la escorrentía. Si a ella se agrega el término debido a la velocidad ($v^2/2 \cdot g$), se obtendrá la línea de carga total paralela a la pendiente del canal.

Es decir, en movimiento uniforme, la pendiente de energía (I_e), es igual a la pendiente de la superficie libre (I_s) y a su vez a la pendiente de fondo (I_o).

$$I_e = I_s = I_o$$

Para determinar la energía total en un punto determinado, por ejemplo, en la sección 1, la ecuación de Bernoulli será:

$$H_1 = Z_1 + h_1 \cdot \cos \theta + \frac{v_1^2}{2 \cdot g}$$

donde: H_1 = Altura total en la sección (m).

Z_1 = Cota de la base del canal (m).

h_1 = Profundidad del flujo (m).

θ = Inclinación de la solera del canal ($^\circ$).

v_1 = Velocidad del fluido (m/s).

g = Constante universal de la gravedad = 9.81 (m/s²).

Y para canales de poca pendiente ($I < 0.1$) el ángulo será muy pequeño y por ello $\cos \theta$ tiende a 1, resultando la ecuación de Bernoulli:

$$H = Z + h + \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

Si se hace el análisis para dos secciones:

$$Z_1 + h_1 + \frac{v_1^2}{2 \cdot g} = Z_2 + h_2 + \frac{v_2^2}{2 \cdot g} + h_f$$

siendo: h_f = Pérdidas de carga desde la sección 1 a la sección 2 (adimensional).

Dado que el movimiento es uniforme, la velocidad será constante y por tanto:

$$\frac{v_1^2}{2 \cdot g} = \frac{v_2^2}{2 \cdot g} \quad \text{y por tanto} \quad h_1 = h_2$$

Por lo que finalmente la pérdida de carga es: $h_f = Z_1 - Z_2$.

La pérdida de carga está dada por la diferencia de cotas de fondo. En un movimiento permanente y uniforme todo el trabajo que da la energía potencial se disipa con la pérdida de carga h_f (Transportation, 2006).

Es muy importante calcular la escorrentía o agua que circula superficialmente por el canal, ya que debido a esta escorrentía se erosionará el terreno. Ahora se va a explicar cómo se realiza el cálculo de la escorrentía superficial de un canal.

Para la determinación de la velocidad del flujo uniforme, intervienen muchos parámetros hidráulicos, como son la velocidad del fluido, el coeficiente de Chezy, el radio hidráulico o la pendiente del canal. pudiendo escribir la velocidad del fluido como una función de dichas variables, del tipo:

$$v = c \cdot R^x \cdot I^y \quad (1)$$

siendo: v = Velocidad del fluido (m/s).

c = Coeficiente de Chezy.

R = Radio hidráulico (m).

I = Pendiente del canal (adimensional).

En la expresión anterior, realizando un análisis dimensional se pueden determinar los exponentes x e y .

Uno de los primeros investigadores en este campo fue Chezy. Su teoría se basa en lo siguiente:

"La componente efectiva de las fuerzas gravitatorias debe ser igual a la resistencia del flujo cuando el régimen es uniforme" (Easa, 2009).

Ello implica que:

$$F_g = F_f$$

donde: F_f = Fuerzas de fricción (N).

F_g = Fuerza gravitatoria del fluido (N).

Ambas fuerzas, tienen las siguientes expresiones:

$$F_f = \chi \cdot L \cdot P_m \cdot v^2$$

siendo: χ = Constante de proporcionalidad (kg/m^3).

L = Longitud del canal (m).

P_m = Perímetro mojado (m).

v = Velocidad del fluido (m/s).

Lo que significa que las fuerzas de fricción son proporcionales al cuadrado de la velocidad.

Por otra parte el peso del volumen de agua será:

$$F_g = \gamma \cdot L \cdot S_m \cdot \text{sen } \theta = \gamma \cdot L \cdot S_m \cdot I$$

donde: γ = Peso específico del agua (N/m³).

L = Longitud del canal (m).

S_m = Superficie mojada (m²).

θ = Ángulo que forma el canal con la horizontal (°).

I = Pendiente del canal (adimensional).

Si el flujo es uniforme $F_g = F_f$, por lo que:

$$\chi \cdot L \cdot P_m \cdot v^2 = \gamma \cdot L \cdot S_m \cdot \text{sen } \theta$$

En los canales, tanto el ángulo θ como el seno y la pendiente tienden a cero ($\text{sen } \theta \approx \text{tg } \theta = I_o$). Además, el radio hidráulico (R) es el cociente entre la superficie mojada (S_m) y el perímetro mojado (P_m), resultando:

$$v^2 = \frac{\gamma \cdot R \cdot I}{\chi}$$

Definiendo el coeficiente de Chezy (c) como $c^2 = (\gamma / \chi)$, se puede escribir la ecuación (1) de la velocidad como:

$$v = c \sqrt{R \cdot I} \quad (2)$$

Ello significa que en la ecuación (1), los exponentes x e y tienen en ambos casos el valor de 0.5. El resto de parámetros que intervienen (R e I) pueden calcularse directamente, pero el coeficiente de Chezy (c) depende de las características propias del canal.

El cálculo del coeficiente de Chezy ha sido objeto de estudio por diversos autores. Bazin fue el pionero (Hager and Gisonni, 2003) indicando la siguiente ecuación:

$$c = \frac{87}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}}$$

donde R es el radio hidráulico y m es el coeficiente de rugosidad tabulado.

En la actualidad, el valor del coeficiente de Chezy más utilizado en canales hidráulicos es el propuesto por Manning (Yen, 2002):

$$c = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6}$$

siendo R el radio hidráulico y n el coeficiente de rugosidad de Manning. El rango de n está dado por los siguientes valores:

$$0.008 \leq n \leq 0.15 \text{ desde canales lisos a superficies muy rugosas.}$$

Por lo tanto se obtendrá una velocidad media, en una sección determinada, que es función del radio hidráulico y de la pendiente, con características propias, en función de la rugosidad n (Chow, 1994).

Sustituyendo en la ecuación (2) el valor del coeficiente de Chezy propuesto por Manning, se obtiene:

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Strickler sugirió modificaciones en la ecuación de Manning (Maynord, 1991), proponiendo:

$$c = K_s \cdot R^{1/6}$$

donde:
$$K_s = \frac{21.1}{K}$$

K = coeficiente de rugosidad tabulado.

Los principales factores que influyen para determinar el valor del coeficiente de rugosidad son: a) la rugosidad superficial que es función de la granulometría de las paredes y del fondo; b) la vegetación, que a su vez puede producir una macro-rugosidad, o reducir la sección de paso, o ser un obstáculo al flujo.

Por último, otros autores (Rocha-Felices, 2009) sugieren determinar el valor del coeficiente de rugosidad (n) de acuerdo a la fórmula de Cowan :

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \cdot m_5$$

siendo: n_0 = Valor básico de n , para canal recto, uniforme y liso, de acuerdo al material del cauce.

n_1 = Efecto de irregularidades superficiales.

n_2 = Variaciones de forma y el tamaño de la sección.

n_3 = Considera las obstrucciones del canal.

n_4 = Efecto de la vegetación y características de las corrientes.

m_5 = Factor de corrección por divagación (meandro).

A efectos prácticos, es más sencillo emplear una tabla similar a la Tabla 2.1 en la que la n de Manning está tabulada para diferentes tipos de materiales y recubrimientos.

Para el diseño de canales hidráulicos es necesario tener en cuenta una serie de condiciones:

a) *Condición de mínima resistencia*

Si partimos de la fórmula del caudal (Q), la condición de mínima resistencia se verifica cuando el radio hidráulico (R), para una sección determinada (S), alcanza su valor máximo. Ello se cumple cuando el perímetro mojado es mínimo.

$$Q = v \cdot S = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot S$$

Para un canal trapecial, si se ha definido el talud lateral (función del suelo o material de construcción) queda como incógnita la altura " h " y la base " b ".

Se llega a que se cumple esta condición cuando tenemos que:

$$R = h / 2$$

donde: R = Radio hidráulico (m).

h = Altura del trapecio (m).

a) Condición de máxima resistencia

La condición de máxima resistencia ocurre cuando R es mínimo, ello significa que el perímetro mojado es máximo.

b) Velocidades límite

b.1) Velocidad máxima

La velocidad máxima debe ser tal que no debe producir socavaciones y erosiones en el canal, no debe producir embanques ni el crecimiento de plantas acuáticas. Dicha velocidad depende de la naturaleza del terreno. En la Tabla 2.2 se pueden ver los distintos parámetros que se emplean para su cálculo.

Tabla 2.1. Valores del coeficiente de Manning n (Woodward and Posey, 1941).

Cunetas y canales sin revestir	
En tierra ordinaria, superficie uniforme y lisa	0.020 - 0.025
En tierra ordinaria, superficie irregular	0.025 - 0.035
En tierra con ligera vegetación	0.035 - 0.045
En tierra con vegetación espesa	0.040 - 0.050
En tierra excavada mecánicamente	0.028 - 0.033
En roca, superficie uniforme y lisa	0.030 - 0.035
En roca, superficie con aristas e irregularidades	0.035 - 0.045
Cunetas y Canales revestidos	
Hormigón	0.013 - 0.017
Hormigón revestido con gunita	0.016 - 0.022
Encachado	0.020 - 0.030
Paredes de hormigón, fondo de grava	0.017 - 0.020
Paredes encachadas, fondo de grava	0.023 - 0.033
Revestimiento bituminoso	0.013 - 0.016
Corrientes Naturales	
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lamina de agua suficiente	0.027 - 0.033
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lamina de agua suficiente, algo de vegetación	0.033 - 0.040
Limpias, meandros, embalses y remolinos de poca importancia	0.035 - 0.050
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados	0.060 - 0.080
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados, vegetación densa	0.100 - 0.200
Rugosas, corrientes en terreno rocoso de montaña	0.050 - 0.080

b.2) *Velocidad mínima*

La velocidad mínima depende exclusivamente del material en suspensión que lleva el agua, impide la deposición o sedimentación del material.

A partir de lo expresado surge que para el cálculo de un canal, en el que deseamos transportar un caudal Q determinado, de un punto de coordenadas (x_1, y_1, z_1) a otro (x_2, y_2, z_2) con una longitud L y un desnivel I_o , en un material o suelo determinado, las variables a definir en el diseño son: La forma geométrica del canal y los parámetros geométricos de esa forma seleccionada.

Para ello será conveniente definir dos elementos adicionales para el cálculo:

c) *Capacidad de conducción de un canal*

A partir de la ecuación de continuidad se sabe que:

$$Q = v \cdot S = S \cdot \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Se puede decir que:

$$K = S \cdot \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \Rightarrow Q = K \cdot I^{1/2}$$

siendo K el factor de capacidad de conducción (m^3/s).

Tabla 2.2. Velocidad máxima en canales abiertos (Krochin, 1978).

MATERIAL DEL CANAL	n de Manning	Velocidad (m/s)		
		Agua limpia	Agua con partículas coloidales	Agua transportando arenas, gravas o fragmentos
Arena fina coloidal	0.020	1.45	0.75	0.45
Franco arenoso no coloidal	0.020	0.53	0.75	0.60
Franco limoso no coloidal	0.020	0.60	0.90	0.60
Limos aluviales no coloidales	0.020	0.60	1.05	0.60
Franco consistente normal	0.020	0.75	1.05	0.68
Ceniza volcánica	0.020	0.75	1.05	0.60
Arcilla consistente muy coloidal	0.025	1.13	1.50	0.90
Limo aluvial coloidal	0.025	1.13	1.50	0.90
Pizarra y capas duras	0.025	1.80	1.80	1.50
Grava fina	0.020	0.75	1.50	1.13
Suelo franco clasificado no coloidal	0.030	1.13	1.50	0.90
Suelo franco clasificado coloidal	0.030	1.20	1.65	1.50
Grava gruesa no coloidal	0.025	1.20	1.80	1.95
Gravas y guijarros	0.035	1.80	1.80	1.50

d) *Factor geométrico de sección*

Si se reorganiza y reordena la ecuación de continuidad, llevándola a la forma:

$$S \cdot R^{2/3} = \frac{Q \cdot n}{I^{1/2}}$$

En ella los términos a la derecha son los que están fijos en el diseño, mientras que los de la izquierda son los que se deben definir. Por lo que: $S \cdot R^{2/3} = \text{constante}$; de ellos se deben definir (para el caso de canales trapeziales, pero puede extenderse a las otras formas geométricas de canales) " h " y " b " (García-Gutiérrez, 2008).

La ventaja que presenta esta forma de calcular canales reside en la practicidad en los cálculos y el diseño a partir de los que son variables conocidas en la mayoría de los proyectos de canales.

2.3. Método de las energías

La fórmula de la energía conocida por todos es:

$$E = E_p + E_c = mgh + \frac{1}{2}mv^2 = mgh + \frac{1}{2}m\left(\frac{Q}{S}\right)^2$$

donde: E_p = Energía potencial (J).

E_c = Energía cinética (J).

m = Masa del fluido (kg).

g = Constante universal de la gravedad = 9.81 (m/s²).

h = Altura de la lámina de agua (m).

Q = Caudal hidráulico (m³/s).

S = Superficie (m²).

Al aplicarlo en un fluido se obtiene la energía en canales abiertos. En hidráulica se sabe que la energía total del agua de cualquier línea de corriente que pasa a través de una sección de canal puede expresarse como la altura total en metros de agua, que es igual a la suma de la elevación por encima del nivel de referencia, la altura de presión y la altura de velocidad. En la Fig. 2.1 se adjunta una imagen del flujo de un fluido en canales abiertos para una mejor comprensión (Martínez-Montes and Serrano-López, 2004).

Por ejemplo, con respecto al plano de referencia, la altura H de una sección θ que contiene el punto A en una línea de corriente del fluido de un canal de pendiente alta, puede escribirse como:

$$H = z_A + d_A \cos \theta + \frac{v_A^2}{2g}$$

siendo: H = Altura total de la lámina de agua libre (m).

z_A = Cota de la base del canal en el punto A (m).

d_A = Profundidad del flujo en el punto A (m).

θ = Inclinación de la solera (adimensional).

v_A = Velocidad media del flujo en el punto A (m/s).

g = Aceleración de la gravedad = 9.81 (m/s²).

De acuerdo con el principio de conservación de energía, la altura de energía total en la sección 1 localizada aguas arriba debe de ser igual a la altura de energía total en la sección 2 localizada aguas abajo más la pérdida de energía h_f entre las dos secciones. Esto es:

$$z_1 + d_1 \cdot \cos \theta + \alpha_1 \cdot \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + d_2 \cdot \cos \theta + \alpha_2 \cdot \frac{v_2^2}{2g} + h_f$$

donde: α = Coeficiente de Coriolis. En régimen uniforme es igual a 1.

Esta ecuación es aplicable a flujos paralelos o gradualmente variados. Para un canal de pendiente pequeña, esta se convierte en:

$$z_1 + d_1 \cdot \cos \theta + \alpha_1 \cdot \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + d_2 \cdot \cos \theta + \alpha_2 \cdot \frac{v_2^2}{2g} + h_f \Rightarrow \cos \theta \cong 0$$

La energía específica en una sección de canal se define como la energía de agua en cualquier sección de un canal medida con respecto al fondo de este.

$$E = d \cdot \cos \theta + \alpha \frac{v^2}{2g}$$

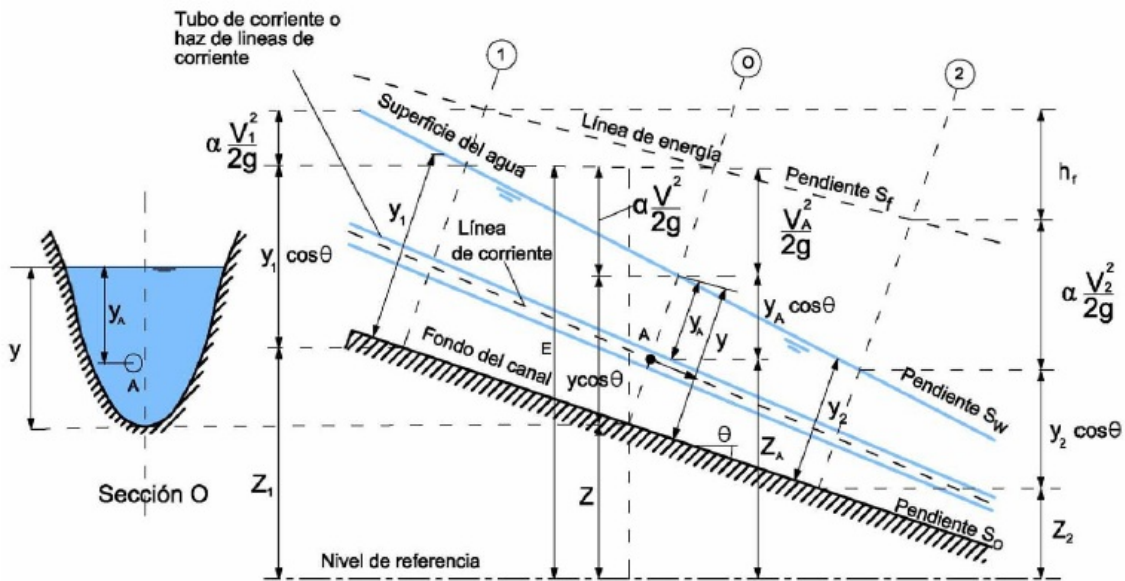


Fig. 2.1. Energía de un flujo gradualmente variado en canales abiertos (Cuevadelcivill, 2013).

O, para un canal de pendiente pequeña, la ecuación se convierte en:

$$E = y + \frac{v^2}{2g}$$

La cual indica que la energía específica es igual a la suma de la profundidad del agua más la altura de velocidad. Para propósitos de simplicidad, el siguiente análisis se basará en un canal de pendiente pequeña.

Como $v = Q/A$, puede escribirse como $E = y + \frac{Q^2}{2g \cdot A^2}$. Puede verse que, para una sección de canal y caudal Q determinados, la energía específica en una sección de canal sólo es función de la profundidad de flujo.

Cuando la profundidad de flujo (eje Y) se representa frente a la energía (eje X) para una sección de canal y un caudal determinados, se obtiene una curva de energía específica, como se muestra en la Fig. 2.2.

Esta curva tiene dos ramas, AC y BC. La rama AC se aproxima asintóticamente al eje horizontal hacia la derecha. La rama BC se aproxima a la línea OD a medida que se extiende hacia arriba y hacia la derecha. La línea OD es una línea que pasa a través del origen y tiene un ángulo de inclinación. Para un canal de pendiente alta, el ángulo de inclinación de la línea OD será diferente de 45° . En cualquier punto P de esta curva, la ordenada representa la profundidad y la abscisa representa la energía específica, que es igual a la suma de la altura de presión "y" y la altura de velocidad $v^2/2g$.

La curva muestra que, para una energía específica determinada, existen dos posibles profundidades, la profundidad baja y_1 y la profundidad alta y_2 . La suma de ambas y_1 e y_2 es "y", por lo que conociendo una de las dos profundidades ya sabemos calcular el valor de la otra.

$$y = y_1 + y_2$$

En el punto C, la energía específica es mínima. Por consiguiente, en el estado crítico está claro que las dos profundidades alternas se convierten en una, la cual es conocida como profundidad crítica " y_c ". Cuando la profundidad de flujo es mayor que la profundidad crítica, la velocidad de flujo es menor que la velocidad crítica para un caudal determinado y, por consiguiente, el flujo es subcrítico.

Cuando la profundidad de flujo es menor que la profundidad crítica, el flujo es supercrítico. Por tanto, y_1 es la profundidad de un flujo supercrítico e y_2 es la profundidad de un flujo subcrítico.

Este método ya fue empleado por nuestros antepasados los romanos como muestra de ello se adjunta en la Fig. 2.3 la fotografía del acueducto de Segovia.

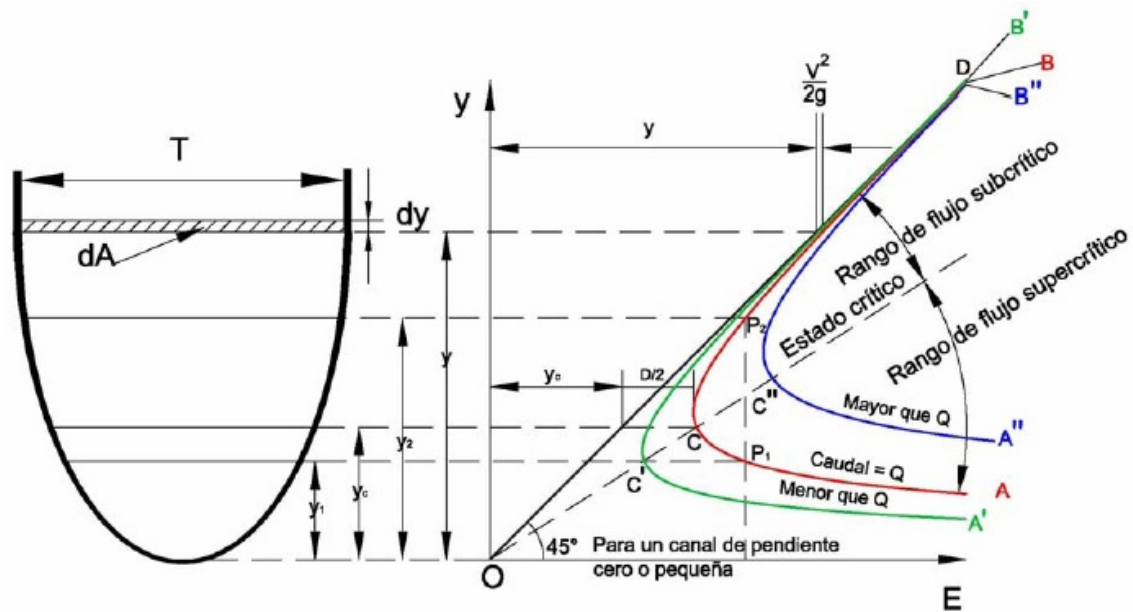


Fig. 2.2. Curva de energía específica (Carrera-Cabañeros, 2015).



Fig. 2.3. Acueducto de Segovia (Marco, 2008).

2.4. Método de cálculo de cunetas

El dimensionamiento de este tipo de elementos se realiza mediante la fórmula de Manning-Strickler, cuya expresión matemática (Fomento, 1990) es:

$$Q = v \cdot S = K \cdot S \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

siendo

$$R = \frac{S}{P_m}$$

donde: Q = Caudal desaguado por la cuneta (m^3/s).

v = Velocidad media de la corriente (m/s).

K = Coeficiente de rugosidad de Manning, $K=1/n$ (ver Tabla 2.3).

S = Sección mojada (m^2) que es variable con el calado (h).

R = Radio hidráulico del canal (m).

p_m = Perímetro mojado

I = Pendiente de la línea de energía, que en régimen uniforme coincide con la pendiente longitudinal de la cuneta (adimensional).

Para pendientes longitudinales (I) superiores al 0.5%, podrá admitirse que la sección más desfavorable de la cuneta –aquella con mayor calado- es la de aguas abajo. Para pendientes inferiores a dicho valor se admite que la altura de la lámina de agua va incrementándose aguas arriba, con un crecimiento suave atenuado por una eventual reducción progresiva del caudal aportado.

En estas últimas condiciones ($I < 0.005$), los mayores calados se darán en la sección inicial (aguas arriba) y su estimación se hará sumando al calado (h) en la sección final (aguas abajo) calculado mediante la fórmula anterior con un valor de $I=0.005$ (pendiente del 0.5%) un incremento (Δh) igual a:

$$\Delta h = \alpha \cdot L \cdot (I - 0.005)$$

siendo: L = longitud del tramo de cuneta (m).

α = coeficiente cuyo valor es

0.5 en los casos ordinarios de incorporación progresiva del caudal.

1.0 si la totalidad del caudal entra por el extremo de aguas arriba.

Tabla 2.3. Coeficiente de rugosidad K (Fomento, 1990).

MATERIAL	CARACTERÍSTICAS	K ($m^{1/3}/s$)
En tierra desnuda:	Superficie uniforme	40 - 50
	Superficie irregular	30 - 50
En tierra:	Con ligera vegetación	25 - 30
	Con vegetación espesa	20 - 25
En roca:	Superficie uniforme	30 - 35
	Superficie irregular	20 - 30
Fondo de grava:	Cajeros de hormigón	50 - 60
	Cajeros enchachados	30 - 45
Encachado		35 - 50
Revestimiento bituminoso		65 - 75
Hormigón proyectado		45 - 60
Tubo corrugado:	Sin pavimentar	30 - 40
	Pavimentado	30 - 50
Tubo de fibrocemento:	Sin juntas	100
	Con juntas	85
Tubo de hormigón		60 - 75

En la Fig. 2.4 se aclaran los conceptos del calado aguas arriba y aguas debajo de las cunetas.

Es importante que la cuneta se halle lo suficientemente alejada del firme como para que su sección llena no produzca su inundación superficial o produzca infiltraciones en las capas del firme. En este sentido, es recomendable dejar un resguardo de al menos 50 cm entre la superficie de rodadura y el máximo nivel de la lámina libre, así como impermeabilizar la cuneta para evitar filtraciones, o distanciarla de las capas resistentes del firme si éstas no están protegidas (Fomento, 1990).

2.5. Métodos de cálculo de erosión y sedimentación

2.5.1. Método general de cálculo de erosión

Han sido muchos los procedimientos propuestos para estimar las pérdidas de suelo relacionadas con actividades humanas (erosión acelerada), pero es la Ecuación Universal de Pérdidas de Suelo (*USLE*), formulada por Wischmeier y Smith (1978), la que ha tenido mayor aceptación y difusión por los especialistas (van Dijk et al., 2002).

La *USLE* estima las pérdidas de suelo anuales, como valor promedio de un período representativo de años, que se producen en una parcela de terreno debido a la erosión superficial, laminar y en regueros ante unas determinadas condiciones de clima, suelo, relieve, vegetación y usos del suelo. Wischmeier y Smith (1978) propusieron la siguiente ecuación:

$$A' = R' \cdot K' \cdot L' \cdot S' \cdot C' \cdot P'$$

donde: A' = Promedio anual de pérdida de suelo (t/ha/año).

R' = Erosividad de la lluvia (MJ·mm/ha·h·año).

K' = Erosionabilidad del suelo (t·h/MJ·mm).

S' = Pendiente (adimensional).

L' = Longitud de la pendiente (adimensional).

C' = Cobertura vegetal (adimensional).

P' = Prácticas mecánicas en el manejo de la vegetación agrícola (adimensional).

Los símbolos de la ecuación son las letras convencionales (A , R , K , S , L , C , P), en este caso se han empleado los símbolos con ' para no confundirlos con otros empleados en esta Tesis. Para un mejor entendimiento de cada uno de los factores que componen la *USLE* (López-Cadenas de LLano, 1998) se explican con detalle a continuación:

a) Erosividad (R')

La erosividad es la capacidad potencial que tienen las gotas de agua de lluvia para causar erosión. Existen muchas formas de determinarla, una de ellas es a través del índice EI_{30} el cual fue propuesto por Wischmeier and Smith (1978). Se define como el producto de la energía cinética total de la lluvia (E) por la intensidad máxima en 30 minutos (I_{30}).

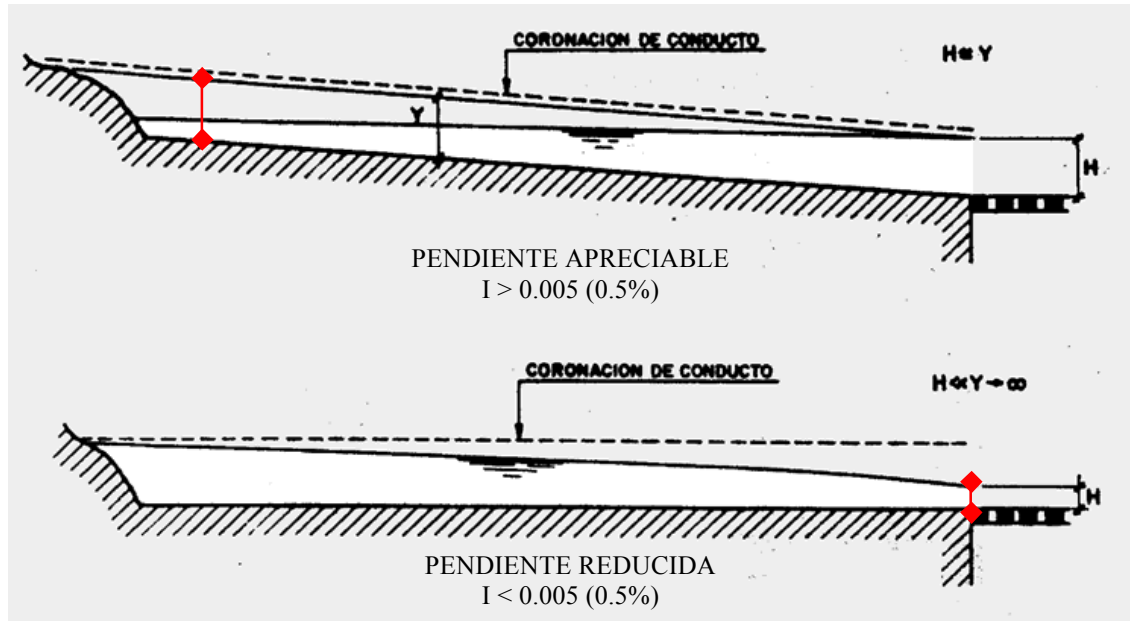


Fig. 2.4. Secciones críticas de cálculo en elementos lineales de desagüe (Fomento, 1990).

b) *Erosionabilidad (K')*

Se usa para indicar la susceptibilidad de un suelo a la erosión. La erosionabilidad está influida por sus propiedades, tales como distribución del tamaño de las partículas, materia orgánica, estructura del suelo, contenido inicial de humedad, etc... Se define como la tasa de pérdida de suelo por cada unidad adicional de EI_{30} cuando la S' , L' , C' y P' permanecen constantes y son iguales a uno.

c) *Pendiente y longitud de pendiente (S' y L')*

La pérdida de suelo aumenta al incrementarse la pendiente (%) del terreno.

La longitud de la pendiente se define como la proyección horizontal de la hipotenusa de la pendiente del terreno.

d) *Cobertura vegetal (C')*

Representa la capacidad de la vegetación para impedir el arrastre de sedimentos, es decir, que si el suelo permanece desnudo durante la época de lluvias la capacidad de desprendimiento y arrastre del material es más alta que si tuviese algún tipo de cobertura.

e) *Prácticas mecánicas (P')*

Cuando se introducen cultivos en suelos con pendiente, en ocasiones se utilizan prácticas mecánicas que reducen el agua de escurrimiento y por consecuencia la cantidad de suelo que se puede transportar. P' se define como la relación que existe entre la pérdida de suelo con una práctica de conservación y la pérdida correspondiente en un terreno bajo cultivo.

A pesar de que la *USLE* es el método más habitual para calcular la erosión y desertización de grandes extensiones de terreno, como se va a estudiar la erosión en canales hidráulicos en taludes, se ha elegido otro método más específico para este cálculo, que se desarrolla en el apartado 2.5.3.

2.5.2. Método de cálculo de splash erosion

La erosión por salpicadura o *splash erosion* puede estimarse de muchas formas. Entre las más utilizadas se encuentra el embudo de impacto, que es un embudo cuya circunferencia mayor se ubica al nivel de la superficie del suelo. En la Fig. 2.5 se puede observar el embudo de impacto para una mayor claridad del ensayo realizado para el cálculo de la *splash erosion*.

El embudo drena en un recipiente tanto precipitación directa como partículas de suelo, que han sido desprendidas por el impacto de las gotas de lluvia, provenientes de sectores aledaños al embudo. Al término de la tormenta se recoge el recipiente y se seca, determinándose el depósito de sedimentos en un área dada.

Investigadores como Brea y Balocchi (2010) han estimado la erosión de impacto mediante la instalación de papeles de peso conocido, dispuestos en orientación perpendicular a la superficie del suelo. Los sedimentos desprendidos impactan las caras del papel, permaneciendo adheridos a éstas. Una vez finalizada la tormenta, se seca el papel y se pesa. La diferencia entre el peso inicial del papel y el peso del papel con sedimentos representa la erosión de impacto ocurrida.

En el caso de esta Tesis, se va a utilizar un compendio de distintas metodologías de cálculo de erosión, ya que se van a filtrar las partículas de suelo arrastradas mediante un filtro de peso conocido, y posteriormente mediante gravimetría o colorimetría se obtendrá la cantidad de suelo erosionado.

2.5.3. Método de cálculo de erosión y sedimentación en canales

Como se acaba de indicar, se va a emplear una adaptación del método de *splash erosion* para poder evaluar la erosión producida. Para ello primero se estudiará la naturaleza de lo sedimentado, para posteriormente analizar la velocidad de sedimentación de las partículas movilizadas y poder así calcular el inicio del movimiento de sedimentos.

a) Estudio y caracterización de los sedimentos

La densidad del cuarzo y de los minerales de las arcillas típicamente es: $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$. La mayoría de los sedimentos naturales tiene una densidad similar a la del cuarzo.

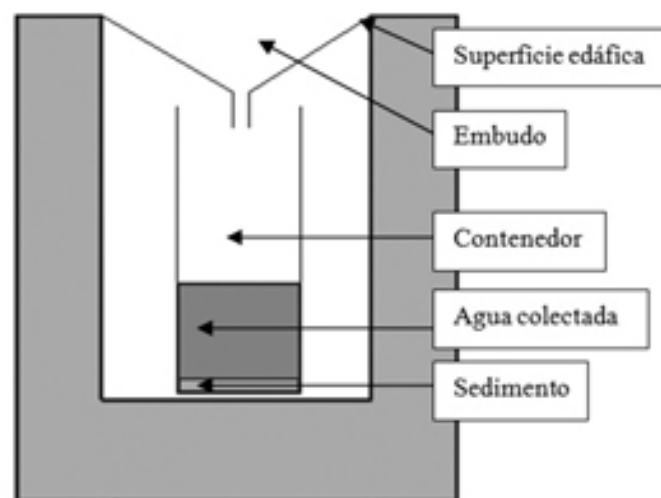


Fig. 2.5. Embudo de impacto (Brea and Balocchi, 2010).

La densidad relativa de una partícula de sedimento (s) es igual a:

$$s = \frac{\rho_s}{\rho}$$

siendo ρ la densidad del fluido y ρ_s la densidad del sedimento. Por lo que, en el caso del cuarzo o materiales similares, la densidad relativa toma el valor adimensional de 2.65.

La propiedad más importante de un sedimento es su tamaño característico. Se conoce como diámetro o tamaño del sedimento, y se denota como d_s .

El tamaño del sedimento (d_s) puede expresarse en función del parámetro del tamaño sedimentológico (ϕ) definido como:

$$d_s = 2^{-\phi} \qquad \phi = -\frac{\ln(d_s)}{\ln(2)}$$

En la Tabla 2.4 se indica una clasificación habitual de tamaños de sedimentos.

Tabla 2.4. Clasificación del tamaño de sedimento (Márquez, 2008).

Tipo de sedimento	Partícula	Tamaño (mm)	Escala Phi	
GRAVA	Bloque	1024	-10	
		256	-8	
	Gujarro	128	-7	
		64	-6	
		32	-5	
		16	-4	
	Guja	8	-3	
		4	-2	
		Gránulo	2,830	-1,5
			2,000	-1,0
ARENA	Grueso	1,680	-0,75	
		1,410	-0,50	
		1,190	-0,25	
	Mediana	1,000	0,00	
		0,840	0,25	
		0,710	0,50	
		0,590	0,75	
		0,500	1,00	
		0,420	1,25	
		0,350	1,50	
		0,300	1,75	
		0,250	2,00	
		Fina	0,210	2,25
	0,177		2,50	
	0,149		2,75	
	0,125		3,00	
	0,105		3,25	
	Muy Fina	0,088	3,50	
		0,074	3,75	
		0,062	4,00	
LIMO		Grueso	0,044	4,50
		0,031	5,00	
Fino	0,015	6,00		
	0,0078	7,00		
	0,0039	8,00		
ARCILLA		0,0020	9,00	
		0,00098	10,0	

b) *Velocidad de sedimentación*

Para una partícula esférica que se sedimenta en un fluido en reposo, la velocidad de caída o de sedimentación terminal (w_0) es igual a:

$$w_0 = -\sqrt{\frac{4 \cdot g \cdot d_s}{3 \cdot C_d} \cdot (s - 1)}$$

siendo: w_0 = Velocidad de caída de la partícula (m/s).

g = Constante gravitatoria universal (9.81 m/s²).

d_s = Diámetro de la partícula (m).

C_d = Coeficiente de arrastre, que puede ser obtenido con la gráfica de la Fig. 2.6 (adimensional).

s = densidad relativa de la partícula (adimensional).

El número de Reynolds se calcula por la siguiente fórmula:

$$Re = \rho \frac{w_0 \cdot d_s}{\mu}$$

donde: Re = Número de Reynolds (adimensional).

ρ = Densidad del fluido (kg/m³).

w_0 = Velocidad de caída de la partícula (m/s).

d_s = Diámetro de la partícula (m).

μ = viscosidad dinámica del fluido (kg/m·s).

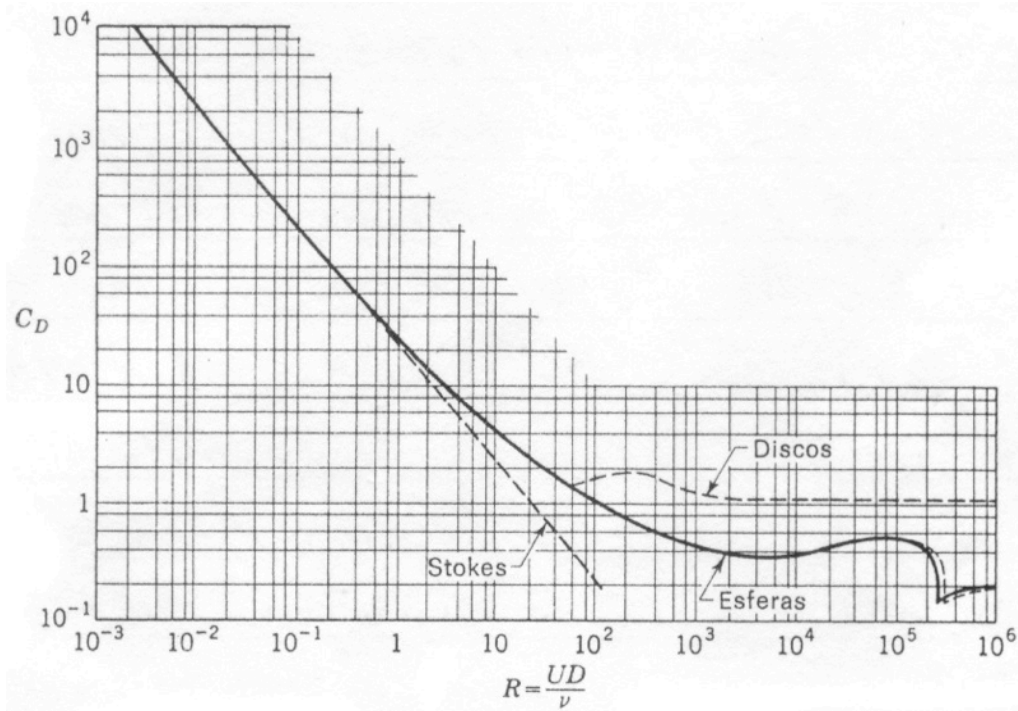


Fig. 2.6. Coeficiente de arrastre (C_d) para una partícula individual en fluido en reposo (Chanson, 2002).

El número de Reynolds está relacionado con el coeficiente de fricción de Darcy según la Ley de Pouseuille:

$$f = \frac{64}{\text{Re}}$$

Para $\text{Re} > 1000$ el coeficiente de arrastre (C_d) es prácticamente constante y tiene un valor aproximado de 0.5 (Chanson, 2002).

c) Inicio del movimiento de los sedimentos

En régimen uniforme la aplicación de la ecuación de movimiento suministra una expresión para la velocidad media del flujo como sigue:

$$v = \sqrt{\frac{8g}{f}} \cdot \sqrt{\frac{D_H}{4} \cdot \text{sen}\theta} \quad \text{Flujo uniforme de equilibrio}$$

siendo: v = Velocidad media del flujo (m/s).

f = Coeficiente de fricción de Darcy (adimensional).

D_H = Diámetro hidráulico (m).

θ = Pendiente del lecho (adimensional).

Se exponen a continuación los tres parámetros críticos o frontera a partir de los cuales se inicia el movimiento del lecho: velocidad de corte, esfuerzo cortante y parámetro de estabilidad.

La velocidad de corte (v_*) se define como:

$$v_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}$$

donde: v_* = Velocidad de corte (m/s).

τ_0 = Esfuerzo cortante en el lecho (Pa = kg).

ρ = Densidad del fluido (kg/m³).

El esfuerzo cortante de frontera (τ_0) es igual a:

$$\tau_0 = C_d \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v^2$$

siendo: τ_0 = Esfuerzo cortante en el lecho (Pa).

C_d = Coeficiente de fricción superficial (adimensional).

ρ = Densidad del fluido (kg/m³).

v = Velocidad media del flujo (m/s).

El parámetro de estabilidad (τ_*) es el umbral de movimiento del lecho, es decir, cuando $\tau_0 > \tau_*$ se inicia el movimiento de los sedimentos y se calcula como sigue:

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{\rho \cdot (s-1) \cdot g \cdot d_s}$$

donde: τ_* = Parámetro de estabilidad (adimensional).

τ_0 = Esfuerzo cortante en el lecho (Pa).

s = Densidad relativa de la partícula (adimensional).

d_s = Diámetro de la partícula (m).

Se pueden tener en cuenta una serie de simplificaciones en los cálculos como sigue:

- 1) El coeficiente de fricción superficial (C_d) está relacionado con el coeficiente de fricción de Darcy (f):

$$f = 4 \cdot C_d$$

- 2) La expresión del esfuerzo cortante se reescribe de la siguiente manera:

$$\tau_0 = \frac{f}{8} \cdot \rho \cdot v^2$$

- 3) Juntando la expresión de la velocidad de corte y el esfuerzo cortante se obtiene:

$$\frac{v_*}{v} = \sqrt{\frac{f}{8}}$$

- 4) Para un canal rectangular ancho, se puede tomar en consideración:

$$D_H = 4 \cdot d$$

siendo d la profundidad del flujo (m).

- 5) Cuando se encuentra en régimen uniforme en un canal rectangular ancho se pueden simplificar las fórmulas que se aplican y obtenemos:

$$v_* \approx \sqrt{g \cdot d \cdot \text{sen}\theta}$$

$$\tau_0 \approx \rho \cdot g \cdot d$$

2.5.4. Método de cálculo de fuerza de arrastre

El caudal (Q) es proporcional al radio hidráulico (R) del canal e inversamente proporcional al perímetro mojado (P_m), como se puede observar en la fórmula de Manning, a mayor caudal, habrá mayor radio hidráulico y menor perímetro mojado (P_m).

Fórmula de Manning empleada: $I = \frac{n^2 Q^2}{S^2 R^{4/3}} = \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}}$

Teniendo en cuenta que el canal 2 tiene mayor perímetro mojado, se obtiene un menor radio hidráulico y por lo tanto menor caudal. Esto a su vez implica una menor velocidad del flujo y por lo tanto una menor fuerza de arrastre, tal y como explica Berga (2003) en su libro *Fluid-Dynamic Drag*, donde la fuerza de arrastre viene definida por:

$$F_a = C_d \cdot A \cdot \rho \cdot \frac{v^2}{2}$$

siendo: F_a = la fuerza de arrastre (N).

C_d = Coeficiente de arrastre que es constante (Chanson, 2002) e igual a 0.5 (adimensional).

A = Área de la sección transversal mayor (m²).

ρ = Densidad del fluido (kg/m³).

v = Velocidad media del flujo (m/s).

2.6. Métodos de comparación económica

En el *ANEXO 2* se describen en detalle los métodos o indicadores generales más conocidos para la evaluación económica de obras de drenaje. Se incluyen a modo de compendio para realizar cualquier comparativa que se presente en el futuro.

Los métodos económicos que se van a emplear en este estudio, son creados específicamente a partir de los generales, para poder así realizar el estudio de viabilidad económica del drenaje ramificado propuesto, y poder compararlo con el drenaje tradicional.

Se tienen que particularizar los métodos generales, debido a que los beneficios producidos por la disposición de este nuevo sistema de drenaje, no son cuantificables monetariamente, y si se estimaran subjetivamente, podrían conducir a resultados erróneos.

Un método más objetivo de valoración, es emplear únicamente los costes que se generan tanto en el drenaje tradicional como en el ramificado.

El primer gasto es la inversión inicial, definida como la cantidad de dinero, en euros, que cuesta la construcción de cada uno de los sistemas de drenaje.

Después de la construcción de cada uno de los sistemas de drenaje, existen gastos periódicos destinados a la conservación y mantenimiento de los mismos, a lo largo de la vida útil de cada uno de ellos.

Los indicadores empleados para la comparación económica son los que se describen a continuación:

1) Coste medio (C'_n).

El coste medio de lo que cuesta cada uno de los sistemas de drenaje se calcula como sigue:

$$C'_n = \frac{I_0 + \sum_0^n \left[c_{m,n} \cdot \frac{(1+i)^n - 1}{i \cdot (1+i)^n} \right]}{n}$$

siendo: C'_n = Coste medio del sistema de drenaje para un año n (€/m³).

I_0 = Inversión inicial (€/m³).

$c_{m,n}$ = Costes de mantenimiento y conservación durante la vida útil para un año n (€/m³).

i = Tasa de interés anual constante (%).

n = Número de años (adimensional).

2) Coste total (C_n).

Los costes totales se calculan como la actualización al presente de todos los costes, ya sean como inversión en la construcción o como gastos periódicos, desembolsados durante la vida del proyecto en mantenimiento del drenaje, como expresa la siguiente fórmula:

$$C_n = I_0 + c_{m,n} \cdot \frac{(1+i)^n - 1}{i \cdot (1+i)^n}$$

siendo: C_n = Costes totales del sistema de drenaje para un año n (€/m³).

I_0 = Inversión inicial (€/m³).

$c_{m,n}$ = Costes de mantenimiento y conservación durante la vida útil para un año n (€/m³).

i = Tasa de interés anual constante (%).

n = Número de años (adimensional).

3) Rendimiento medio (r_m).

El rendimiento económico medio (r_m), se calcula como la relación entre la inversión inicial y los costes totales, representando el rendimiento de cada euro invertido inicialmente:

$$r_m = \frac{I_0}{C_n}$$

donde: r_m = Rendimiento económico medio (%).

I_0 = Inversión inicial (€/m³).

C_n = Costes totales del sistema de drenaje para un año n (€/m³).

4) Período de amortización (P_m).

El período de amortización (P_m) se considera como el plazo de tiempo a partir del cual los costes totales del sistema de drenaje ramificado son inferiores a los del sistema de drenaje tradicional, y por lo tanto se obtiene un ahorro económico al disponer el nuevo sistema de drenaje hasta su fin de vida útil. Para ello se calcula como sigue:

$$P_m = n \quad \text{cuando} \quad C_{n1} = C_{n2}$$

de donde se obtiene la siguiente igualdad:

$$I_{01} + c_{m,n1} \cdot \frac{(1+i)^{n_1} - 1}{i \cdot (1+i)^{n_1}} = I_{02} + c_{m,n2} \cdot \frac{(1+i)^{n_2} - 1}{i \cdot (1+i)^{n_2}}$$

siendo: C_{n1} = Costes totales del sistema de drenaje tradicional para un año n (€/m³).

C_{n2} = Costes totales del sistema de drenaje ramificado para un año n (€/m³).

I_{01} = Inversión inicial del sistema de drenaje tradicional (€/m³).

I_{02} = Inversión inicial del sistema de drenaje ramificado (€/m³).

$c_{m,n1}$ = Costes de mantenimiento y conservación durante la vida útil del sistema de drenaje tradicional para un año n (€/m³).

$c_{m,n2}$ = Costes de mantenimiento y conservación durante la vida útil del sistema de drenaje ramificado para un año n (€/m³).

i = Tasa de interés anual constante (%).

n_1 = Número de años del sistema de drenaje tradicional (adimensional).

n_2 = Número de años del sistema de drenaje ramificado (adimensional).

En cualquiera de las fórmulas expuestas, n puede tomar el valor del año que se desee, actualizando el valor del dinero de dicho año futuro al presente.

Uno de los valores más interesantes que puede tomar n es el año en que el sistema finaliza su vida útil. Incorporando este valor u , número de años hasta fin de vida útil en lugar de n , se obtienen los costes totales, el rendimiento económico medio y el plazo de amortización a lo largo de toda la vida útil. Sustituyendo en las anteriores fórmulas se obtiene:

$$C'_u = \frac{I_0 + \sum_0^u c_{m,u} \cdot \frac{(1+i)^u - 1}{i \cdot (1+i)^u}}{u}$$

$$C_u = I_0 + c_{m,u} \cdot \frac{(1+i)^u - 1}{i \cdot (1+i)^u}$$

$$r_{m,u} = \frac{I_0}{C_u}$$

$$C_{u1} = C_{u2} ; \quad I_{01} + c_{m,u1} \cdot \frac{(1+i)^{u1} - 1}{i \cdot (1+i)^{u1}} = I_{02} + c_{m,u2} \cdot \frac{(1+i)^{u2} - 1}{i \cdot (1+i)^{u2}}$$

siendo: u = Número de años de vida útil de cada uno los sistemas de drenaje.

3. MATERIAL Y MÉTODOS. SELECCIÓN DE ALTERNATIVA ÓPTIMA

El agua de lluvia, sobre todo cuando es torrencial, provoca el arrastre de áridos, tierra y rocas en el talud, que obstruyen y taponan los elementos de desagüe que el hombre o la propia naturaleza habían construido anteriormente, inundándose la carretera con los consiguientes riesgos en seguridad vial y también con la formación de blandones y bacheos en la carretera.

También erosiona taludes de tierras que, en grandes proporciones, pueden dar origen a aludes y desprendimientos muy dañinos para todo lo que esté debajo de ellos. Es frecuente, por desgracia, que este tipo de deslizamientos dañe fuertemente a las infraestructuras de transporte, pero lo más grave es que puede llegar a socavar el terreno creando asientos importantes que llegan a destruir la obra lineal, pudiendo poner en riesgo vidas humanas (Cuanalo-Campos et al., 2011).

Por ello se afirma que, en infraestructuras del transporte, el agua es el enemigo a batir, o mejor dicho, a canalizar de manera que no llegue nunca a las capas resistentes del firme. Para ello se invierte más tiempo y dinero para lograr la consecución del objetivo propuesto.

Tanto es así, que en los proyectos de obra lineal, por norma general, el apartado de drenaje longitudinal en el presupuesto corresponde a un valor en torno al 5 % del montante total.

El análisis de la problemática específica de las obras lineales con el agua, permitirá el diseño de nuevos modelos de drenaje, que mejoren los que actualmente se proyectan y construyen para evitar la erosión en taludes y alargar la vida útil de las carreteras.

Por todo ello, se va a estudiar y proponer varias alternativas para solucionar estos problemas. Posteriormente se compararán con el modelo de drenaje actual, y de esta manera poder seleccionar el sistema óptimo.

3.1. Comparación y elección de alternativa óptima

Teniendo en cuenta las recomendaciones propuestas por el Ministerio de Fomento en la 5.2.-I.C. (1990) para el diseño de canales y las consideraciones expuestas en el manual de diseño de los E.E.U.U. de 1978 (Aisembry et al.), se comparan las ventajas y desventajas de cada una de las cuatro alternativas para seleccionar la óptima.

3.1.1. Drenaje tradicional (alternativa A)

En la actualidad los taludes de las carreteras típicos o característicos no llevan ningún tipo de tratamiento específico de drenaje superficial. Se compacta el talud de tierra según indicaciones del proyecto e incluso existen algunos casos donde, por motivos temporales o económicos, ni se compactan estos taludes.

Habitualmente al drenaje superficial de los taludes de obras lineales se le da menor importancia que la que requiere, tanto en la parte del presupuesto dedicada como en las tareas de ejecución, dedicándole un plazo de tiempo escaso.

Estos taludes por norma general no se encuentran limitados lateralmente. Para poder estudiar este tipo de taludes se ha construido un modelo a escala de dicho talud. Esta simplificación de la realidad se simula en la maqueta mediante un canal rectangular de ancho elevado (Fig. 3.1).

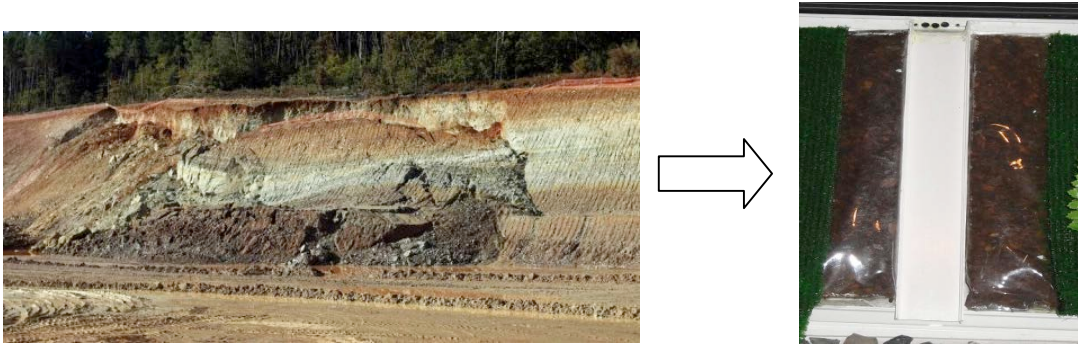


Fig. 3.1. Talud tradicional de obra lineal y su simulación mediante canal rectangular de ancho elevado.

VENTAJAS:

- Capacidad de conducción hidráulica grande, es decir, que el caudal (Q) que es posible evacuar es grande.
- Factor de sección geométrica elevada, ya que tiene ancho indefinido.
- Mayor velocidad media del fluido que implica un menor tiempo de evacuación de las aguas superficiales.

INCONVENIENTES:

- Al tener mayor velocidad el fluido, también hace que su fuerza de arrastre sea mayor, con lo que provoca una mayor erosión del canal. Todo esto conlleva una mayor inestabilidad del talud, con el consiguiente deslizamiento de ladera y asentamientos, provocados por el lavado de base y sub-base del firme que acaban por destruir nuestra obra lineal.
- Al tener una capacidad de conducción grande, el tiempo de anegamiento de cuneta es menor. La cuneta una vez colmatada de agua y sedimentos no puede realizar sus funciones correctamente.

Para el diseño y representación de los distintos sistemas de drenaje, se ha utilizado AUTOCAD 2015. Se ha creado una ficha técnica de cada una de las alternativas de drenaje donde se muestra el alzado, el perfil, la planta y la vista en perspectiva, dirección suroeste (en adelante, *SO*) de cada uno de los sistemas.

En la Fig. 3.2 se presenta la ficha técnica correspondiente al drenaje tradicional.

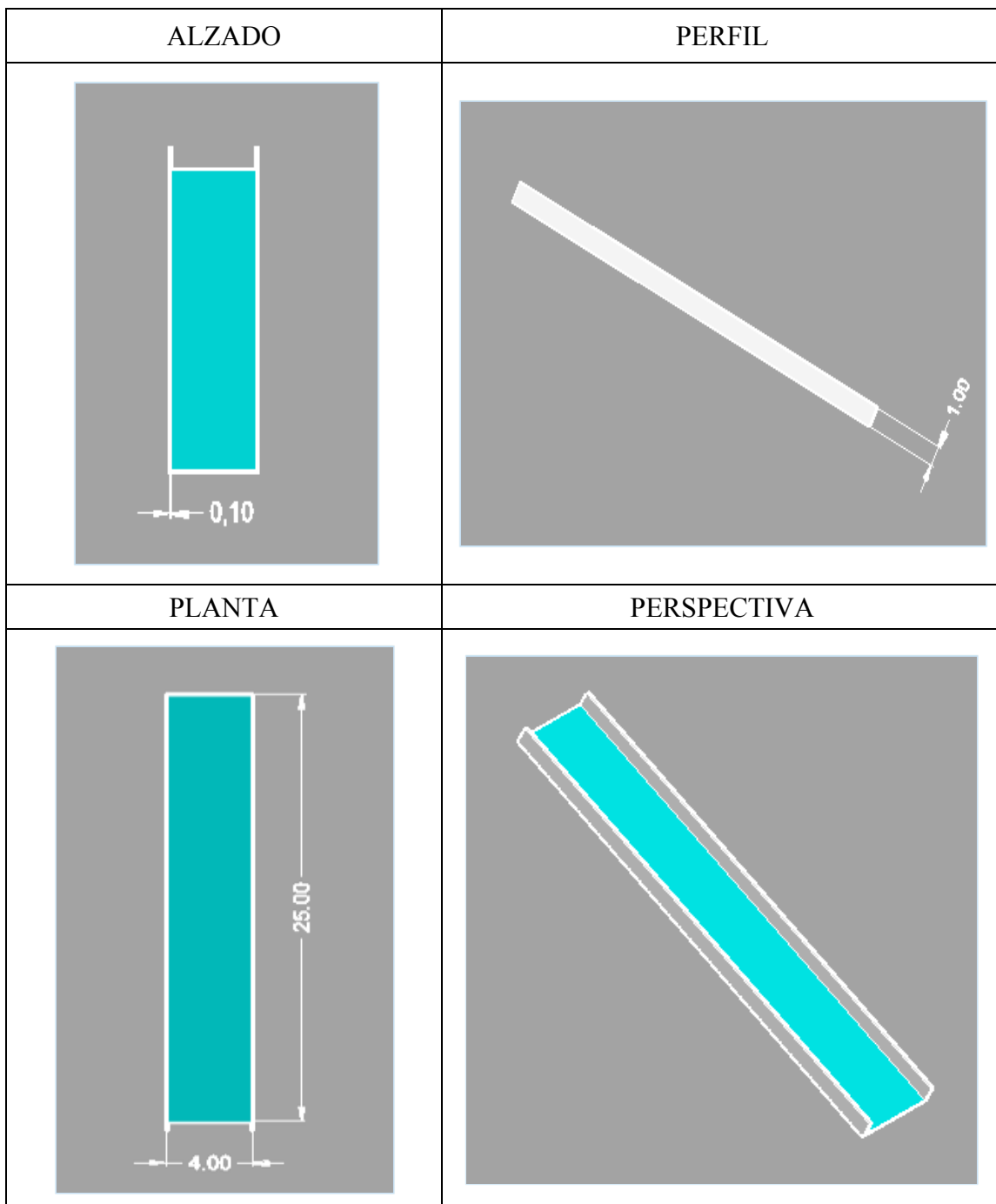


Fig. 3.2. Ficha técnica (alzado, perfil, planta y vista en perspectiva dirección suroeste, en adelante, *SO*) del drenaje tradicional (alternativa A).

3.1.2. *Drenaje con pequeños canales transversales (alternativa B)*

En esta ocasión se plantea un modelo de drenaje similar al anterior, pero con canales perpendiculares al margen de la carretera con mitad de ancho, dispuestos consecutivamente, creando surcos de conducción preferente de escorrentía de manera controlada.

Este sistema de drenaje propuesto se basa en otro habitualmente utilizado en los laterales de puentes, viaductos y túneles, conocido como bajantes (Fig. 3.3) y el material en el que se ejecuta es hormigón, elevando los costes del drenaje. Debido a estos costes su uso está limitado a ciertos casos puntuales.

VENTAJAS:

- Menor velocidad media del fluido, menor fuerza de arrastre, menor erosión, lo que implica un mayor tiempo de anegamiento de cuneta y menor inestabilidad en el talud.

INCONVENIENTES:

- Menor factor de sección geométrica, es decir menor área. El caudal puede rebasar los laterales del canal, acabando por destruir el sistema de drenaje, con lo que se crearían asientos en la obra lineal y acabaría por destruir la obra lineal.
- Mayor inversión inicial y plazo de ejecución.
- Mayor tiempo de evacuación de las aguas superficiales.
- Mayores costes de conservación y mantenimiento.



Fig. 3.3. Bajante en ramal de acceso a la ronda LE-30.

En la Fig. 3.4 se muestra la ficha técnica correspondiente al drenaje con pequeños canales transversales (alternativa B), con las vistas de alzado, perfil, planta y perspectiva.

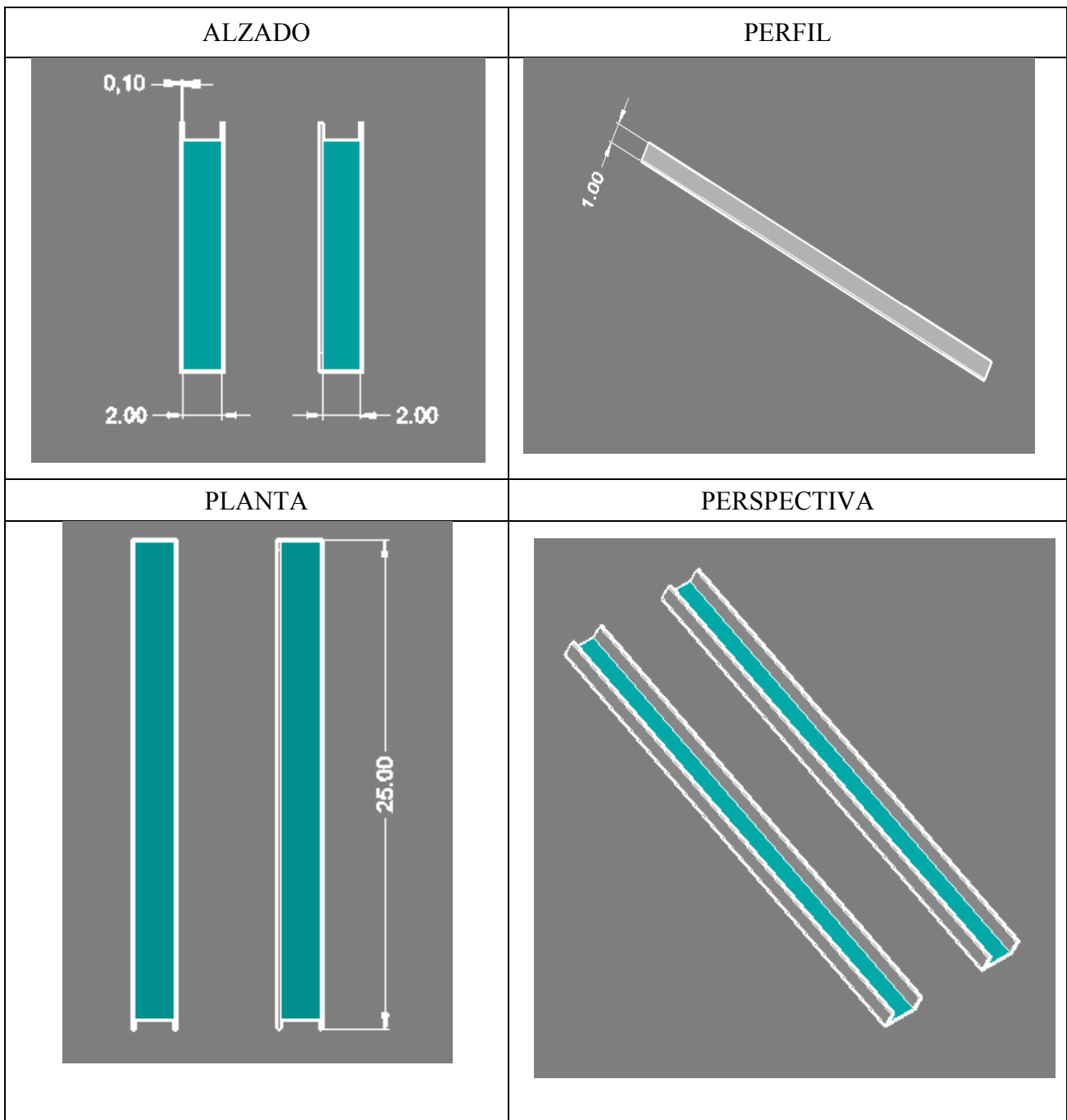


Fig. 3.4. Ficha técnica (alzado, perfil, planta y vista en perspectiva *SO*) del drenaje con pequeños canales transversales (alternativa B).

3.1.3. Drenaje con canales laterales (alternativa C)

Esta alternativa C consiste en 2 canales laterales transversales a la obra lineal con ramificaciones centrales dispuestas en la misma dirección para conectar los laterales.

En la Fig. 3.5 se muestra un sistema de drenaje en un talud de China, construido en hormigón para hacer frente a la erosión. En el diseño propuesto en esta tesis, se trabajará con el propio terreno, sin necesidad de emplear otro material en su construcción, adaptándolo según convenga mediante zanjas.

VENTAJAS:

- Menor velocidad media del fluido, menor fuerza de arrastre y por lo tanto menor erosión, lo que implica un mayor tiempo de anegamiento de cuneta y menor inestabilidad en el talud.

INCONVENIENTES:

- Las ramificaciones centrales acaban por desgastar el lateral del canal, por lo que no cumple con la función de drenaje y acabará por destruir la obra lineal.
- Si el agua que circula por los canales centrales rebasa los márgenes del canal, acabará por destruir los canales centrales que se han dispuesto; con lo que se pasaría a tener dos canales laterales con muy poca capacidad hidráulica que se pueden rebasar fácilmente y el drenaje no cumpliría las funciones para las que fue diseñado.
- Mayor inversión inicial y plazo de ejecución.
- Mayor tiempo de evacuación de las aguas superficiales.
- Mayores costes de conservación y mantenimiento.

En la Fig. 3.6 se presenta la ficha técnica correspondiente al drenaje con canales laterales (C), con las vistas de alzado, perfil, planta y perspectiva.



Fig. 3.5. Sistema de drenaje empleado en un talud de China para minimizar la erosión.

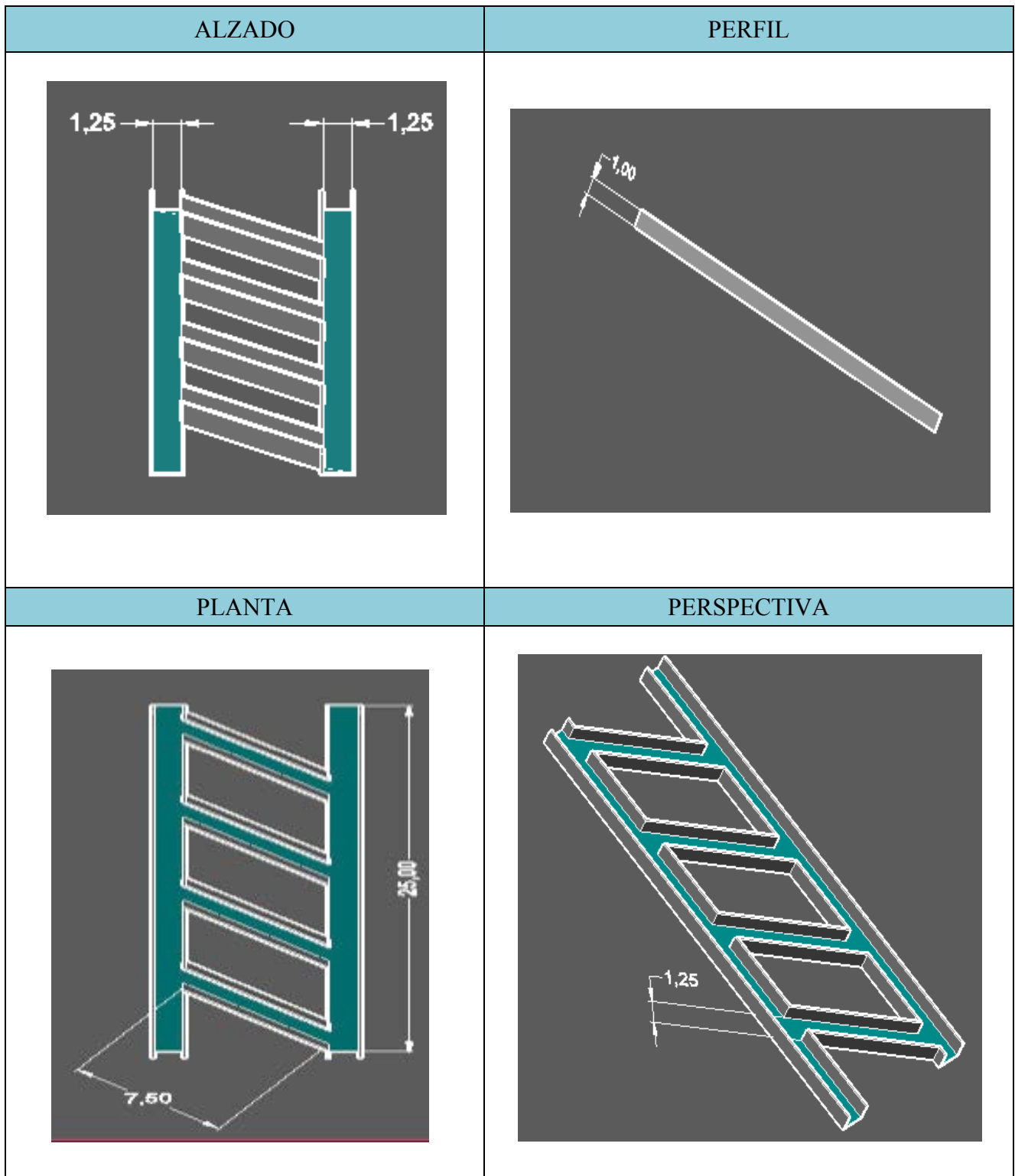


Fig. 3.6. Ficha técnica (alzado, perfil, planta y vista en perspectiva *SO*) del drenaje con canales laterales (alternativa C).

3.1.4. Drenaje ramificado (alternativa D)

En este caso se opta por 2 canales laterales transversales a la obra lineal y ramificaciones centrales en forma de zigzag que desaguan en los canales laterales.

En la Fig. 3.7 se muestra una fotografía de un ejemplo de drenaje en forma de zigzag, que se denominará en lo sucesivo *drenaje ramificado*.

VENTAJAS:

- Menor velocidad media del fluido, menor fuerza de arrastre y por lo tanto menor erosión, lo que implica un mayor tiempo de anegamiento de cuneta y menor inestabilidad en el talud.
- Estructura más resistente a los esfuerzos producidos, ya que se emplea el diseño de dos tirantes formando un triángulo equilátero, la tradicional cruz de San Andrés tan habitual en cualquier estructura metálica.
- Con la vorticidad que se produce en las esquinas de las ramificaciones, el agua pierde fuerza y los laterales del canal van a conservarse durante más tiempo.
- Por efecto de la tensión superficial, el agua que circula por los canales centrales se pega a las paredes de ellos, evitando el rebase de los canales centrales.

INCONVENIENTES:

- Mayor coste de conservación y mantenimiento.
- Mayor inversión inicial y plazo de ejecución.
- Mayor tiempo de evacuación de las aguas superficiales.

En la Fig. 3.8 se presenta la ficha técnica correspondiente al drenaje ramificado (alternativa D), con las vistas de alzado, perfil, planta y perspectiva.

En la actualidad, es más común en las obras lineales emplear medidas paliativas o correctoras cada vez que se genera un problema en el talud. Esto supone una inversión importante de tiempo y de dinero.



Fig. 3.7. Sistema de drenaje en forma de zigzag, en lo sucesivo, drenaje ramificado.

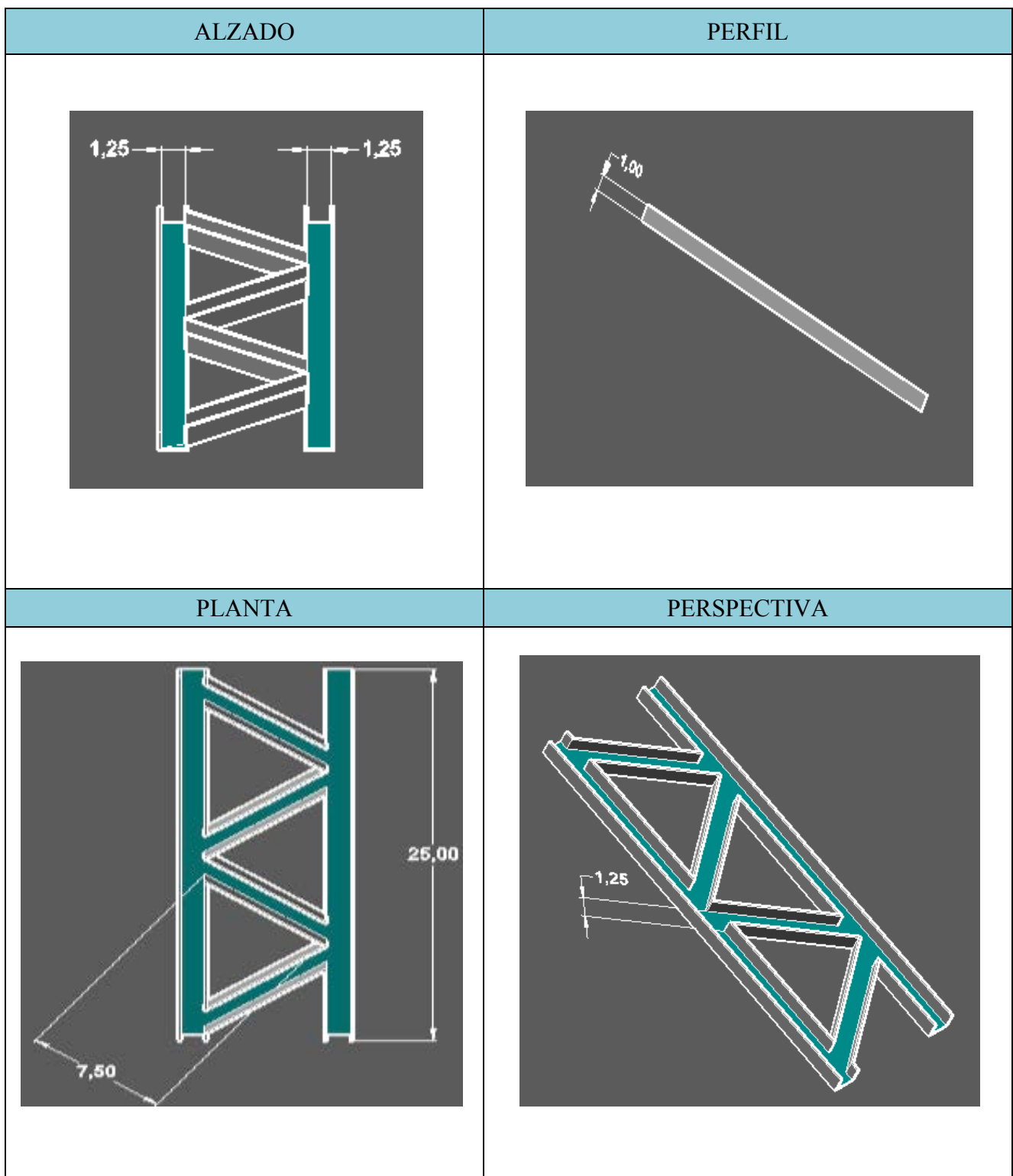


Fig. 3.8. Ficha técnica (alzado, perfil, planta y vista en perspectiva SO) del drenaje ramificado (alternativa D).

En esta Tesis se plantea una nueva metodología de trabajo aplicando medidas preventivas en los taludes. Si se selecciona cualquiera de las alternativas propuestas (B, C o D en lugar de la actual, se requerirá una mayor inversión inicial y unos costes de mantenimiento y conservación superiores a los actuales. Pero esta inversión inicial

se recuperará en el futuro al evitar tener que realizar obras, cuando el talud se estropee, ahorrando esa inversión de tiempo y dinero adicional.

Parece ser que la alternativa óptima es la D, porque conlleva los mismos inconvenientes que las otras dos alternativas pero no tiene ninguna desventaja añadida, exceptuando la inversión inicial y costes de conservación y mantenimiento.

Para evaluar las alternativas de manera objetiva y más precisa, se crea la Tabla 3.1 donde se evalúan y comparan las características principales de cada una de las alternativas planteadas, teniendo en cuenta las ventajas y desventajas explicadas anteriormente. La valoración se puntuó de 1 a 5, siendo 5 la máxima puntuación (bueno) y 1 la mínima (malo). La máxima puntuación establecida son 45 puntos, ya que se tienen en cuenta 9 variables distintas.

Las dos alternativas con mayor puntuación son el drenaje tradicional (alternativa A) con 28 puntos, debido a su menor coste de inversión y mantenimiento, y la alternativa D con 32 debido sobre todo a su resistencia frente a la deformación y erosión.

Si se opta por la alternativa D, en principio se supone que se aumentará la vida útil del sistema de drenaje y también de la obra lineal con respecto a la actual, por lo que aunque al principio suponga una mayor inversión inicial y existan mayores costes de mantenimiento y conservación, se protegerá a la carretera de las aguas de escorrentía superficial, y se conseguirá un talud más estable.

El sistema de drenaje tradicional acabará por destruir la obra lineal, con lo que conllevará un coste económico altísimo en comparación con los costes de instalación y mantenimiento de la alternativa propuesta. Esta inversión y costes de mantenimiento supuestamente se recuperarán en un plazo de amortización menor que la tradicional, siempre que los costes de este nuevo sistema de drenaje eviten la inversión en medidas paliativas como muros de contención o en la rehabilitación de la obra lineal.

Tabla 3.1. Comparación de alternativas A, B, C y D según las distintas características hidráulicas, estructurales, ambientales, y económicas.

Alternativa	A	B	C	D
Velocidad media del fluido	2	3	4	5
Capacidad hidráulica	4	3	2	2
Tiempo de evacuación	4	3	2	2
Resistencia a deformación	3	2	3	4
Fuerza de arrastre	2	3	4	5
Erosión	2	3	4	5
Inversión inicial	4	3	2	2
Costes de conservación y mantenimiento	4	4	2	2
Vida útil estimada	3	1	4	5
Valor Total	28	25	27	32

3.2. Diseño, materiales y construcción de una maqueta de ensayo

Se pretende evaluar de manera experimental, si el nuevo tipo de canalización empleado es menos agresivo y dañino para la conservación de las infraestructuras. Para ello es necesaria la construcción de una maqueta o modelo a escala 1/100 de un talud típico de terraplenes/desmotes en una obra lineal genérica de España.

Esta metodología de trabajar es comúnmente usada por el *CEDEX* (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas) desde hace muchos años y se considera una forma objetiva de comprobar la suposición planteada.

Antes de su diseño y construcción al analizar el problema mediante una maqueta o modelo, es necesario tener en cuenta que existen una serie de errores o desviaciones que no se producirían en un estudio realizado a escala real.

3.2.1. Modelación física en hidráulica

La modelación hidráulica es la reproducción, a escala reducida, de fenómenos, estados o procesos relevantes del flujo del agua. Las magnitudes físicas o hidrodinámicas en el “modelo hidráulico” deben corresponder a las magnitudes en la naturaleza, bajo determinadas leyes, que reciben el nombre de “escalas”.

Un modelo hidráulico satisface los requerimientos de la similitud geométrica, de la similitud cinemática y, en último término, de la similitud dinámica. En la mayoría de los casos de la ingeniería hidráulica, no es factible económica ni técnicamente la similitud dinámica completa. Sin embargo, es posible y científicamente justificable, utilizar los criterios de la similitud dinámica restringida. Esto significa que el ingeniero debe seleccionar las fuerzas predominantes en determinado fenómeno hidráulico y garantizar, con el diseño y la operación en el modelo, que las variables que deben controlarse, se encuentran simuladas en la escala correspondiente y en forma apropiada.

a) Similitud geométrica, cinemática y dinámica.

La similitud geométrica determina que la relación de dimensiones homólogas entre la realidad y la maqueta es constante, denominándose a dicha relación “escala geométrica” o simplemente “escala”.

$$L_{\lambda} = \frac{l_m}{l_r} = \frac{b_m}{b_r} = \frac{h_m}{h_r} \quad \text{Longitud}$$

donde l es longitud, b anchura y h altura. Los subíndices r y m se refieren a parámetros de la maqueta y de la realidad respectivamente, y el subíndice λ indica la relación de cantidades de maqueta a realidad.

La similitud cinemática implica la similitud de movimientos realidad-maqueta, lo que junto a la semejanza geométrica determina que las trayectorias de partículas homólogas *realidad-maqueta* sean semejantes. En este caso, la relación se conoce como “escala de tiempos”.

$$v_{\lambda} = \frac{v_m}{v_r} = \frac{(v_1)_m}{(v_1)_r} = \frac{(v_2)_m}{(v_2)_r} \quad \text{Velocidad}$$

La similitud dinámica entre dos sistemas geométrica y cinemáticamente semejantes supone la constancia de la relación de masas y, por lo tanto, de fuerzas en elementos homólogos. La relación entre masas es la “escala de masas”.

$$F_{\lambda} = \frac{(F_1)_m}{(F_1)_r} = \frac{(F_2)_m}{(F_2)_r} \quad \text{Fuerza}$$

La búsqueda correcta de las relaciones que conectan entre sí las distintas magnitudes de un fenómeno físico se llama análisis dimensional.

Los parámetros básicos necesarios para cualquier análisis dimensional en mecánica de fluidos son los que dependen de las propiedades del fluido, los que dependen de la geometría del canal, y los correspondientes a las propiedades del flujo, esto es:

- densidad del agua ρ (kg/m³),
- viscosidad dinámica μ (N·s/m²),
- Tensión superficial σ (N/m),
- módulo de elasticidad E_b (Pa),
- aceleración de la gravedad g (m/s²),
- longitud del canal L (m) y dimensiones del mismo,
- velocidades v (m/s)
- diferencias de presión ΔP (Pa).

Si se tienen en cuenta todos los parámetros antes citados, se puede indicar la siguiente función:

$$f_1(\rho, \mu, \sigma, E_b, g, L, v, \Delta P) = 0$$

Existen 8 parámetros básicos, cuyas dimensiones pueden agruparse en 3 categorías: masa (M), longitud (L), y tiempo (t).

Basándose en esto, de acuerdo al teorema π de Buckingham formulado en 1915, es posible simplificar la expresión anterior, agrupando las variables en una serie de números adimensionales independientes, que serán los que resulten de la diferencia entre el número de variables (ocho) y el número de dimensiones (tres). Por tanto, la función anterior puede ser expresada en función de cinco números adimensionales.

$$f_2\left(\frac{v}{\sqrt{g \cdot L}}; \frac{\rho \cdot v^2}{\Delta P}; \frac{\rho \cdot v \cdot L}{\mu}; \frac{v}{\sqrt{\frac{\sigma}{\rho \cdot L}}}; \frac{v}{\sqrt{\frac{E_b}{\rho}}}\right) \quad \text{por tanto:} \quad f_2(Fr; Eu; Re; We; Ma)$$

donde: Fr = Número de Froude, que caracteriza la relación de las fuerzas inerciales frente a las gravitacionales.

Eu = Número de Euler, es proporcional a la relación de fuerzas inerciales y las de presión.

Re = Número de Reynolds, caracteriza la relación de las fuerzas inerciales con respecto a las viscosas.

We = Número de Weber, es proporcional a la relación de fuerzas inerciales con respecto a las de capilaridad (tensión superficial).

Ma = Número de Sarrau-Mach, caracteriza la relación de las fuerzas inerciales con respecto a las elásticas.

Como se ha explicado con anterioridad, hay que seleccionar la fuerza predominante en este caso de estudio. Al ser un flujo en superficie libre en una estructura hidráulica, la fuerza predominante es la gravitatoria. Por lo tanto, el número de Froude es el que mejor se ajusta para la simulación que se lleva a cabo. De esta manera:

$$Fr_m = Fr_r$$

Si la aceleración gravitacional es la misma tanto en la realidad como en la maqueta, una modelación de número de Froude implica que:

$$v_\lambda = \sqrt{L_\lambda}$$

En este caso particular:

$$L_\lambda = 100 \Rightarrow v_\lambda = 10 \Rightarrow v_p = 10 \cdot v_m$$

Es decir, multiplicando por 10 los resultados de las velocidades experimentados en la maqueta, se puede calcular la velocidad del fluido en la estructura a escala real.

3.2.2. Materiales empleados en la construcción de la maqueta

Los materiales empleados en la construcción de la maqueta han sido:

- Mueble a medida realizado con madera de pino, paneles de metacrilato, soporte de ruedas, tornillos, bisagras, herramientas, etc...
- Laterales con escollera, grava y suelo seleccionado.
- Frontal con tapices de césped artificial y tierra vegetal.
- Drenaje de la obra lineal. Para ello se ha empleado canaleta eléctrica del tamaño apropiado para modelar las obras de drenaje longitudinal de la carretera (*ODL*) o conocidas tradicionalmente como cunetas. Además se ha simulado el drenaje transversal de la carretera mediante tubos que conectan cuneta de aguas arriba con cuneta aguas abajo.
- Drenaje del talud. Se han utilizado canaletas eléctricas para simular los canales de desagüe del terraplén.
- Zona de bombeo. Se ha usado una bomba con potencia apropiada para el ciclo hidráulico cerrado, depósito de agua, tubos de desagüe, abrazaderas de sujeción, filtros de carbón activo, empalmes de presión, manguitos y teflón, llave de paso de doble salida, etc...
- Adornos. Estos consisten en un muro de zahorra, árboles y arbustos variados, etc...

3.2.3. Construcción del modelo

La maqueta a escala 1:100 está compuesta por dos laterales exactamente iguales, en los que se puede observar los estratos de una montaña genérica de España; teniendo escollera en el estrato inferior (su potencia es de 15 m), grava en el intermedio (potencia de 15 m) y tierra en el superior (potencia de 10 m). Para pasar a la subbase de la carretera compuesta por suelo seleccionado (1.5 m de espesor), y la base compuesta por zahorra artificial de 50 cm de espesor y mezclas bituminosas en caliente S-12 y D-12 de 20 cm de espesor.

Se pueden observar los laterales de la maqueta (Fig. 3.9) y además en su parte frontal (Fig. 3.10), se representa un talud característico de las obras lineales españolas y los dos sistemas de drenaje a comparar, el tradicional y el investigado.



Fig. 3.9. Foto de los laterales de la maqueta.



Fig. 3.10. Frontal de la maqueta.

Para calcular cuál es la pendiente que se va a utilizar en la maqueta, se han usado la Tabla 3.2 y Tabla 3.3 donde se observan las pendientes típicas para taludes en desmonte y terraplén.

Como se puede observar en las tablas, la pendiente sugerida más tendida es 2H:1V, es decir, el ángulo θ es igual a 30° . Hay que tener en cuenta que las pendientes de los taludes son muchas y variadas dependiendo del terreno y de su orografía. Como en la provincia de León la arena es más típica, se elige ésta con una pendiente 2H:1V.

Sólo queda por diseñar la parte hidráulica y en este caso se ha optado por un ciclo reversible de agua, es decir, se bombea el agua desde el depósito que se puede observar en la Fig. 3.11.

El agua es bombeada a la cuneta de la carretera para que, por medio de las obras de drenaje transversal instaladas, pueda pasar a la otra cuneta y así abastecer a los dos canales de drenaje del experimento (alternativa A o canal 1 y alternativa D o canal 2).

Tabla 3.2. Pendientes típicas para taludes de carreteras en desmonte (Suárez, 1998).

MATERIAL	PROPIEDADES	ALTURA DEL CORTE (m)	PENDIENTE SUGERIDA
Roca dura			0.3H:1V a 0.8H:1V
Roca blanda			0.5H:1V a 1.2H:1V
Arena	Poco densa		1.5H:1V a 2H:1V
Suelo arenoso	Denso	Menos de 5	0.8H:1V a 1H:1V
		5 a 10	1H:1V a 1.2H:1V
	Poco denso	Menos de 5	1H:1V a 1.2H:1V
		5 a 10	1.2H:1V a 1.5H:1V
Mezcla de arena con grava o masas de roca	Densa	Menos de 10	0.8H:1V a 1H:1V
		10 a 15	1H:1V a 1.2H:1V
	Poco densa	Menos de 10	1H:1V a 1.2H:1V
		10 a 15	1.2H:1V a 1.5H:1V
Suelos cohesivos		0 a 10	0.8H:1V a 1.2H:1V
Suelos cohesivos mezclados con masas de roca o bloques		Menos de 5	1H:1V a 1.2H:1V
		5 a 10	1.2H:1V a 1.5H:1V

Tabla 3.3. Pendientes típicas para taludes de carreteras en terraplén (Suárez, 1998).

MATERIAL DE RELLENO	ALTURA DEL RELLENO(m)	PENDIENTE SUGERIDA
Arena o grava de buena calidad SW, GM, GC, GW, GP	Menos de 5	1.5H:1V a 1.8H:1V
	5 a 15	1.8H:1V a 2H:1V
Arena de mala calidad SP	Menos de 10	1.8H:1V a 2H:1V
Material rocoso	Menos de 10	1.5H:1V a 1.8H:1V
	10 a 20	1.8H:1V a 2H:1V
Suelos arenos arcillosos de buena calidad	Menos de 5	1.5H:1V a 1.8H:1V
	5 a 10	1.8H:1V a 2H:1V
Suelos arcillosos blandos	Menos de 5	1.8H:1V a 2H:1V

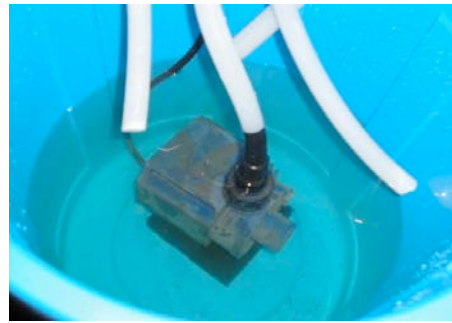


Fig. 3.11. Depósito del agua y grupo de bombeo.

3.3. Proceso de ensayos experimentales

Una vez construida la maqueta se van a realizar diferentes ensayos experimentales. Para ello se distinguen tres tipos de ensayo: ensayo en maqueta sobre *PVC*, ensayo en maqueta sobre arcilla y ensayo en terreno natural.

Posteriormente los resultados obtenidos se analizarán estadísticamente con el programa SPSS v. 21 realizando una prueba de normalidad (Kolmogorov-Smirnov y corrección de la significación de Lilliefors). Si su significación es mayor que 0.05 se tratan como normales, si son inferiores como no normales. Si los datos de la muestra son normales, se empleará un test paramétrico (en este caso, ANOVA), y si los datos no son normales, se utilizará un test no paramétrico (test U de Mann-Whitney).

3.3.1. Ensayo en maqueta con colorante sobre *PVC*

Consiste en calcular el tiempo que tarda una gota de agua en viajar desde el punto inicial del sistema de drenaje hasta llegar al final del canal. Una vez calculado el tiempo se obtiene la velocidad ya que se conoce la longitud de los canales.

Se deben realizar los ensayos en ambos métodos de evacuación de aguas de escorrentía, para así poder comparar las dos alternativas de drenaje, la alternativa A (tradicional) y la alternativa D (drenaje ramificado), seleccionada en el apartado anterior como óptima.

Los ensayos se realizan directamente sobre la propia superficie de los canales en la maqueta y como ambos sistemas de drenaje emplean el mismo material, se pueden comparar las mediciones.

Los canales son canaletas eléctricas fabricadas en *PVC*, manteniendo así el mismo valor de viscosidad y constantes hidrodinámicas en ambos casos.

Los ensayos deben realizarse en condiciones reproducibles, esto es, con igual humedad y presión atmosférica. Por ello deben ejecutarse ensayos en el canal 1 y en el canal 2 alternativamente, dejando un espacio de tiempo muy corto entre ambos ensayos.

Otro factor a tener en cuenta es el caudal de fluido empleado en los ensayos. Debe regularse el caudal de manera que siempre sea el mismo en todos los ensayos. En este

caso, se consigue el mismo caudal desde la posición de la bomba hasta la coronación del talud, con una bomba de 67 CV/230A.

Para reducir los posibles errores accidentales (por ejemplo, por la manipulación del cronómetro para medir los tiempos y calcular las velocidades), se realizan 30 ensayos en cada uno de los sistemas de drenaje.

El procedimiento a seguir en cada ensayo es el siguiente:

Se vierte en el agua unas gotas de colorante, cuatro en cada uno de los ensayos. Se tiñe el agua de color amarillo en el caso del sistema tradicional y de color azul en el caso de la nueva propuesta de drenaje ramificado, como se puede observar en la Fig. 3.12.

Se pone en marcha el cronómetro cuando la primera gota toca el agua y se para cuando la última gota ha llegado al final del canal.

Como la longitud que tienen los canales es conocida, a partir de la medida del tiempo transcurrido, se calcula la velocidad mediante la fórmula $v=e/t$, donde v es la velocidad media del fluido, e es el espacio recorrido o longitud de los canales y t el tiempo que se tarda en recorrerlos.

A partir de la velocidad media del fluido se puede calcular la energía específica del fluido y la fuerza de arrastre para ambos sistemas de drenaje con los métodos definidos en los apartados 2.3 y 2.5.4 respectivamente.

3.3.2. Ensayo en maqueta con colorante sobre arcilla

El ensayo que se va a realizar consiste en repetir el ensayo en maqueta sobre *PVC*, pero esta vez teniendo arcilla como terreno en lugar de *PVC*. El procedimiento que se ha seguido es el mismo, a excepción de que requiere moldear los canales en arcilla antes de su inicio, para posteriormente, verter el colorante y calcular el tiempo que transcurre. Una vez finalizada la toma de las mediciones en ambos sistemas se retira el material empleado y se limpia para realizar los ensayos posteriores.

Se repite el ensayo sobre arcilla debido a la abundancia de terrenos arcillosos (*CL*) en el territorio nacional, y también a que este material, la arcilla permite repetir los ensayos en condiciones comparables para ambos sistemas de drenaje.

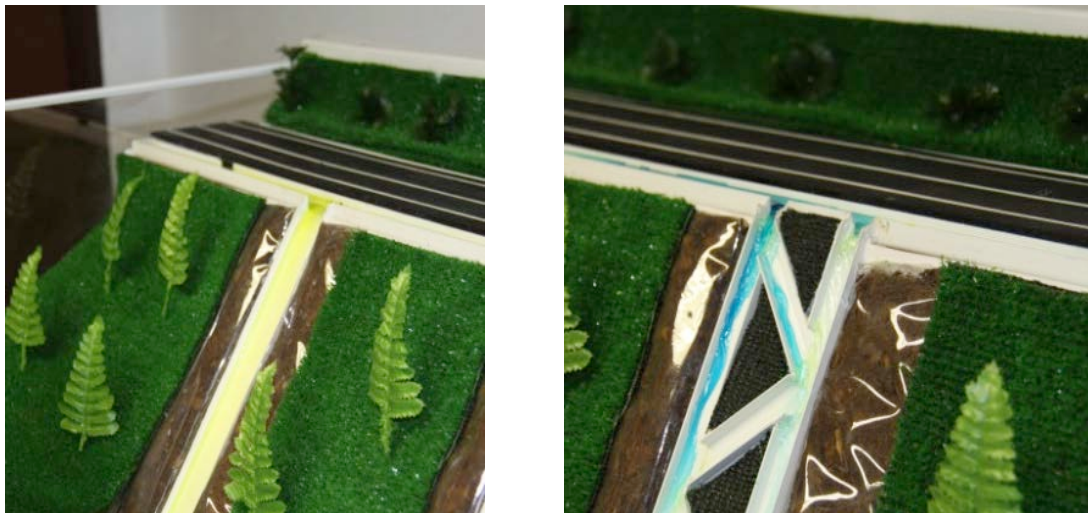


Fig. 3.12. Ensayo convencional en canal 1 (drenaje tradicional) y canal 2 (drenaje ramificado).

En esta ocasión no existe ciclo cerrado de agua, es decir, no se utiliza bomba de agua ni recogida en depósitos. Para poder lograr un caudal constante para los ensayos se ha empleado una marca en la llave de paso del caudal, con pieza que garantiza misma presión, para evitar desviaciones en los resultados.

Las condiciones de ensayo son muy similares en los ensayos con ambos sistemas, ya que se fueron tomando datos alternativamente en ambos canales. Estas condiciones deben ser las mismas en la medida de lo posible. De nuevo, se realizan 30 repeticiones con cada uno de los sistemas.

3.3.4. Ensayo en maqueta y análisis de los filtros con arcilla

Consiste en recoger el suelo movilizado por el movimiento del agua en ambos canales, para poder comparar lo que erosiona y sedimenta el drenaje tradicional y el drenaje ramificado.

En este ensayo el agua que recorre los canales es recogida y filtrada con filtros de café tipo cónico nº 2 para observar el suelo que queda retenido en el filtro. Se recogen 5 filtros de sedimentación para cada uno de los canales.

El proceso de toma de muestras es el siguiente:

Se prepara el sistema de drenaje, moldeando la arcilla encima de los canales de PVC. Se puede observar en la Fig. 3.14 como quedan los canales moldeados en arcilla.

Debe destacarse aquí que, al tratarse de un ciclo abierto de agua, el agua puede ensuciarse de sedimentos y podría obturar la bomba. Para evitar esto, se incorpora un nuevo depósito en el que se recogen las aguas con impurezas, evitando que entren de nuevo en el sistema de drenaje. Es antes de este segundo depósito donde se sitúa el filtro que retiene las partículas de suelo y sedimentos. En la Fig. 3.15 se puede observar detalle de los depósitos y filtro de recogida de sedimentos.

El depósito de agua limpia se llena hasta una marca, y se considera un ciclo cuando toda el agua atraviesa el circuito. Necesita unos 20 minutos para atravesar el circuito. Se procede al vaciado del depósito de agua con impurezas y al llenado del depósito de agua limpia.



Fig. 3.14. Canal 1 (drenaje tradicional) y canal 2 (drenaje ramificado) moldeados en arcilla.



Fig. 3.15. Depósito de recogida de agua con sedimentos y embudo de sedimentación.

Debe señalarse aquí que, para que en la recogida de filtros, la arcilla fuese perceptible a la vista en alguno de los filtros, se necesitó un flujo continuado de agua de 1 hora y 20 minutos, ya que hasta que no hubo transcurrido ese tiempo, no fue posible apreciar en los filtros el transporte de arcilla en suspensión.

Posteriormente se dejan secar los filtros en un sitio sin luz solar, con temperatura constante de 7° C, durante 10 días para que se sequen completamente. Transcurrido este tiempo se pueden observar los pigmentos de la arcilla erosionada por el agua depositada en el filtro, pudiendo así comparar ambos canales, 1 y 2.

Se realizan las fotografías de cada uno de los filtros, con una cámara de fotos Nikon D2X (Shutter: 1/60, Aperture: F4.2, Focal length: 50 mm), a una altura de 0.65 m con la ayuda de un trípode. Cada una de las fotografías tiene un tamaño de 4288x2848 píxeles.

Para el tratamiento de las imágenes se ha utilizado el software Adobe Photoshop CC 2015 como aconsejan varios autores (Camacho G.E. et al., 2013). Se han extraído los histogramas colorimétricos de cada filtro, para poder comparar tanto la intensidad del color como su dispersión. Analizando estos datos se puede obtener la evolución de la erosión en los canales a lo largo del tiempo.

Una vez realizado el ensayo se limpia exhaustivamente para volver a realizar el siguiente ensayo. No pueden quedar impurezas de ensayos anteriores para evitar errores en los resultados.

3.3.5. *Ensayo en terreno natural de análisis gravimétrico*

Este ensayo intenta determinar el arrastre de material en condiciones naturales, es decir, sobre el terreno, con ambos sistemas de drenaje: el tradicional y el ramificado.

En este ensayo el agua que recorre ambos canales es recogida y filtrada para observar el suelo que queda retenido en el filtro. Se recogen 10 embudos de sedimentación para cada uno de los canales. Se han realizado el doble de ensayos que con arcilla debido a que existen más posibilidades de infiltración y de pérdidas de muestra en la recogida, por la mayor dificultad que tiene trabajar a la intemperie.

El plan a seguir en este ensayo es el siguiente:

Se prepara el sistema de drenaje, adaptando siempre los canales a sus dimensiones originales de partida antes de cualquier ensayo.

Como se ha explicado en el punto anterior, el ciclo de agua es abierto, con lo que no existen depósitos de recogida ni bombeo de agua como tal, pero se ha adaptado un depósito (Fig. 3.16) que nos sirva de apoyo en la recogida de sedimentos filtrados ayudados por material auxiliar como un embudo.

El suelo movilizado será recogido por el filtro y será tratado gravimétricamente. Por lo tanto, se necesita conocer previo a la instalación del filtro en el campo, el peso exacto del mismo. Por ello, se procederá al pesado en balanza de precisión de los mismos, previo secado en estufa durante 24h a 105 °C.

Posteriormente se realizan los ensayos, y los filtros ya con las partículas arrastradas volverán a secarse en estufa (Fig. 3.17.a) Se pesarán en balanza de precisión ± 0.1 mg (Fig. 3.17.b) tras estabilizarse en desecador.

3.3.6. Ensayo en maqueta de estimación de vida útil sobre arcilla

El objetivo de este ensayo es calcular la vida útil de ambos sistemas de drenaje en suelo arcilloso (CL), es decir, se calcula cuando dejan de realizar las funciones para las que se crearon y después se comparan los resultados obtenidos con ambos sistemas de drenaje.



Fig. 3.16. Depósito adaptado para recogida de agua con sedimentos *in situ* y embudo de sedimentación.



Fig. 3.17. a) Estufa Digithead 52L. b) Balanza de precisión Ohaus Discovery DV114C.

Se han realizado 10 ensayos de estimación en cada uno de los sistemas de drenaje.

Se han moldeado ambos canales en arcilla, dejando 24 horas para su secado entre un ensayo y el siguiente. Se procede al vaciado del depósito de agua con impurezas y a la conexión al circuito del depósito de agua limpia.

El proceso en el ensayo es el siguiente:

Se inicia el ciclo de bombeo y se deja que circulen ciclos de caudal alternativamente por cada uno de los canales, hasta que sea perceptible el desgaste de la arcilla (Fig. 3.18.a).

Se sigue bombeando agua, hasta que la estructura hidráulica entra en colapso, es decir, se destruye. Se considera fin de vida útil cuando en el canal aparece una pérdida de cobertura de arcilla que supera los 5 cm lineales medidos en línea de máxima pendiente, que se suele producir a partir del comienzo del canal o del final del mismo (Fig. 3.18.b).

3.3.7. *Ensayo en terreno natural de estimación de vida útil*

En este ensayo se calcula la vida útil de ambos sistemas de drenaje in situ en suelo franco-arenoso (SW), mediante la medición del tiempo que necesita cada estructura para perder 10 cm lineales de terreno desde el inicio o el final del canal.

Se realizan 10 ensayos en ambos canales, con condiciones semejantes en cada uno de los sistemas estudiados.

El proceso en el ensayo es el siguiente:

Se abre la llave de paso tanto en un sistema como en otro, dejando que circule el agua por los canales 1 y 2.

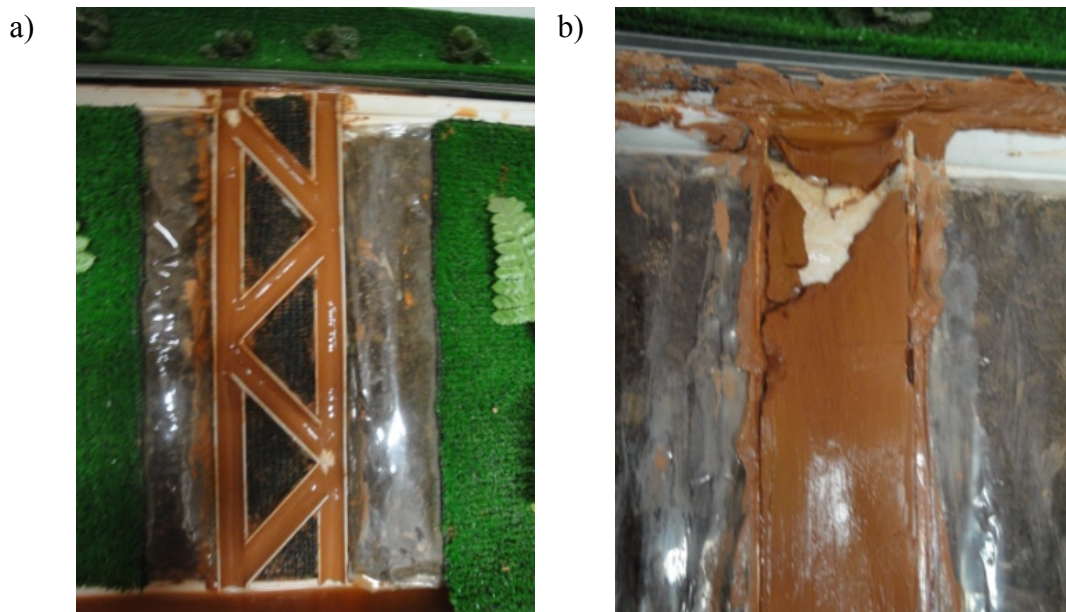


Fig. 3.18. a) Desgaste perceptible en el drenaje ramificado. b) Última etapa de vida útil del drenaje tradicional.

3.3.8. Ensayo en terreno natural: estimación de vida útil

En este ensayo se calcula la vida útil de ambos sistemas de drenaje *in situ*, esto es, en suelo franco-arenoso (*SW*), mediante la medición del tiempo que necesita cada estructura para perder 10 cm lineales de terreno desde el inicio o el final del canal.

Se realizan 10 ensayos en ambos canales, con condiciones semejantes en cada uno de los sistemas estudiados.

El proceso en el ensayo es el siguiente:

Se abre la llave de paso tanto en un sistema como en otro, dejando que circule el agua por los canales 1 y 2.

Se deja que siga circulando el agua, calculando el tiempo que aguantan tanto uno como otro sistema, hasta que el sistema hidráulico se destruye o deja de realizar las funciones de drenaje para las que se creó.

3.3.9. Estudio de viabilidad económica

Para la estimación presupuestaria de ambos sistemas de drenaje, se ha utilizado como modelo un caso concreto del que se conoce su presupuesto y plazo de ejecución. Este talud fue diseñado siguiendo el sistema tradicional. Por lo tanto, se estima con él los costes aproximados de un canal como el tradicional con una vida útil similar.

Se deben añadir las partidas económicas propias del canal ramificado, como son los gastos en maquinaria y en recursos humanos utilizados, debido al mayor detalle que exige este canal respecto al tradicional.

Para la estimación presupuestaria de las distintas construcciones se ha empleado el software Presto v.8 con las bases de precio genéricas y Cypecad v.2012.

Para la estimación del plazo de ejecución del canal 2 se usa el software Microsoft Project, añadiendo dichas partidas. Después empleando diferentes indicadores económicos (apartado 2.6) se comparan los canales.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Cálculos previos a los ensayos

Antes de construir la maqueta se van a realizar una serie de cálculos hidráulicos previos, para comprobar teóricamente las diferencias que se podrían detectar entre las dos alternativas estudiadas.

Se buscarían, por tanto, las diferencias entre la forma tradicional de drenaje (Canal 1) y la alternativa propuesta (Canal 2).

4.1.1. Método teórico de canales hidráulicos

A continuación se realizan los cálculos hidráulicos previos, tanto para el canal 1 como para el canal 2, siguiendo el método teórico de canales hidráulicos explicado con detalle en el apartado 2.2. Para dichos cálculos se contemplan los siguientes valores:

- La pendiente del canal (I) va a ser constante en los dos casos ya que el talud es el mismo e igual a 0.5.
- El coeficiente de Manning (n , Tabla 2.1) será el mismo para ambos sistemas de drenaje pues en ambos se emplea el mismo material, *PVC*. En este caso se utilizará el valor de 0.014.
- El caudal bombeado (Q) es constante e igual a 1800 l/h, esto es, $5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$.
- La sección del canal tradicional (canal 1) debe ser igual a la sección del canal ramificado (canal 2).

Con todos estos datos se calcula la velocidad en cada uno de los sistemas de drenaje a lámina saturada de agua (Tabla 4.1), según el método de cálculo de cunetas (explicado con más detalle en el apartado 2.4). Como se puede observar, la velocidad en el drenaje ramificado es un 6% inferior al del drenaje tradicional.

4.1.2. Método de las energías

Aplicando la ecuación de energía específica ya descrita en el punto 2.3, se puede calcular la energía para una sección cualquiera del Canal 1 y 2. Teniendo en cuenta los parámetros geométricos y materiales empleados, como son la altura de la lámina de agua en el canal ($d \cdot \cos\theta$) que en ambos casos será igual a 0.001 m y un coeficiente α constante e igual a 1 en ambos casos, debido a que se emplea la misma pendiente y los mismos materiales, se obtendría la energía específica (Tabla 4.1).

Se observa que la energía en el Canal 2 es un 12% menor a la energía del Canal 1, tal y como se supuso al comienzo, pero es necesario calcular cuánto se reduce la energía específica y velocidad media del flujo (Tabla 4.2).

Tabla 4.1. Velocidad media (v) y energía específica (E) del fluido en ambos canales.

	CANAL 1	CANAL 2
v (m/s)	38.57	36.20
E (kJ)	75.82	66.79

Tabla 4.2. Diferencia de velocidades (v_1-v_2) y de energías específicas teóricas (E_1 y E_2) entre ambos sistemas de drenaje. Se indican también los resultados porcentuales.

v_1-v_2 (m/s)	$E_1 - E_2$ (kJ)	$(v_1-v_2)/v$ (%)	$E_1 - E_2$ (%)
2.37	9.03	6	12

Teóricamente, según los métodos explicados en los apartados 2.2, 2.3 y 2.4, con el nuevo diseño propuesto, se conseguirá reducir la velocidad en 2.37 m/s, lo que implica a su vez una reducción de la energía específica del flujo de un 12%. Se debe ahora comprobar si esta reducción permanece constante al modificar la geometría, material y escala del proyecto.

4.1.3. Método de cálculo de erosión en canales

Hay que tener en cuenta que para poder utilizar este método de cálculo (desglosado en el apartado 2.5.3) se van a emplear las siguientes constantes y suposiciones expuestas en la Tabla 4.3.

Además se va a trabajar con los dos tipos de terreno que se utilizan en el trabajo: arcilloso (*CL*) y franco-arenoso (*SW*), cuyos diámetros de partícula (d_s) se obtienen de la Tabla 2.4 y se muestran en la Tabla 4.4.

Aplicando el método de cálculo de erosión en canales, lo primero que se calcula es la velocidad de caída de la partícula (Tabla 4.4).

Para calcular todos estos valores sólo se han tenido en cuenta las características intrínsecas del suelo que se erosiona. En estos cálculos no importa el diseño o características geométricas de los canales para el cálculo de velocidad de caída de las partículas o velocidad de sedimentación terminal.

A continuación, el método se desarrolla según las fórmulas expuestas en el punto 2.5.3, y se calcula cada una de las variables umbrales o frontera, cuyos valores se exponen en la Tabla 4.5.

Tabla 4.3. Densidad relativa de sedimento (s), fuerza de la gravedad (g), Coeficiente de arrastre (C_d), densidad específica del agua (ρ_{agua}), coeficiente de fricción de Darcy (f), y pendiente del canal (θ).

s (adimensional)	g (m/s ²)	C_d (adimensional)	ρ_{agua} (kg/m ³)	f (adimensional)	θ (adimensional)
2.65	9.81	0.5	999.97	2	0.5

Tabla 4.4. Velocidad de caída de la partícula (w_0) y diámetro de partícula (d_s).

	Arcilla	Franco-arenoso
w_0 (m/s)	$9.29 \cdot 10^{-3}$	0.147
d_s (m)	$2 \cdot 10^{-6}$	$5 \cdot 10^{-4}$

Tabla 4.5. Velocidad media del flujo (v_1 y v_2), esfuerzo cortante de frontera ($\tau_{0\ canal 1}$ y $\tau_{0\ canal 2}$) velocidad de corte de ambos canales (v_{*1} y v_{*2}). El subíndice 1 indica drenaje tradicional y el 2 drenaje ramificado.

v_1	v_2	$\tau_{0\ canal 1}$	$\tau_{0\ canal 2}$	v_{*1}	v_{*2}
(m/s)	(m/s)	(Pa)	(Pa)	(m/s)	(m/s)
3.54	3.38	3132.81	2856.01	1.77	1.69

Se aprecia como en todos los casos el valor del canal 1 supera en un 4% (v), un 8% (τ_0) y un 4% (v_*) al del canal 2.

El parámetro de estabilidad (τ_*) es el umbral del movimiento y equivale a la resistencia del terreno a erosionarse. Cuando $\tau_0 > \tau_*$ se inicia el movimiento de los sedimentos, por tanto depende del material del suelo que sedimenta y los resultados se presentan en la Tabla 4.6.

Comparando los valores frontera y umbral para ambos terrenos se obtiene las siguientes inequaciones:

$$\tau_{*CLcanal1} = 96775.21 < \tau_{0canal1} = 3132.81 > \tau_{*SWcanal1} = 387.10$$

$$\tau_{*CLcana2} = 88224.62 < \tau_{0canal2} = 2856.01 > \tau_{*SWcanal2} = 352.89$$

Siempre que la capacidad de arrastre del líquido (τ_0) sea mayor que la resistencia que ofrece el terreno a erosionarse (τ_*), se producirá un arrastre de partículas.

La diferencia que existe entre el esfuerzo cortante frontera y el umbral en arcillas es tan amplia que implica que no va a producirse erosión en ninguno de los dos canales.

Sin embargo, el valor del umbral en terreno franco-arenoso es mucho menor, por lo que en ambos canales se producirá mucha erosión.

Por lo tanto, no se puede concluir con este análisis, si el sistema propuesto supone alguna ventaja respecto al sistema tradicional con el estudio teórico. Se propone la realización de más ensayos para obtener y comparar resultados de la erosión producida en ambos canales experimentalmente

Tabla 4.6. Parámetro de estabilidad en terreno arcilloso ($\tau_{*CL\ canal 1}$ y $\tau_{*CL\ canal 2}$) y en terreno franco-arenoso ($\tau_{*SW\ canal 1}$ y $\tau_{*SW\ canal 2}$) para ambos canales.

$\tau_{*CL\ canal 1}$	$\tau_{*CL\ canal 2}$	$\tau_{*SW\ canal 1}$	$\tau_{*SW\ canal 2}$
(adimensional)	(adimensional)	(adimensional)	(adimensional)
96775.21	88224.62	387.10	352.89

4.1.4. Método de cálculo de fuerza de arrastre

Antes de efectuar los ensayos, se calculó la fuerza de arrastre en cada uno de los sistemas de drenaje, mediante la aplicación del método simplificado definido en el punto 2.5.4 Esta aproximación teórica de capacidad erosiva del fluido dió como resultado los datos obtenidos en la Tabla 4.7.

Aproximadamente son 10 N de diferencia según los cálculos teóricos realizados. Se puede afirmar por tanto que la erosión producida por el fluido del canal 2 es inferior, ya que posee menor fuerza de arrastre que la del canal 1.

Actualmente no se han encontrado referencias (estudios y artículos técnicos y científicos, libros, documentación y ensayos), que puedan corroborar las aseveraciones o complementar los ensayos realizados, ya que la propuesta de este nuevo diseño de drenaje es una propuesta original y novedosa.

Sin embargo, existen varios ejemplos de diferentes experiencias con nuevos diseños de drenaje similares a la propuesta estudiada en este trabajo que se describen a continuación:

- En 2006 (Moore) se propuso una nueva forma de drenaje en taludes para el este de Tenesse, ya que había problemas de estabilidad de taludes en las carreteras, debido a que en la zona era predominante el suelo kárstico. La propuesta que hicieron fue construir zanjas horizontales en los taludes con una distancia entre ellos de 5 metros. A partir de su implantación se mejoró de forma considerable el problema, incorporándolo el gobierno de EEUU en su manual de construcción de carreteras posteriormente como solución habitual cuando se trabaja en suelo kárstico.
- Otra propuesta, fue la actuación en el flujo de un río, realizada por Naish et al. (2012) para la adaptación del Lee Valley White Water Centre. Debido a que en dicho río se iban a realizar las pruebas deportivas acuáticas olímpicas, se llevaron a cabo ciertos trabajos que estrechaban o ensanchaban el río en ciertos puntos, mediante canales laterales, que conseguían reducir o aumentar la velocidad del flujo para ajustarse a las necesidades requeridas por la competición practicada.
- La última propuesta es una actuación en drenaje a nivel urbano, como muestra Gencil, Zivko (2013) en su estudio de redes de alcantarillado urbano, donde propone una solución con un nuevo entramado de saneamiento. En ella se hizo un circuito de hormigón, poco erosionable como el PVC, de sección cuadrada y sometido a presión atmosférica de forma similar a lo que se pretende realizar en este trabajo.

Tabla 4.7. Fuerza de arrastre del fluido (F_a) en ambos canales

	CANAL 1	CANAL 2
F_a (N)	124.94	113.90

4.2. Ensayo en maqueta con colorante sobre PVC

Los resultados de las velocidades medias del flujo, energía específica y fuerza de arrastre de ambos sistemas de drenaje se resumen en las Tabla 4.8 y Tabla 4.9. Se realizaron 30 experiencias, siguiendo el procedimiento descrito en el punto 3.2.

El tiempo que tarda en recorrer el Canal 1 varía entre 5 y 7 segundos, mientras que en el Canal 2 tarda entre 7 a 8 segundos. La variación de un segundo aproximadamente que se produce entre el canal 1 y 2 supone una reducción en las velocidades en torno a 1.4 m/s.

Con el objeto de observar si existen diferencias significativas entre las variables velocidad, energía cinética y fuerza de arrastre medidas en ambos canales, se ha realizado un análisis estadístico de los resultados encontrados.

Para ello, en primer lugar, se realizó una prueba de normalidad de los datos (Kolmogorov-Smirnov y corrección de la significación de Lilliefors, (Tabla 4.8). Como en todos los casos la significación es inferior a 0.05, los datos no se ajustan a una normal y por lo tanto se deben analizar mediante un test no paramétrico usando la U de Mann-Whitney (Tabla 4.9)

En las Fig. 4.1, Fig. 4.2 y Fig. 4.3 se muestran los resultados obtenidos de las velocidades medias del flujo, las energías específicas y fuerza de arrastre en ambos canales. Se observa que al emplear el canal 2 en lugar del canal 1 resulta una reducción de velocidad media de 1.4 m/s, de 80 kJ en energía específica y de 28 N en fuerza de arrastre. Los resultados señalan que en todos existen diferencias significativas al 99%.

Tabla 4.8. Prueba de normalidad de Kolmogorov-Smirnov de v (velocidad media del fluido en ambos canales en m/s), E (energía específica de ambos canales en kJ) y F_a (fuerza de arrastre del fluido en ambos canales en N) con su valor estadístico, grado de libertad y significación para $N=30$.

	Valor Estadístico	Grado de Libertad	Significación
v (m/s)	0.142	60	0.004
E (kJ)	0.150	60	0.002
F_a (N)	0.143	60	0.002

Tabla 4.9. Valor medio, desviación y resultado estadístico de U de Mann-Whitney de la velocidad media (v), la energía específica (E) y la fuerza de arrastre (F_a) del fluido en ambos canales, para una muestra de 30 ensayos sobre PVC.

	v (m/s)	E (kJ)	F_a (N)
Media Canal 1	6.670	219.930	133.470
Desviación Canal 1	0.557	37.529	11.133
Media Canal 2	5.260	136.600	105.24
Desviación Canal 2	0.404	21.731	8.089
U de Mann-Whitney	21.500	21.500	21.500
W de Wilcoxon	486.500	486.500	486.500
Z	-6.336	-6.336	-6.336
Sig. asintót. (bilateral)	0.000	0.000	0.000

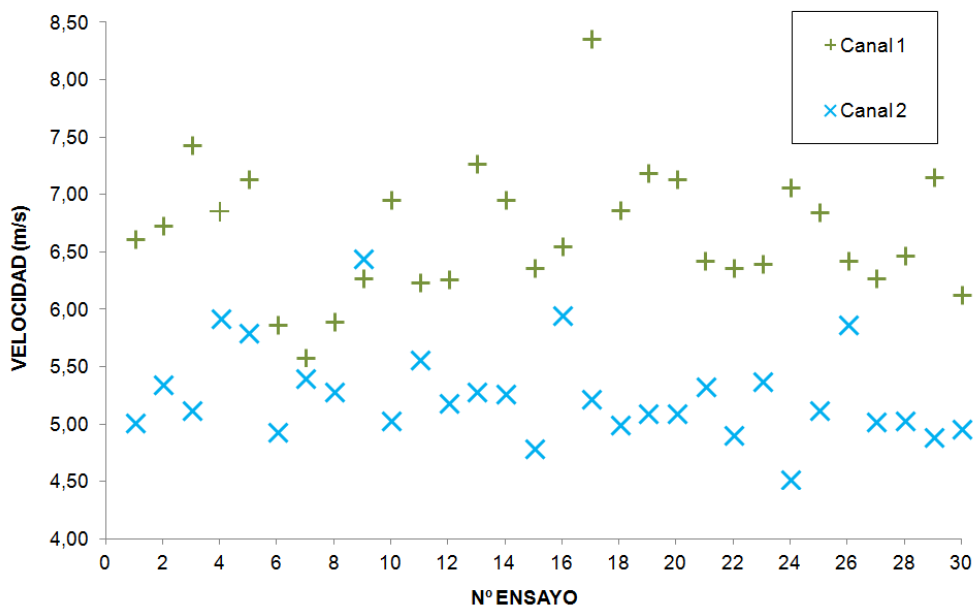


Fig. 4.1. Distribución de velocidades medias del flujo en ambos canales y nº de ensayo sobre PVC.

Se debe tener en cuenta que se está suponiendo que el flujo que discurre por los canales lo hace en régimen permanente y uniforme, siendo el nº de Reynolds < 2300 , y esto no ocurre así en la realidad. En el modelo de impacto hidrológico de canales abiertos (Dunn and Mackay, 1996), se explica con claridad que los fluidos tienen diferentes velocidades a lo largo de su altura y de su anchura variando el régimen y pueden verse modificadas también a lo largo de su recorrido.

Por simplicidad de los cálculos y como se va a comparar un sistema de drenaje con el otro, no se particulariza en singularidades que se puedan crear a lo largo del curso del fluido. Aunque se conoce que éstas podrían afectar a los resultados obtenidos, ya que amplían el rango de reducción resultante de las velocidades medias del flujo.

En la Fig. 4.1 la velocidad media del flujo en el canal 2 es inferior a la del canal 1 alcanzando una reducción del 21%, llegando incluso a un valor cercano al 40% en el ensayo nº 17. También se puede observar que el ensayo nº 9 es el único caso cuya velocidad en el canal 2 es ligeramente superior al canal 1.

Atendiendo a los resultados de la Fig. 4.2 se observa que en todos los ensayos, el valor de la energía específica del canal 1 es superior a la del canal 2, siendo la diferencia un 36% de menor energía al emplear el nuevo diseño.

Comparando estos resultados obtenidos sobre maqueta, con los obtenidos teóricamente, se produce una variación importante en los valores, ya que se pasa de una disminución de un 12% teórico a una reducción de un 36%, el triple de lo obtenido teóricamente.

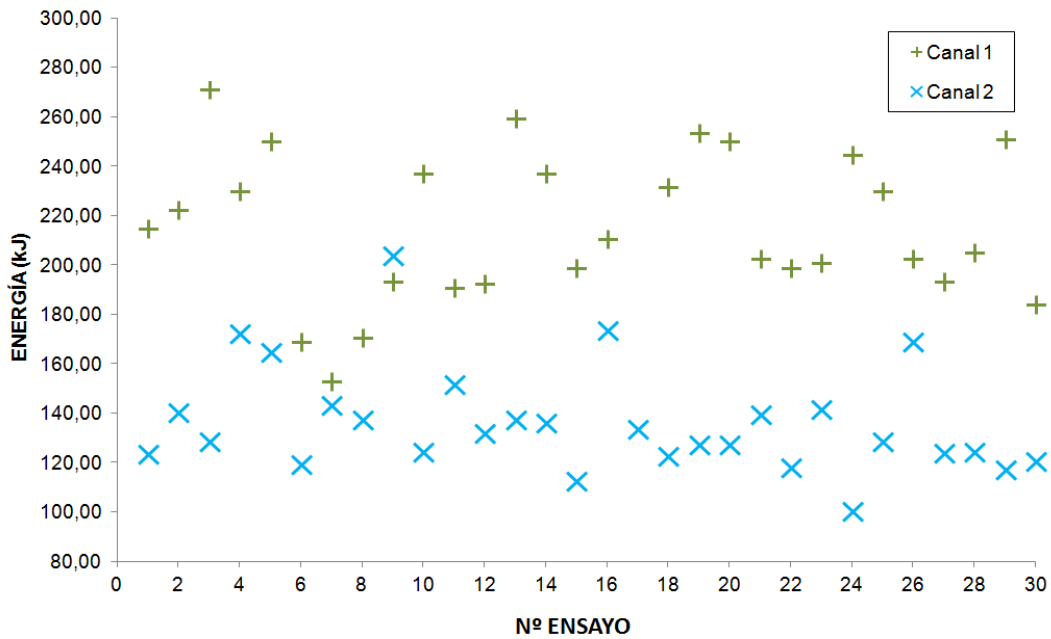


Fig. 4.2. Energía específica y nº de ensayo sobre PVC en ambos sistemas de drenaje.

En la Fig. 4.3 se observa que la fuerza de arrastre se comporta de manera análoga a las anteriores variables obtenidas, ya que la diferencia entre las fuerzas de arrastre del canal 1 y canal 2 que arrojan los ensayos ejecutados es un valor cercano a 28 N, lo que es una reducción de un 21%, casi el triple que se obtuvo con el cálculo teórico que era de 10 N.

Esta reducción podría deberse a que se ha utilizado más silicona en el canal 2 que en el canal 1. Bomminayuni et al. (2013) realizan un estudio sobre las diferentes viscosidades que tiene el fluido al circular sobre paredes rugosas y lisas y la variación de velocidades del fluido dependiendo de la pared en que circule, siendo muy inferior la velocidad del fluido en pared rugosa. El empleo de silicona hace que la pared lisa (PVC) pase a ser rugosa (silicona) y como en el canal 1 ha sido necesario utilizar 8 veces más silicona en el 2, este hecho puede provocar ciertas variaciones en los cálculos efectuados. Aunque debido a que la cantidad de silicona utilizada es mínima, esta influencia apenas debería notarse en los resultados.

De forma análoga a lo que sucede en los resultados de las velocidades, el ensayo nº 9 es un caso particular, tanto para los resultados de la energía específica como para los de la fuerza de arrastre. La energía y fuerza de arrastre del canal 2 es superior a la del canal 1 en sólo un 6% y un 3% respectivamente. El ensayo nº 17 es donde mayor reducción se produce con un valor que ronda el 61 % para la energía específica y el 38% para la fuerza de arrastre.

Se debe destacar que los cálculos y ensayos realizados son canales a lámina llena, esperando a que el caudal cubra toda la superficie de los canales de la maqueta y en la realidad esto no sucede así en los taludes de carreteras a tamaño real. Sin embargo por efecto del viento, en un talud real puede llover en una zona del talud más que en otra, y es raro el momento en el que se llenan los canales.

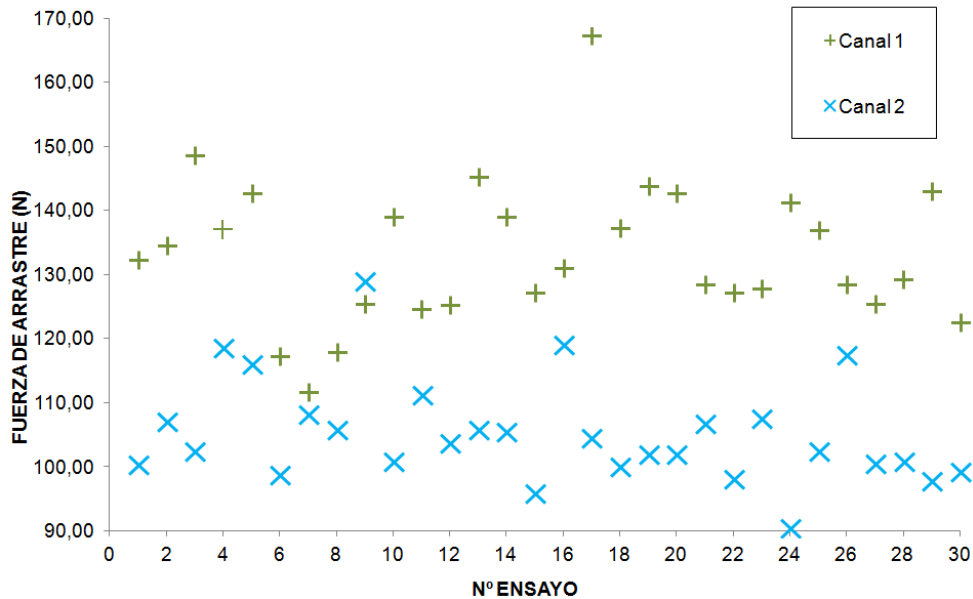


Fig. 4.3. Fuerza de arrastre y nº de ensayo sobre PVC en ambos sistemas de drenaje.

Se realizan los ensayos de esta manera porque así conseguimos que el caudal sea constante e igual en ambos sistemas de drenaje, ya que si este caudal fuera variable se tendrían que realizar multitud de ensayos en cada una de las secciones de los canales para poder sacar conclusiones. Este estudio a distinto caudal lo hicieron Kazezyilmaz-Alhan and Medina (2007) en su estudio de canales, empleando un método de elementos finitos (MEF) con un proceso iterativo calcularon las diferentes velocidades medias del fluido de diferentes secciones del fluido.

En resumen, las velocidades medias del flujo, energía específica y fuerza de arrastre del canal 2 son inferiores en un 21, 36 y 21% respectivamente en comparación con las obtenidas para el canal 1 en este ensayo sobre PVC.

Pero estos resultados tienen un carácter preliminar debido a que los datos aquí analizados se refieren a un número limitado de muestras y no se han encontrado trabajos de otros autores que contrasten los resultados, con los mismos parámetros, condiciones y características de ensayo.

4.3. Ensayo en maqueta con colorante sobre arcilla

Los resultados de las velocidades medias del flujo, energía específica y fuerza de arrastre en ambos sistemas de drenaje sobre arcilla se muestran en las Tabla 4.10 y Tabla 4.11 habiendo realizado un muestreo $N=30$. Se realiza la prueba de normalidad de los resultados de las 3 variables estudiadas que se recogen en la Tabla 4.10, obteniendo que son no normales. Por lo tanto se deben analizar mediante un test no paramétrico usando la U de Mann-Whitney (Tabla 4.11).

En las Fig. 4.4, Fig. 4.5 y Fig. 4.6 se muestran los resultados obtenidos de las velocidades medias del flujo, las energías específicas y fuerza de arrastre en ambos canales.

Tabla 4.10. Prueba de normalidad de Kolmogorov-Smirnov de la velocidad media (v), la energía específica (E) y la fuerza de arrastre (F_a) del fluido en ambos canales, con su valor estadístico, grado de libertad y significación para una muestra de 30 ensayos sobre arcilla.

Kolmogorov Smirnov ^a			
	Valor estadístico	Grado de libertad	Significación
v (m/s)	0.172	60	0.000
E (kJ)	0.182	60	0.000
F_a (N)	0.173	60	0.000

a. Corrección de la significación de Lilliefors

Tabla 4.11. Valor medio, desviación y resultado estadístico de U de Mann-Whitney de la velocidad media (v), la energía específica (E) y la fuerza de arrastre (F_a) del fluido en ambos canales, para una muestra de 30 ensayos sobre arcilla.

	v (m/s)	E (kJ)	F_a (N)
Media Canal 1	5.120	129.350	102.390
Desviación Canal 1	0.406	20.732	8.118
Media Canal 2	3.25	52.310	65.050
Desviación Canal 2	0.294	9.640	5.880
U de Mann-Whitney	0.000	0.000	0.000
W de Wilcoxon	465.000	465.000	465.000
Z	-6.653	-6.653	-6.653
Sig. asintót. (bilateral)	0.000	0.000	0.000

Examinando estos datos se observa que al emplear el canal 2 en lugar del canal 1 resulta una reducción de velocidad media de 1.9 m/s, de 77 kJ en energía específica y de 37 N en fuerza de arrastre, y que existen diferencias significativas al 99%.

Las velocidades, energías y fuerzas de arrastre en ambos canales son menores que las obtenidas para el ensayo anterior sobre PVC. Lo cual es lógico, ya que la arcilla es una superficie más rugosa y tiene mayor viscosidad que el PVC, que implicará que el fluido circule a menor velocidad como ya se ha explicado con anterioridad (Bomminayuni et al., 2013).

En todos los ensayos efectuados en arcilla la velocidad media del fluido del canal 1 es superior en un 36% a la del canal 2, que es mucho mayor que el 21% del PVC y el 6% del cálculo teórico.

El empleo de un material u otro afecta, ya que se debe tener en cuenta la infiltración. En este ensayo se ha dispuesto arcilla encima de los canales mientras que en el anterior ensayo discurría por PVC.

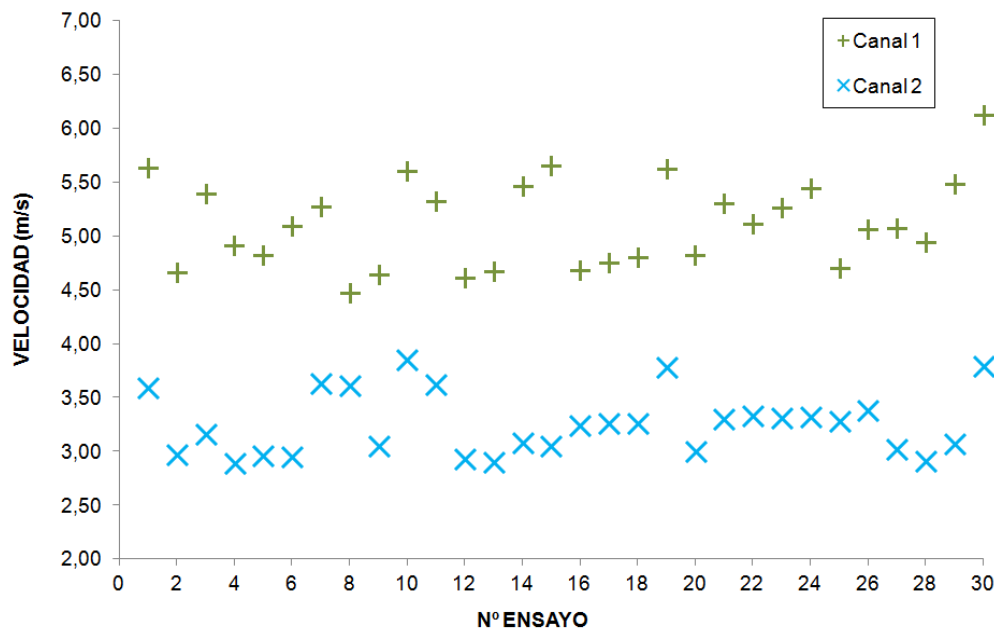


Fig. 4.4. Distribución de velocidades medias del flujo en ambos canales y nº de ensayo sobre arcilla.

En el caso de PVC la infiltración es nula, mientras que en el caso de arcilla aún siendo pequeño el caudal, es distinta de 0. Egeli and Pulat (2011) publicaron una serie de resultados de infiltración en diferentes suelos arcillosos calculando en laboratorio los límites e índices de cada uno y determinando a su vez su densidad, grado de saturación, grado de compactación, contenido y permeabilidad del agua. Estos autores calcularon un factor de corrección al emplear arcilla en lugar de otros suelos. Si se emplea este factor corrector en los resultados obtenidos no se produce una variación significativa, por lo que se descarta su utilización, aunque éste puede ser un factor importante en un talud a escala real, con otras características y condiciones distintas a las empleadas en este ensayo.

En cuanto al valor de la energía específica del canal 1, es superior un 59% a la del canal 2, al emplear el nuevo diseño de drenaje en lugar de la que se dispone actualmente (Fig. 4.5).

Considerando los resultados de energía media obtenidos de este ensayo sobre arcilla y comparándolos con la energía calculada teóricamente se produce una variación importante en los valores, ya que se pasa de una disminución de un 12% a un 59%.

Si se contrasta con los resultados de ensayos sobre PVC la diferencia asciende de 36% a 59%, casi el doble de diferencia utilizando arcilla.

La diferencia entre las fuerzas de arrastre del canal 1 y 2 (Fig. 4.6) es un valor cercano a 37 N, lo que supone aproximadamente 4 veces el valor que se calculó teóricamente en el apartado 4.1.4 y cercano a 10 N mayor que en el ensayo sobre PVC.

En este ensayo sobre arcilla se ha obtenido que las velocidades medias del flujo, energía específica y fuerza de arrastre del canal 1, son superiores en un 36%, 59% y 36% a las obtenidas para el canal 2.

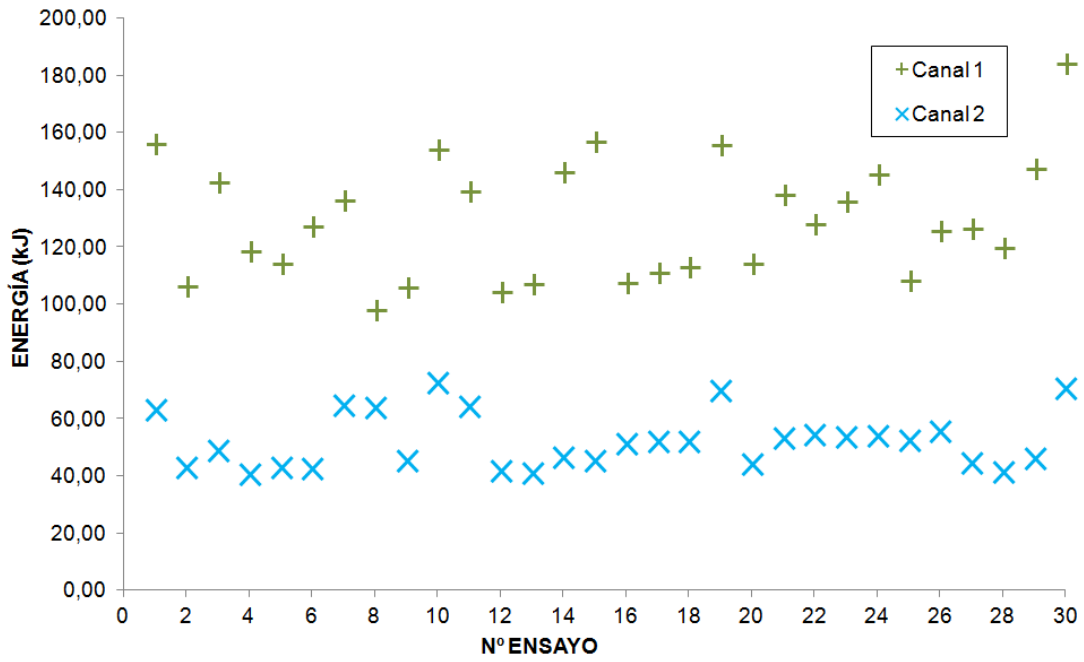


Fig. 4.5. Energía específica y nº de ensayo sobre arcilla en ambos sistemas de drenaje.

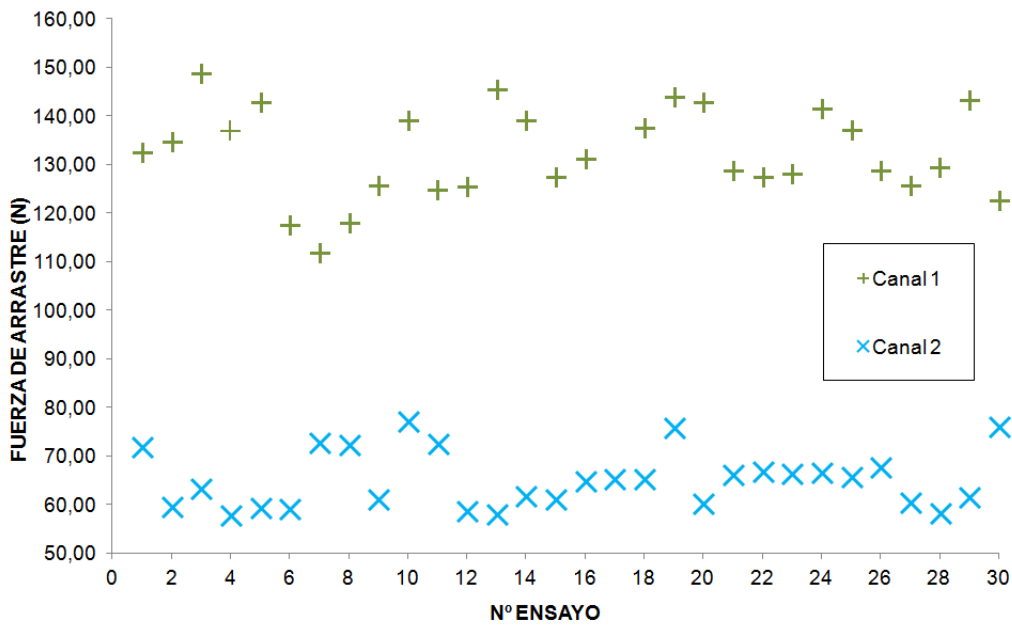


Fig. 4.6. Fuerza de arrastre y nº de ensayo sobre arcilla en ambos sistemas de drenaje.

Estos resultados no tienen carácter absoluto ya que se refieren a un número limitado de muestras y no se han encontrado referencias con las que contrastar los resultados obtenidos.

4.4. Ensayo en terreno natural con colorante (*in situ*)

Este ensayo se realiza en campo, discurriendo el fluido por la superficie de un talud tradicional de la misma pendiente que en anteriores ensayos (1:2), calculando el tiempo que tarda una gota de agua con colorante en llegar al final de ambos sistemas de drenaje. Hay que tener en cuenta la duplicación de las dimensiones (ancho, alto y largo) y que se modifica el caudal que discurre por los canales.

Se realizan 30 ensayos, siguiendo el procedimiento establecido en el punto 3.4, para obtener los valores de las velocidades medias del flujo, energía específica y fuerza de arrastre de ambos sistemas de drenaje que se presentan a continuación en las Tabla 4.12, Tabla 4.13, Tabla 4.14 y Tabla 4.15. Para el tratamiento estadístico de los resultados se necesita una prueba de normalidad como se expone en la Tabla 4.12.

La velocidad y la fuerza de arrastre obtenidos en terreno natural se ajustan a una normal, ya que el valor de significación es superior a 0.05. Sin embargo, como se puede observar, los datos de la energía específica no se ajustan a parámetros de normalidad. Por lo tanto, para el tratamiento de los datos de la velocidad y la fuerza de arrastres se emplearán test paramétricos ANOVA (Tabla 4.13 y Tabla 4.14) en el caso de la energía se utilizan test no paramétricos, en este caso la U de Mann-Whitney (Tabla 4.15).

Tabla 4.12. Prueba de normalidad de Kolmogorov-Smirnov de la velocidad media (v), la energía específica (E) y la fuerza de arrastre (F_a) del fluido en ambos canales, con su valor estadístico, grado de libertad y significación para una muestra de 30 ensayos en terreno natural.

	Kolmogorov Smirnov ^a		
	Valor Estadístico	Grado de Libertad	Significación
v (m/s)	0.098	60	0.200
E (kJ)	0.126	60	0.019
F_a (N)	0.098	60	0.200

a. Corrección de la significación de Lilliefors

Tabla 4.13. Valor medio y desviación de la velocidad media (v), fuerza de arrastre (F_a) del fluido en ambos canales en terreno natural. El valor de la muestra es N=30.

	Canal	Nº de ensayos	Valor medio	Desviación
v (m/s)	1	30	16.892	1.562
	2	30	13.239	0.980
	Total	60	15.066	2.250
F_a (N)	1	30	675.702	62.476
	2	30	529.553	39.173
	Total	60	602.628	90.018

Tabla 4.14. Valor de la suma de cuadrados, grado de libertad, media cuadrática (inter-grupos e intra-grupos), factor F y significación de la velocidad media (v), fuerza de arrastre (F_a) del fluido sobre terreno natural. El valor de la muestra es $N=30$.

		Suma de cuadrados	Grado de libertad	Media cuadrática	F	Signif.
v (m/s)	Inter-grupos	200.166	1	200.166	117.733	0.000
	Intra-grupos	98.610	58	1.700		
	<i>Total</i>	<i>298.776</i>	<i>59</i>			
F_a (N)	Inter-grupos	320392.953	1	320392.953	117.839	0.000
	Intra-grupos	157696.183	58	2718.900		
	<i>Total</i>	<i>285.800</i>	<i>59</i>			

Tabla 4.15. Valor medio, desviación y resultado estadístico de U de Mann-Whitney de la energía específica (E) de ambos canales con $N=30$.

	E (kJ)
Media Canal 1	1411.250
Desviación Canal 1	261.217
Media Canal 2	864.230
Desviación Canal 2	128.226
U de Mann-Whitney	20.500
W de Wilcoxon	485.500
Z	-6.351
Sig. asintót. (bilateral)	0.000

En las Fig. 4.7, Fig. 4.8 y Fig. 4.9 se muestran los resultados obtenidos de las velocidades medias del flujo, las energías específicas y fuerzas de arrastre de ambos canales. Estudiando los datos resultantes se observa que al emplear el canal 2 en lugar del 1 en un talud real se obtiene una reducción de la velocidad media del fluido en 3.7 m/s, en energía específica un valor cercano a 550 kJ y en fuerza de arrastre a un valor de 146 N.

Se han realizado los ensayos en distintos suelos y materiales, sobre PVC, sobre arcilla y en terreno natural. Se debe tener en cuenta que en el ensayo in situ las dimensiones del proyecto se han duplicado y el caudal también ha aumentado, es por esto la gran diferencia existente entre las velocidades calculadas con el ensayo in situ y los otros dos tipos de ensayo. Se recogen a continuación en la Tabla 4.16 los valores que se han obtenido en los diferentes ensayos para una mejor apreciación de estas diferencias.

En los ensayos ejecutados en el canal 2 la velocidad media del fluido es inferior a la del canal 1 en un 21%. En las tablas anteriores se muestra el hecho de que existen diferencias significativas al 99% para velocidad media del fluido, energía específica y fuerza de arrastre en terreno natural. Además de calcular las diferencias entre los datos de velocidad y fuerza de arrastre de forma paramétrica, se han calculado como si los datos no se ajustarán a una distribución normal, para conservar la homogeneidad del análisis. Analizando con ambos métodos, existieron diferencias significativas al 99%.

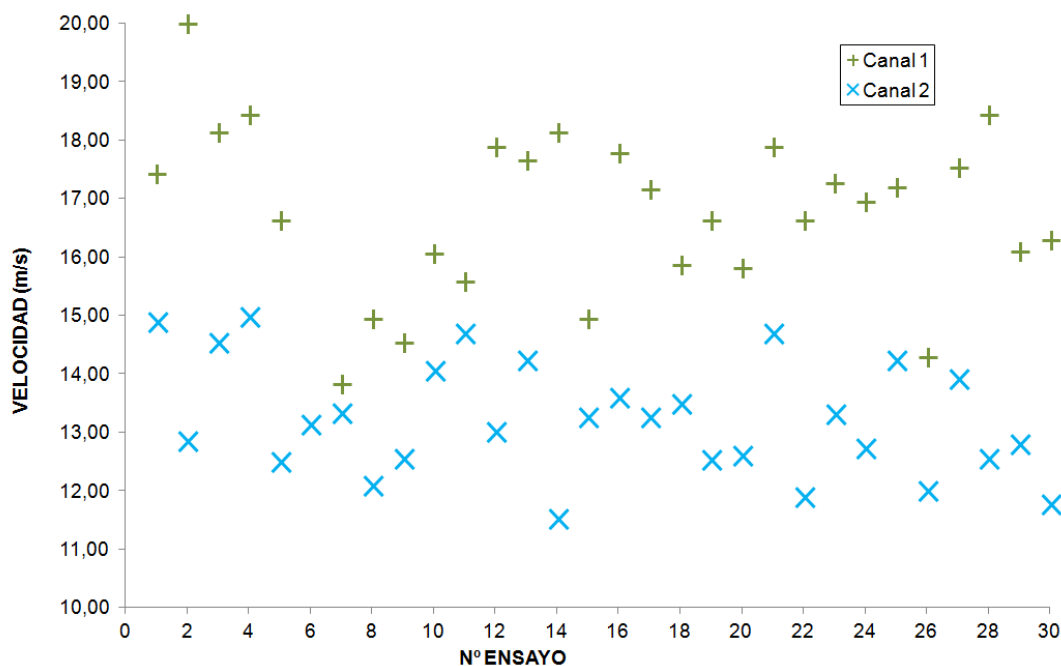


Fig. 4.7. Distribución de velocidades medias del flujo en el canal 1 y 2 y nº de ensayo en terreno natural.

Tabla 4.16. Valores de las velocidades medias de flujo (v_1 y v_2), desviación típica, máximo y mínimo para el canal 1 y 2 obtenidas para el ensayo en maqueta sobre PVC, sobre arcilla y en terreno natural.

	PVC		Arcilla		Terreno natural	
	V_1 (m/s)	V_2 (m/s)	V_1 (m/s)	V_2 (m/s)	V_{1t} (m/s)	V_2 (m/s)
Media	6.7	7.6	5.1	3.3	16.9	13.2
Desviación	0.6	0.6	0.4	0.3	1.6	1.0
Máximo	8.4	6.5	6.1	3.9	20.6	15.0
Mínimo	5.6	4.5	4.5	2.9	13.8	11.5

Como se observa las velocidades obtenidas en el ensayo en terreno natural son del orden de 4 veces mayores a las de los otros dos ensayos, se evalúan en cada ensayo de manera individual la resta entre la velocidad media obtenida en el canal 1 menos la del canal 2 en m/s y en % con distintos suelos. Se presentan en la Tabla 4.17 los resultados de la diferencia entre velocidades de los canales 1 y 2 con los distintos suelos empleados.

De aquí se deduce que el suelo en el que mayor diferencia hay al disponer el nuevo sistema de drenaje es el terreno arcilloso. En números brutos la mayor diferencia es 3.7 m/s pero se debe corregir con el factor escala, quedando en un 21 % que es menor que el 36 % del ensayo con arcilla.

Contrastando este resultado con el teórico, existe una gran diferencia entre el 6 % calculado teóricamente (apartado 4.1.1) y el 21% obtenido para este ensayo. Este resultado pone de manifiesto las limitaciones existentes en los métodos teóricos de cálculo hidráulico empleados a priori, ya que son métodos aproximados de cálculo y no tienen en cuenta las particularidades y singularidades que se crean al modificar el diseño del drenaje y las variaciones que se producen en la línea de agua.

Al comparar los resultados obtenidos para este ensayo in situ con los del ensayo en maqueta sobre arcilla, se observa que la disminución que se produce sobre arcilla es superior en un 15 % a la obtenida en terreno natural.

El ensayo realizado en maqueta sobre PVC, arrojó el mismo porcentaje de variación entre ambos canales que en el suelo natural, un 21 % en ambos casos, lo cual hace pensar a priori que si se dispone el nuevo diseño de drenaje en un talud a escala real nos proporcionará unos resultados de reducción similares a los obtenidos en maqueta sobre PVC. Para poder sacar una conclusión definitiva sobre esta afirmación sería necesario ampliar la toma de muestras.

Al igual que ocurre con la velocidad del fluido, la energía específica del fluido en todos los ensayos (Fig. 4.8) es inferior en el canal 2 a la del canal 1, obteniendo un 37 % de diferencia.

Se presentan a continuación en la Tabla 4.18 la resta entre los valores obtenidos de la energía específica para ambos canales y teniendo en cuenta los diferentes materiales empleados.

Al igual que en los valores de las velocidades medias del fluido obtenidas, el suelo sobre el que mayor diferencia existe en energía específica es el terreno arcilloso, habiendo obtenido un 59% de reducción que es muy superior a los otros valores (36% para PVC y 37% si es terreno natural), en el cálculo teórico da como resultado un 12 %, muy inferior a los valores de cualquiera de los ensayos.

Tabla 4.17. Valores de la diferencia de velocidades (v_1-v_2) entre ambos canales, obtenidas en el ensayo en maqueta sobre PVC, sobre arcilla y en terreno natural. El subíndice 1 indica drenaje tradicional y el 2 drenaje ramificado. Se indican también los resultados porcentuales.

PVC		Arcilla		Terreno natural	
$v_1 - v_2$ (m/s)	$\Delta v/v$ (%)	$v_1 - v_2$ (m/s)	$\Delta v/v$ (%)	$v_1 - v_2$ (m/s)	$\Delta v/v$ (%)
1.4 ± 0.7	21	1.9 ± 0.4	36	3.7 ± 1.7	21

Tabla 4.18. Valores de la diferencia de energía específica (E_1-E_2) en ambos canales, obtenidas en ensayos sobre PVC, arcilla y en terreno natural. El subíndice 1 indica drenaje tradicional y el 2 drenaje ramificado. Se indican también los resultados porcentuales.

PVC		Arcilla		Terreno natural	
$E_1 - E_2$ (kJ)	$\Delta E/E$ (%)	$E_1 - E_2$ (kJ)	$\Delta E/E$ (%)	$E_1 - E_2$ (kJ)	$\Delta E/E$ (%)
83 ± 25	36	80 ± 20	59	500 ± 300	37

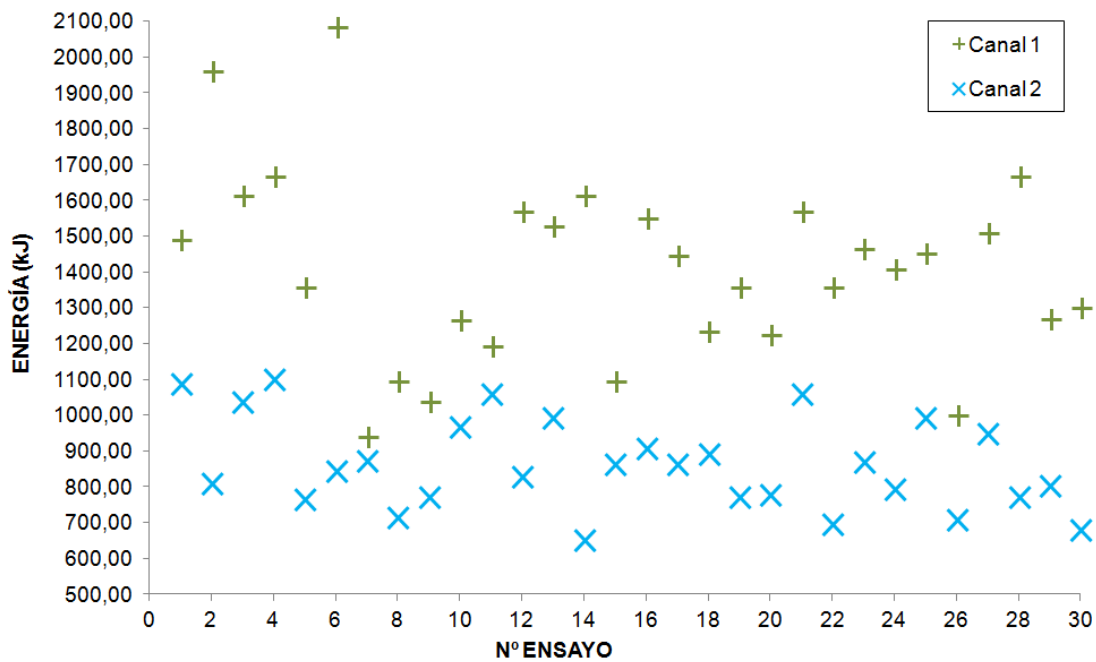


Fig. 4.8. Energía específica obtenida en terreno natural para ambos sistemas de drenaje.

La fuerza de arrastre se calcula según el método explicado en el apartado 2.5.4., para el ensayo en terreno natural arroja una diferencia de 145 N entre el canal 1 y 2, como se puede observar en la Fig. 4.9.

Existen diferencias entre las fuerzas de arrastre que se producen en terreno natural, sobre PVC y arcilla. Para el terreno natural se obtuvieron 145 N menos en el canal 2, casi 15 veces el valor que se calculó teóricamente, 5 veces aproximadamente si se ejecuta sobre PVC y 4 veces si se realiza sobre arcilla. Esto puede ser debido a la cohesión entre las partículas que es mucho mayor en arcillas, y por lo tanto, es mucho más sencillo arrastrar arenas de un talud natural franco-arenoso como es el caso particular de este ensayo, que arrastrar arcillas como en el ensayo anterior.

Se presenta a continuación la Tabla 4.19 donde se resumen los valores obtenidos de la fuerza de arrastre para ambos canales y los suelos sobre los que se han ensayado.

De manera similar a lo que ocurre con las anteriores variables, los resultados de la fuerza de arrastre del canal 2 son inferiores en todos los ensayos a los del canal 1, siendo la diferencia un 21 % de media.

En este ensayo en terreno natural se obtiene que las velocidades medias del flujo, energía específica y fuerza de arrastre del canal 2, son inferiores en un 21 %, 37 % y 21 % respectivamente a las obtenidas para el canal 1 en terreno natural.

Pero en cualquier caso, los resultados que se obtienen se refieren a un número limitado de muestras y como no se han encontrado referencias con las que equiparar los resultados obtenidos, se precisarán un mayor número de ensayos para cada uno de los suelos (PVC, arcilla y franco-arenoso), para poder sacar conclusiones definitivas.

Tabla 4.19. Valores de la diferencia de fuerzas de arrastre ($F_{a1}-F_{a2}$) arrastre entre el canal 1 y canal 2, obtenidas en el ensayo sobre PVC, sobre arcilla y en terreno natural. Se indican también los resultados porcentuales.

PVC		Arcilla		Terreno natural	
$F_{a1} - F_{a2}$ (N)	$\Delta F_a/F_a$ (%)	$F_{a1} - F_{a2}$ (N)	$\Delta F_a/F_a$ (%)	$F_{a1} - F_{a2}$ (N)	$\Delta F_a/F_a$ (%)
28 ± 10	21	37 ± 7	37	145 ± 60	21

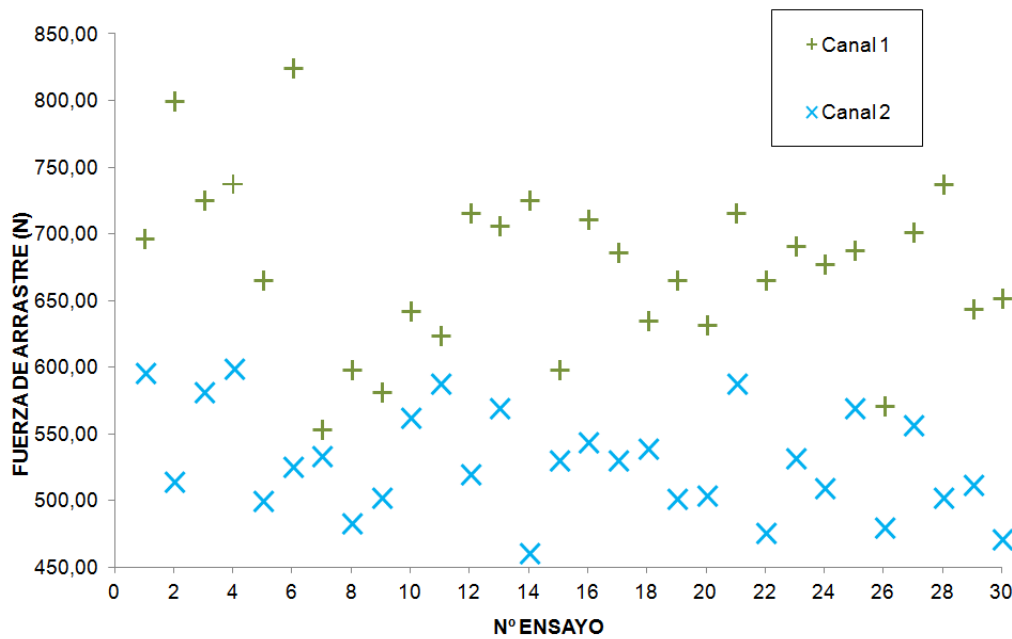


Fig. 4.9. Fuerza de arrastre y nº de ensayo en terreno natural en ambos sistemas.

4.5. Ensayo en maqueta de análisis de histogramas de filtros sobre arcilla

Siguiendo el procedimiento descrito en el punto 3.3.4 se analizaron los resultados de análisis fotográfico de los filtros con arcilla, tanto para el canal 1 como para el canal 2, presentando en las fotografías de los filtros con sedimentos recogidos en la Tabla 4.20, en la Tabla 4.21 los 10 histogramas colorimétricos de las fotografías (N=5) y en la Tabla 4.22 los 10 histogramas exclusivamente con la banda del color rojo.

Observando las fotografías de los filtros a simple vista se puede apreciar como los filtros se van oscureciendo a medida que avanza el tiempo. Así mismo, se puede ver la existencia de agregados de arcilla acumulados en la parte central en los últimos ensayos realizados (a partir del 3^{er} ensayo).

Se destaca que a partir de 1 hora y 20 minutos de empezar a discurrir el fluido por el canal 1, se aprecia algún tipo de sedimento en el filtro. Antes los filtros han salido vacíos de sedimento o con tan poca cantidad que han sido inapreciables para el ojo humano.

Cabe destacar el contraste entre el primer filtro del canal 1, donde se distinguen pequeños sedimentos a simple vista, y el primer filtro del canal 2 donde no se distinguen, aparecen más tarde en el 3^{er} filtro. En el 2^o filtro (1 hora y 40 minutos) el canal 1 muestra pequeñas marcas marrones pertenecientes a arcilla sedimentada.

A las 2 horas (3^{er} filtro) comparando los filtros se observa una mayor coloración marrón en la parte central del filtro del canal 1 en comparación con el canal 2, que es cuando los sedimentos arcillosos se aprecian por primera vez en el canal 2, tardando 40 minutos más en aparecer los sedimentos que en el canal 1.

A las 2 horas y veinte minutos se observa como en el canal 1 se originó una película de arcilla por todo el filtro, mientras que en el canal 2 dicha capa se aprecia pero más suave. En el filtro del canal 1 existen agregados de arcilla, recogidos en su parte central principalmente, primera aparición de los mismos, mientras que en el 2 no existen dichos agregados de arcilla.

En el último ensayo n° 5 que se toma a las 2 horas y 40 minutos de empezar el experimento, se puede observar que el filtro del canal 1 tiene una mayor cantidad de agregados acumulados en la parte central del filtro en comparación con el del canal 2, lo que hace suponer que el sedimento arrastrado por el canal 1 es superior al del canal 2. Por primera vez aparecen agregados de arcilla en el filtro del canal 2, llevando un retraso de 20 minutos respecto a la aparición de dichos agregados en el canal 1.

Como la tonalidad de la arcilla se asemeja a un rojo cobrizo, cuyo principal color básico sería el rojo, por lo tanto, este color adquiere una mayor importancia a la hora de interpretar los histogramas.

Se ha optado por el método de comparación de fotografías mediante histogramas de los filtros con sedimentos de arcilla, es un método multidisciplinar y objetivo (Camacho G.E. et al., 2013). Al tener un número limitado de 5 ensayos para cada uno de los canales y siendo la arcilla arrastrada por el fluido, en muchos casos minúscula se ha descartado el método gravimétrico ya que podría conducir a errores en los resultados obtenidos. Para este ensayo no se han encontrado referencias para contrastar y completar los resultados obtenidos.

Tabla 4.20. Fotografías de los filtros de sedimentación para ambos sistemas de drenaje con N=5.





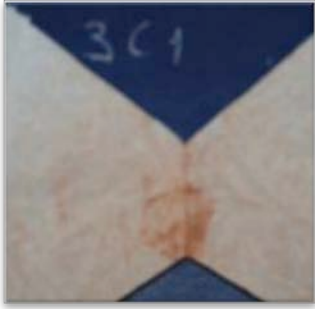





TIEMPO	CANAL 1	CANAL 2
Ensayo 1 1h 20min		
Ensayo 2 1h 40min		
Ensayo 3 2h		
Ensayo 4 2h 20min		
Ensayo 5 2h 40min		

Tabla 4.21. Histogramas colorimétricos de cada uno de los embudos de sedimentación tanto para el canal 1 como para el canal 2 con N=5.

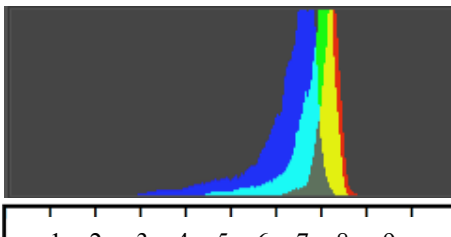
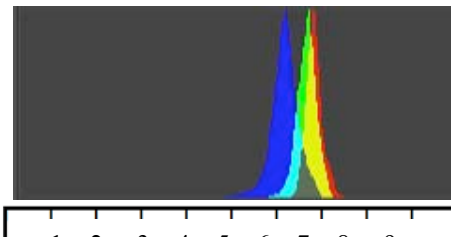
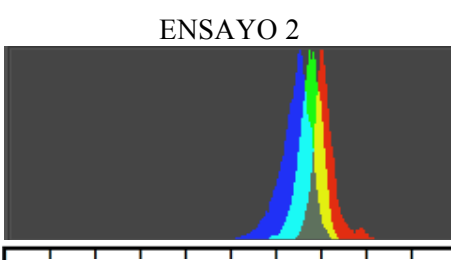
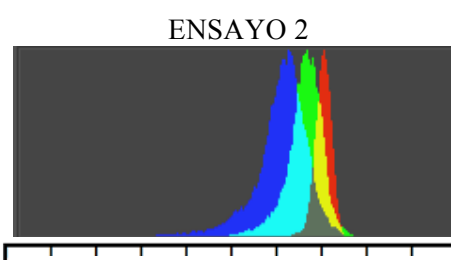
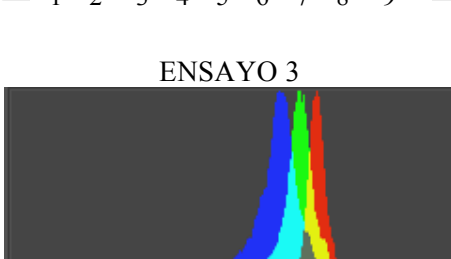
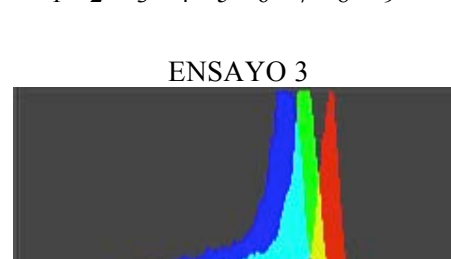
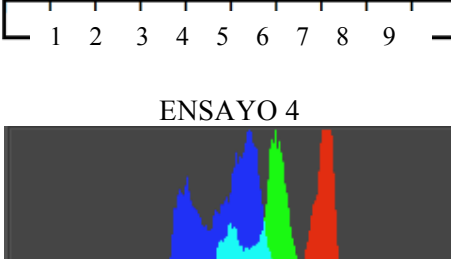
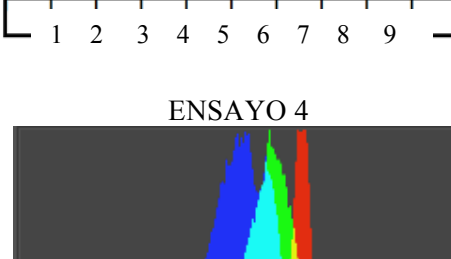
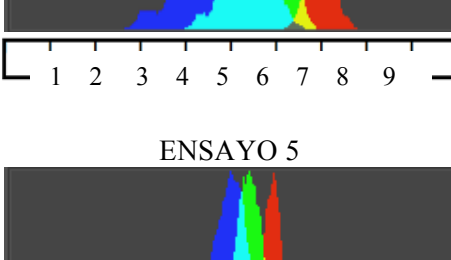
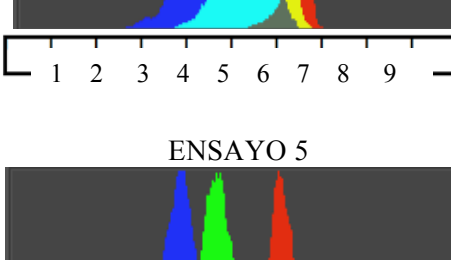
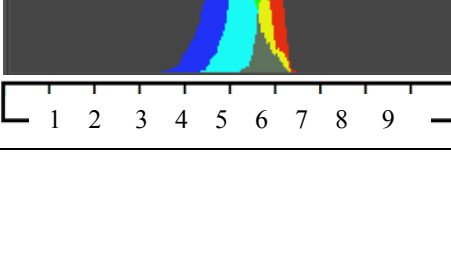
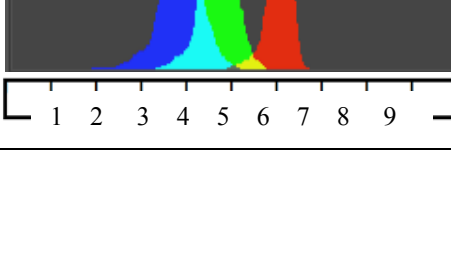


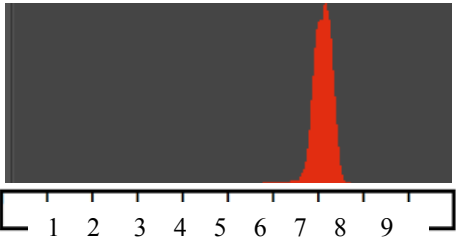
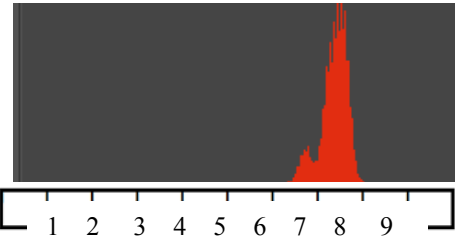
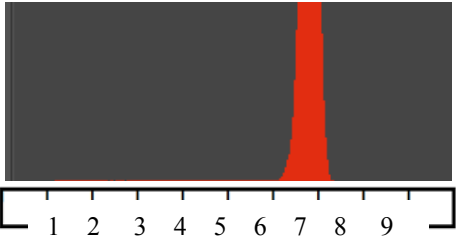
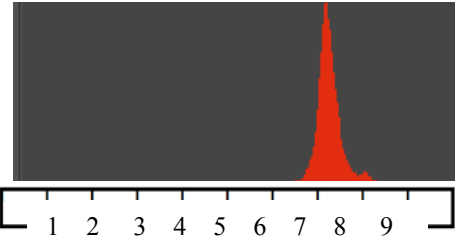
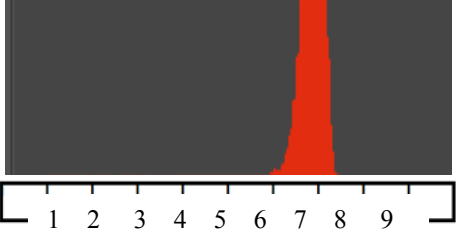
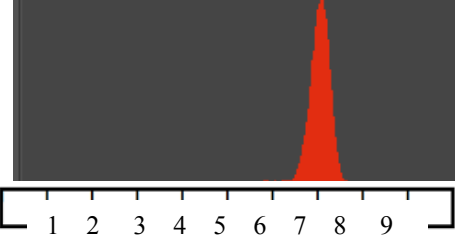
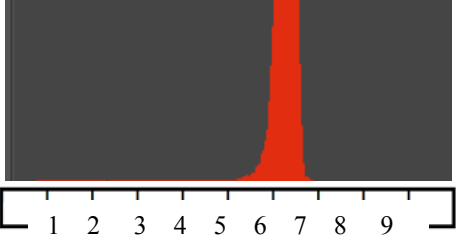
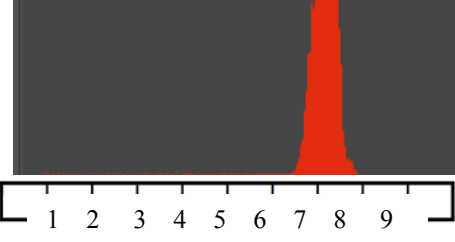
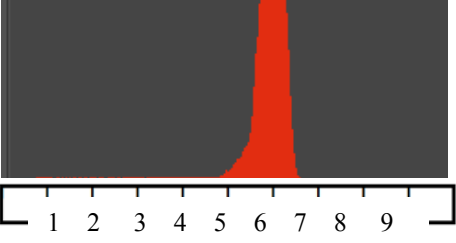
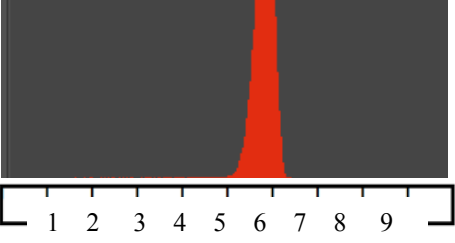
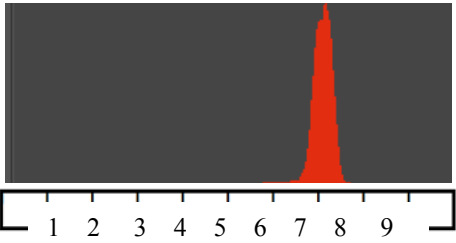
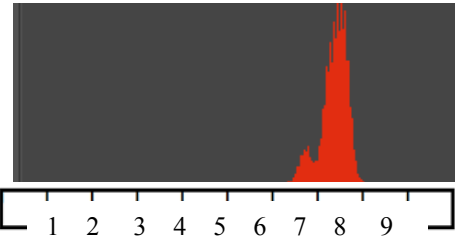
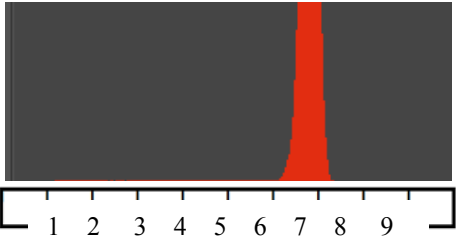
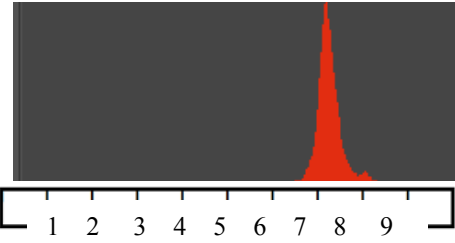
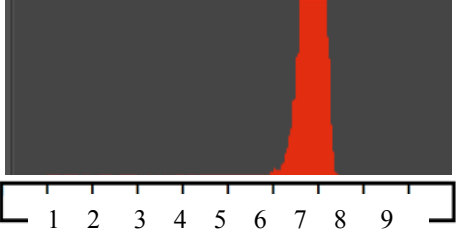
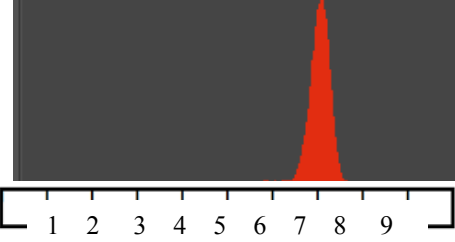
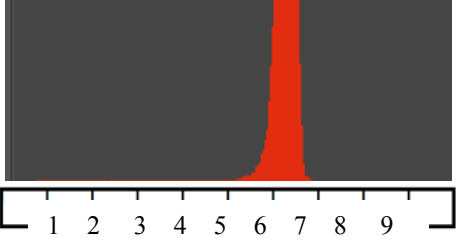
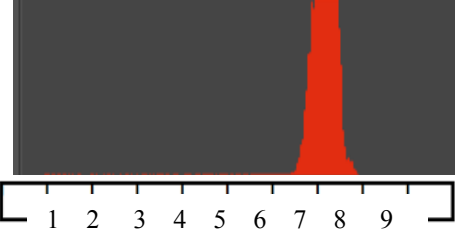
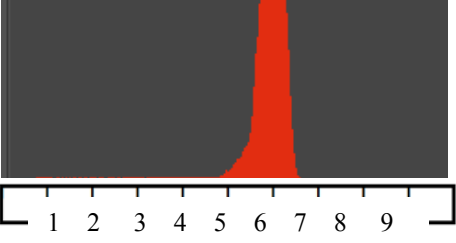
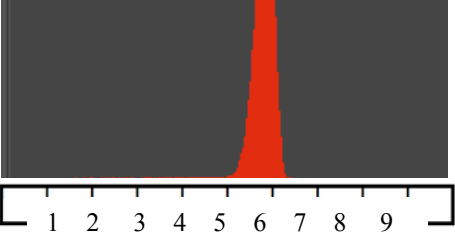
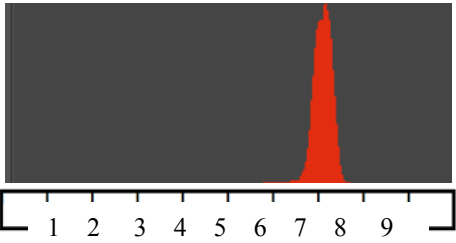
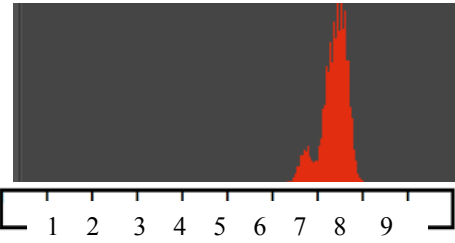
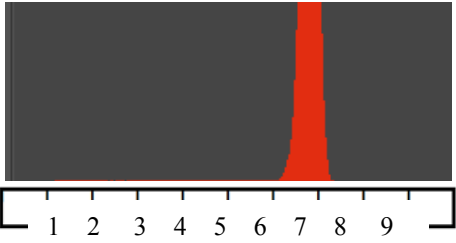
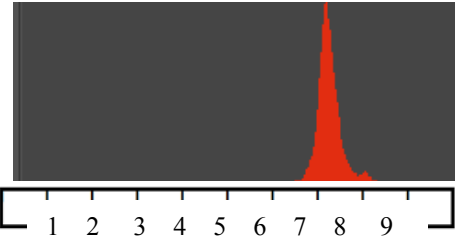
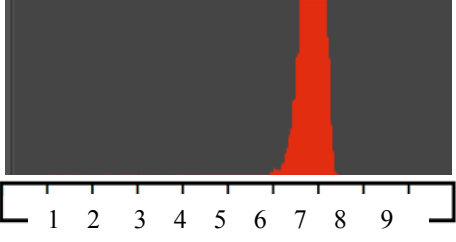
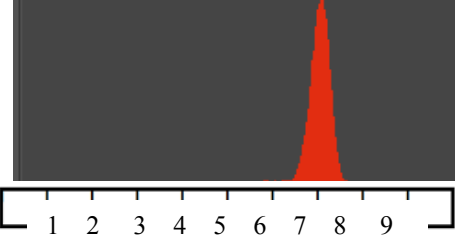
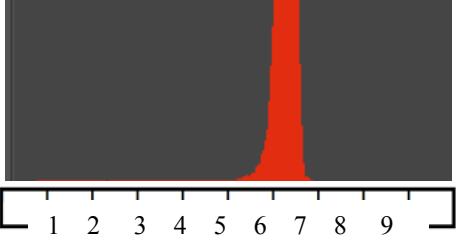
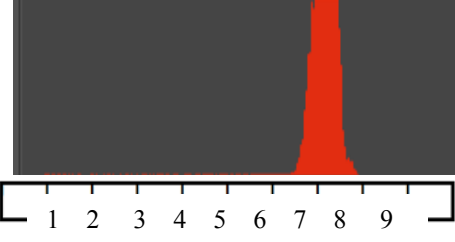
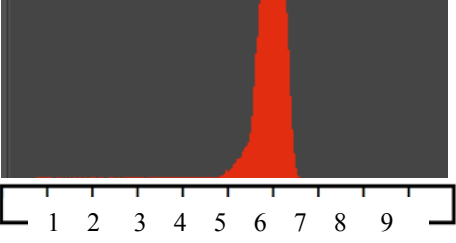
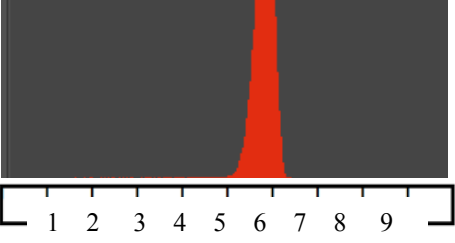
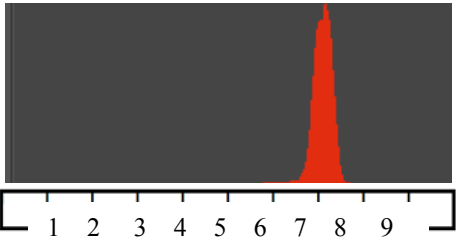
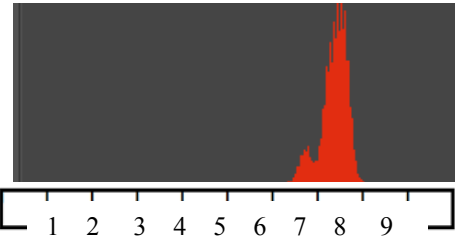
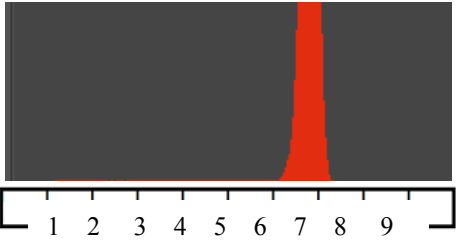
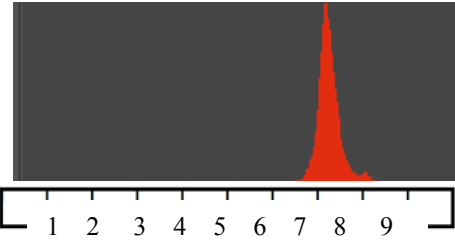
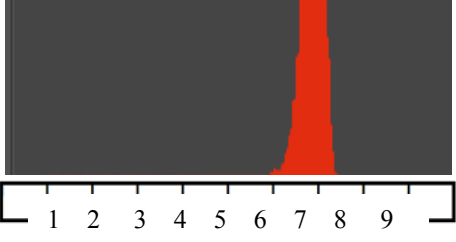
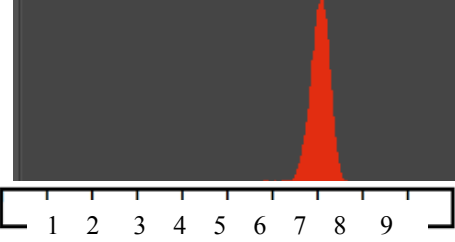
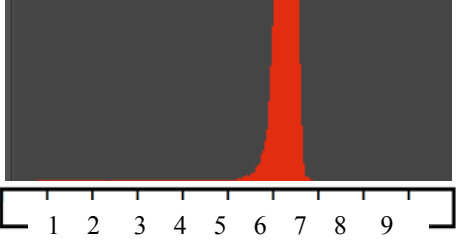
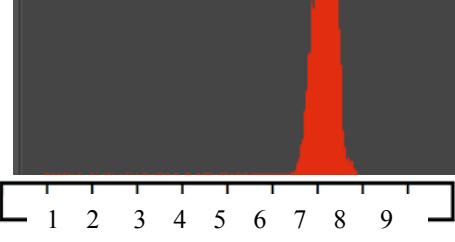
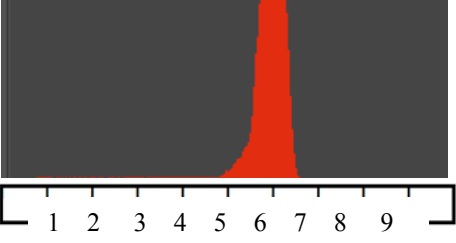
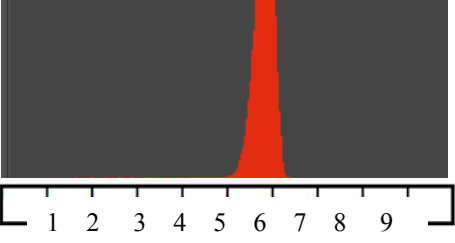
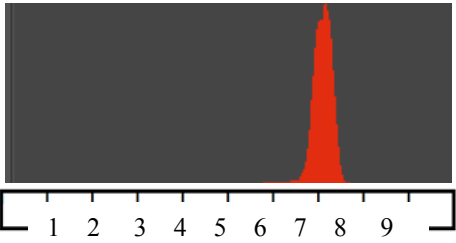
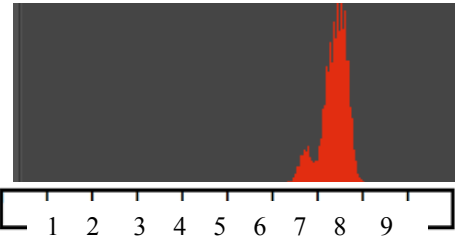
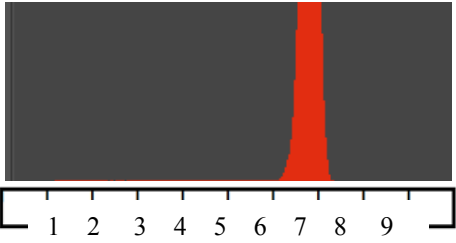
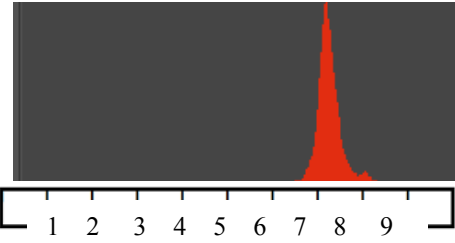
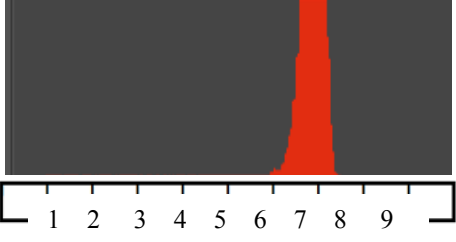
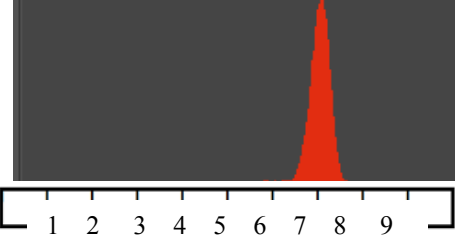
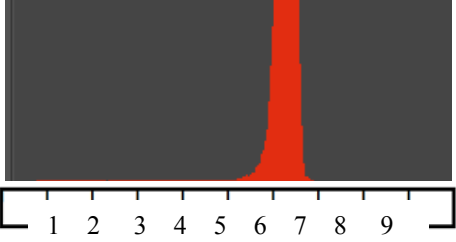
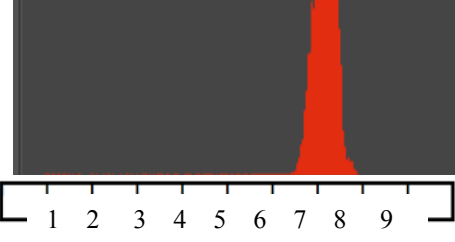
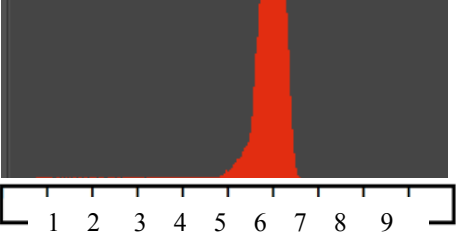
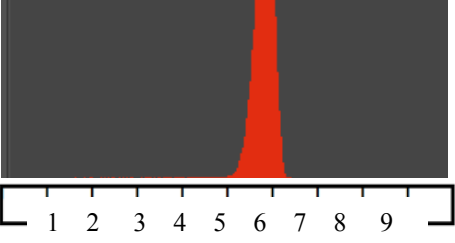
TIEMPO	CANAL 1	CANAL 2
1h 20min	<p style="text-align: center;">ENSAYO 1</p> 	<p style="text-align: center;">ENSAYO 1</p> 
	<p style="text-align: center;">ENSAYO 2</p> 	<p style="text-align: center;">ENSAYO 2</p> 
1h 40min	<p style="text-align: center;">ENSAYO 3</p> 	<p style="text-align: center;">ENSAYO 3</p> 
	<p style="text-align: center;">ENSAYO 4</p> 	<p style="text-align: center;">ENSAYO 4</p> 
2h	<p style="text-align: center;">ENSAYO 5</p> 	<p style="text-align: center;">ENSAYO 5</p> 
	<p style="text-align: center;">ENSAYO 1</p> 	<p style="text-align: center;">ENSAYO 1</p> 
2h 20min	<p style="text-align: center;">ENSAYO 2</p> 	<p style="text-align: center;">ENSAYO 2</p> 
	<p style="text-align: center;">ENSAYO 3</p>	<p style="text-align: center;">ENSAYO 3</p>
2h 40min	<p style="text-align: center;">ENSAYO 4</p>	<p style="text-align: center;">ENSAYO 4</p>
	<p style="text-align: center;">ENSAYO 5</p>	<p style="text-align: center;">ENSAYO 5</p>

Tabla 4.22. Histograma del color rojo de cada uno de los embudos de sedimentación tanto para el canal 1 como para el canal 2 con N=5.

TIEMPO	CANAL 1	CANAL 2
1h 20min	ENSAYO 1 	ENSAYO 1 
	ENSAYO 2 	ENSAYO 2 
	ENSAYO 3 	ENSAYO 3 
	ENSAYO 4 	ENSAYO 4 
	ENSAYO 5 	ENSAYO 5 
1h 40min	ENSAYO 1 	ENSAYO 1 
	ENSAYO 2 	ENSAYO 2 
	ENSAYO 3 	ENSAYO 3 
	ENSAYO 4 	ENSAYO 4 
	ENSAYO 5 	ENSAYO 5 
2h	ENSAYO 1 	ENSAYO 1 
	ENSAYO 2 	ENSAYO 2 
	ENSAYO 3 	ENSAYO 3 
	ENSAYO 4 	ENSAYO 4 
	ENSAYO 5 	ENSAYO 5 
2h 20min	ENSAYO 1 	ENSAYO 1 
	ENSAYO 2 	ENSAYO 2 
	ENSAYO 3 	ENSAYO 3 
	ENSAYO 4 	ENSAYO 4 
	ENSAYO 5 	ENSAYO 5 
2h 40min	ENSAYO 1 	ENSAYO 1 
	ENSAYO 2 	ENSAYO 2 
	ENSAYO 3 	ENSAYO 3 
	ENSAYO 4 	ENSAYO 4 
	ENSAYO 5 	ENSAYO 5 

Cuando se mira concretamente a las bandas de rojo se aprecia que a medida que pasa el tiempo, en general se desplazan ligeramente hacia la izquierda. Esto es debido a que las tonalidades que van adquiriendo los filtros son más intensas, es decir, son más oscuras cuanto más a la izquierda se localicen.

Destaca el ensayo 3 del canal 1, donde el rojo apenas se desplaza hacia la izquierda, quedando más o menos en la misma posición que en el ensayo 2. Esto se explica debido a que, cuando se mira en la fotografía, se aprecia una ligera coloración marrón en la parte central del filtro y los agregados son tan pequeños que no son determinantes para cambiar la tonalidad de la banda roja. Lo que sí varía es el ancho de la banda, teniendo mayor grosor en el ensayo 3, ya que tiene mayor concentración de color rojo que el ensayo 2.

En el ensayo 4 del canal 2, tampoco se aprecia desplazamiento del rojo hacia la izquierda. Esto indica que, puntualmente, en este ensayo la concentración de sedimentos es mayor que en el 3, ya que el grosor de la banda roja es mayor. Al igual que antes la cantidad de arcilla recogida no es tan determinante como para que haya un cambio brusco hacia la izquierda.

Analizando la variación de la erosión en el tiempo que se produce en ambos sistemas de drenaje, se puede observar en los histogramas que, a medida que pasa el tiempo, la erosión de arcilla va aumentando con el tiempo. El mayor cambio (desplazamiento hacia la izquierda) se produce, entre el ensayo 3 y 4 para el canal 1 y en el canal 2 entre el ensayo 4 y 5, coincidiendo con la aparición de agregados pequeños de arcilla en ese instante.

Cuanto más tiempo está el fluido discurriendo por el canal, más sedimentos se producen en ambos sistemas de drenaje. Esto se puede apreciar en los histogramas, por un desplazamiento hacia la izquierda de las bandas, principalmente en el rojo. Este mismo comportamiento pero menos acusado puede observarse en los otros componentes del marrón, que serían el azul y el verde.

Se debe tener en cuenta que al tratarse de un lecho de arcilla, este material presenta una mayor resistencia a ser erosionado que otros tipos de suelos y el agua comienza a producir una erosión importante a partir del momento en que abre una pequeña oquedad en el cuerpo arcilloso (Zhang and Zhang, 2015).

El tiempo que tardan en aparecer los sedimentos arcillosos en el canal 1 es una hora y veinte minutos, mientras que en el canal 2 aparecen a las 2 horas. Después se sigue erosionando, apareciendo oquedades en el terreno, cuando se ha producido la primera oquedad, la destrucción del canal es mucho más rápida.

En resumen, en el canal 1 se aprecian por primera vez los sedimentos arcillosos a la hora y veinte minutos después de iniciar el fluido su recorrido sobre la arcilla, mientras que en el canal 2 empieza la erosión 40 minutos más tarde. Los primeros agregados de arcilla aparecen cuando lleva el fluido circulando 2 horas y 20 minutos por el canal 1, mientras que en el canal 2 se encuentran 20 minutos más tarde. A medida que pasa el tiempo, la cantidad de arcilla que se erosiona y por ende que sedimenta va incrementándose, oscureciendo los filtros empleados para el ensayo.

4.6. Ensayo en terreno natural de análisis gravimétrico

Se ha llevado a cabo el análisis del peso del suelo recogido en los embudos de sedimentación (Fig. 4.10). Para ello, tras seguir el proceso 3.3.5, se recoge el peso de los 10 ensayos sobre terreno franco-arenoso realizados con el canal 1 y el canal 2, una vez secados en estufa y pesados con balanza de precisión.

Primeramente se analiza la normalidad de los datos (Tabla 4.23), concluyendo que son datos no paramétricos. Tras analizar los datos con un test no paramétrico U de Mann-Whitney (Tabla 4.24), se puede observar que no existen diferencias significativas entre los pesos.

Se puede ver una tendencia a que los sedimentos arrastrados por el canal 1 son superiores a los del canal 2, rondando la diferencia de las medias entre ambos, un valor del 40%. Además se puede afirmar que cuanto más tiempo pasa, el canal ramificado resiste mejor la erosión, arrastrando menor cantidad de sedimentos. Todo lo contrario sucede con el canal 1.

En la Fig. 4.10 se muestran los resultados de los pesos en ambos canales obtenidos de la realización de este ensayo.

Existen 4 ensayos en los que el canal 1 arrastra menos sedimentos que el canal 2. Se ha observado que los ensayos 1, 3, 5, 7 y 9 se corresponden con días con menor humedad ambiental. En los demás ensayos, realizados en días con mayor humedad, es cuando se percibe mayor diferencia de sedimentos arrastrados entre los dos canales, siendo bastante mayor la cantidad arrastrada por el canal 1 (drenaje tradicional).

Tabla 4.23. Prueba de normalidad de Kolmogorov-Smirnov del peso de los filtros secos (*P*) con sedimentos del canal 1 y canal 2 con su valor estadístico, grado de libertad y significación para N =10.

Kolmogorov Smirnov ^a			
	Valor Estadístico	Grado de Libertad	Significación
<i>P</i> (g)	0.223	20	0.011

a. Corrección de la significación de Lilliefors

Tabla 4.24. Valor medio, desviación y resultado estadístico de U de Mann-Whitney del peso de los filtros secos (*P*) con sedimentos de ambos canales para N=10.

	<i>P</i> (g)
Media Canal 1	15.784
Desviación Canal 1	14.249
Media Canal 2	9.433
Desviación Canal 2	5.897
U de Mann-Whitney	41.000
W de Wilcoxon	96.000
Z	-0.680
Sig. asintót. (bilateral)	0.496

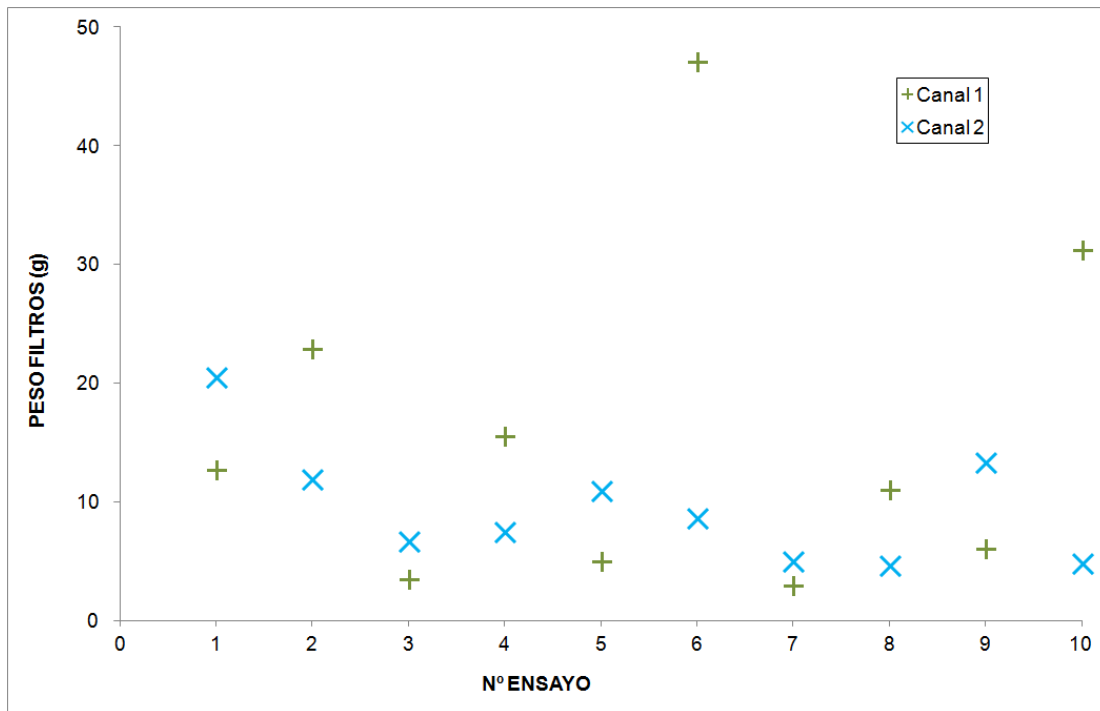


Fig. 4.10. Distribución de pesos de los filtros de ambos canales y nº de ensayo en terreno natural.

A diferencia del ensayo sobre arcilla, en el terreno franco-arenoso la erosión que se produce es mucho más agresiva (Charru et al., 2004). El primer tipo de erosión que se produce es la erosión superficial arrastrando las partículas de arena que se encuentran a la intemperie. Da paso luego a la creación de surcos de conducción preferente arrastrando además de arena y arcilla, piedras de pequeñas dimensiones, para finalmente acabar arrastrando piedras de mayor tamaño.

En un principio se había planteado un procedimiento distinto ya utilizado por Hung and Hwang (2007) en el que se pesaban los filtros secos con sedimentos, se quemaban después en una mufla y calculaban el residuo resultante. Pero al emplear filtros de café normales, cada filtro de café pesa un valor distinto, además de que cada uno de ellos produce un residuo distinto al quemarlos con lo que nos daría un error muy grande. Para evitar este error se debería haber utilizado filtros químicos que tienen tabulados los residuos que aportan cada uno al quemarlos y restando este valor al total nos da el peso del sedimento arrastrado por el fluido.

La diferencia en peso obtenida es sólo un 15%, esto es debido a que en los ensayos en día seco, el peso de los sedimentos que erosiona el canal 2 es superior al del canal 1, en variaciones de peso acumulado de 27 g. Mientras que en los ensayos en día húmedo sucede lo contrario, el canal 1 sedimenta mucha mayor cantidad que el canal 2 en un valor total acumulado de 90 g.

Estudiando en profundidad el resultado de los ensayos terreno franco-arenoso, los pesos son muy variables de unos ensayos a otros. Esto es debido a que se realizan in situ y las condiciones de presión, temperatura y humedad varían. Todos los ensayos se realizaron por la mañana en un horario similar, en días distintos. Hubo días en que la tarde fue lluviosa (día húmedo) y días en que la tarde fue soleada (día seco), por lo que se puede aseverar que las condiciones atmosféricas influyeron en los resultados obtenidos.

Teniendo en cuenta esto, es importante comentar que los ensayos que se realizaron en días cuya tarde hubo precipitaciones (día húmedo) es donde existe una mayor diferencia relativa en los pesos obtenidos, esta mayor diferencia de pesos es debida también a que se arrastraron piedras (siendo el peso de las piedras cercano a un 25% del peso total), cuando existe arrastre de piedras es cuando se produce la mayor erosión y cuando mayores problemas de estabilidad se tienen en el talud.

Navarro Lozano et al. (2012) estudiaron las tasas de erosión en la Baja California, donde afirman que el punto álgido de la erosión se produce cuando se arrastran piedras de gran tamaño. Se considera interesante discutir sobre la significación o no de las diferencias entre días secos y húmedos.

Por ello, con lo expuesto anteriormente se va a realizar un análisis de los resultados de los pesos obtenidos en dos fases distintas atendiendo a las condiciones atmosféricas:

- Ensayos ejecutados en días en que la tarde fue soleada, presión atmosférica mayor, humedad menor y temperatura ambiente de 20 °C aproximadamente. En lo sucesivo se abrevia como Día seco.
- Ensayos ejecutados en días en que la tarde fue lluviosa, presión atmosférica inferior, humedad mayor y temperatura ambiente similar al anterior (20 °C). En lo sucesivo se abrevia como Día húmedo.

En las Tabla 4.25 y Tabla 4.26 se muestra el resultado de los pesos medios en ambas situaciones atmosféricas y las diferencias de peso de sedimentos que se han obtenido para N=5 en ambos canales.

Al igual que antes, se realiza el análisis de normalidad de los datos obtenidos para ambos canales en día seco y húmedo que se han propuesto (Tabla 4.25).

Como se puede observar los resultados para ambos casos se ajustan a una normal, al igual que en anteriores ocasiones se emplea el test paramétrico ANOVA (Tabla 4.26 y Tabla 4.27)

Observando los resultados obtenidos (Tabla 4.26) se puede observar que la diferencia en porcentaje de sedimento recogido en días en que por la tarde hizo soleado es un 27 % mayor en el canal 2, mientras que si los ensayos se realizaron en días en que por la tarde existió precipitación este porcentaje es un 71 % superior en el canal 1.

Existen diferencias significativas al 99 % para los ensayos realizados en el canal 1, mientras que para los resultados del canal 2 no se encuentran diferencias significativas.

Se puede afirmar por tanto que existe una tendencia a que el canal 2, en climas cuya probabilidad de precipitación sea alta, funcionará mejor que el canal 1 ya que se ha obtenido una diferencia de peso en porcentaje considerable (71%).

Tabla 4.25. Prueba de normalidad de Kolmogorov-Smirnov del peso de los filtros del canal 1 y canal 2, en día seco y día húmedo con su valor estadístico, grado de libertad y significación para N =10.

Kolmogorov Smirnov ^a			
	Valor estadístico	Grado de libertad	Significación
Canal 1	0.207	10	0.200
Canal 2	0.169	10	0.200

a. Corrección de la significación de Lilliefors

Tabla 4.26. Valor medio y desviación del peso medio del filtro en ambos canales, en día seco y húmedo (P) en terreno natural, con $N=10$ ensayos.

	Tipo día	Nº de ensayos	Valor medio	Desviación
Canal 1	Día seco	5	11.339	1.562
	Día húmedo	5	7.528	0.980
	Total	10	9.433	2.250
Canal 2	Día seco	5	6.030	62.476
	Día húmedo	5	25.538	39.173
	Total	10	15.784	90.018

Tabla 4.27. Valor de la suma de cuadrados, grado de libertad, media cuadrática (inter-grupos e intra-grupos), F y significación del peso medio del filtro (P), en día seco y húmedo, en terreno natural con $N = 10$ ensayos.

		Suma de cuadrados	Grado de libertad	Media cuadrática	F	Signif.
Canal 1	Inter-grupos	951.473	1	951.473	8.690	0.018
	Intra-grupos	875.895	8	109.487		
	Total	1827.368	9			
Canal 2	Inter-grupos	36.300	1	36.300	1.566	0.246
	Intra-grupos	185.400	8	23.175		
	Total	221.700	9			

Como el número de muestras recogido es limitado ($N=10$), no permite sacar conclusiones definitivas acerca del distinto comportamiento de los canales según las condiciones atmosféricas. Se propone el estudio futuro del comportamiento de ambos canales en distintas condiciones atmosféricas con un número de muestras mucho mayor, que como se puede ver influye en los resultados de los ensayos.

Resumiendo, los datos recogidos permiten afirmar, que los sedimentos arrastrados por el canal 1 son superiores a los del canal 2, rondando la diferencia de las medias entre ambos, un valor del 40%. Si se tienen en cuenta las condiciones atmosféricas de los días en que se recogieron las muestras, también se observan diferencias. Los días con una presión atmosférica más baja y humedad mayor, la diferencia de pesos es un 71% menor en el drenaje ramificado. Esto hace suponer provisionalmente que el canal 2 funcionará mejor en climas con probabilidad de precipitación alta, aunque sería necesario realizar más ensayos antes de extraer conclusiones definitivas.

4.7. Ensayo en maqueta de estimación de vida útil sobre arcilla

Se deja circular el agua hasta que destruye los canales, ejecutando los ensayos según el procedimiento definido en el apartado 3.7 siendo la función principal del drenaje la evacuación de aguas para evitar que lleguen al núcleo del terraplén o desmorte.

Se considera que deja de realizar sus funciones cuando se empieza a desmoronar por la parte baja o alta del canal, quedando descubierta (es decir, se puede ver el PVC) en su totalidad aguas abajo (5 cm desde el final de los sistemas hacia arriba) o aguas arriba (5 cm desde la coronación o inicio del canal hacia abajo). Los resultados obtenidos en las Tabla 4.28 y Tabla 4.29, calculan la vida útil en ambos sistemas de drenaje habiendo efectuado una toma de muestras (*N*) igual a 10 ensayos para cada uno de los canales. Primero se realiza la prueba de normalidad de los datos obtenidos, expuesta en la Tabla 4.28.

Como se obtiene un valor de significación superior a 0.05, los datos se ajustan a una normal y es necesario tratarlos mediante el test paramétrico ANOVA (Tabla 4.29 y Tabla 4.30).

Tabla 4.28. Prueba de normalidad de Kolmogorov-Smirnov de la vida útil estimada (V_u) sobre arcilla del canal 1 y canal 2 con su valor estadístico, grado de libertad y nivel de significación para $N = 10$ ensayos.

Kolmogorov Smirnov ^a			
	Valor Estadístico	Grado de Libertad	Significación
V_u (s)	0.143	20	0.200

a. Corrección de la significación de Lilliefors

Tabla 4.29. Valor medio y desviación de vida útil estimada (V_u) sobre arcilla en el canal 1 y canal 2 para $N = 10$ ensayos.

	Canal	Nº de ensayos	Valor medio	Desviación
Vida útil (s)	1	10	21240.000	2469.008
	2	10	28920.000	2619.924
	Total	20	25080.000	4654.098

Tabla 4.30. Valor de la suma de cuadrados, grado de libertad, media cuadrática (inter-grupos e intra-grupos), factor F y nivel de significación de la vida útil estimada sobre arcilla (V_u) para $N = 10$.

		Suma de cuadrados	Grado de libertad	Media cuadrática	F	Sign.
Vida útil (s)	Inter-grupos	294912000.000	1	294912000.000	45.511	0.000
	Intra-grupos	116640000.000	18	6480000.000		
	Total	41552000.000	19			

En la Fig. 4.11 se muestran los resultados obtenidos de la vida útil que resisten los sistemas de drenaje en arcilla sometidos a erosión. Los ciclos que tarda el canal 1 en destruirse son aproximadamente 18, mientras que el canal 2 dura un valor cercano a 24 ciclos. De aquí se deduce que el canal 2 resiste un valor medio de 6 ciclos más que el canal 1, se realiza el cambio de unidades a segundos, teniendo en cuenta que un ciclo es igual a 20 minutos, estimándose por tanto que el canal 2 tendrá 7200 segundos más de vida útil que el canal 1.

De aquí mediante una proporción se pasa a años de vida útil, se emplea una regla de tres, considerando que la vida útil de un talud en terreno natural con drenaje tradicional son 20 años y se corresponden con el valor obtenido para el ensayo en terreno natural (aproximadamente 13 500 segundos), entonces se calcula para cada uno de los valores obtenidos en la Tabla 4.29, el tiempo de vida útil en años.

En términos de porcentaje se llega a un valor aproximado de un 26 % de diferencia entre las vidas útiles de los sistemas de drenaje a favor del drenaje ramificado y se estima que en arcilla el canal 2 es 5 años más longevo que el canal 1.

Analizando los resultados se observa que todos los ensayos arrojan unos resultados en que la vida útil del canal 2 es mayor a la del canal 1. Destaca el ensayo n° 5 donde las vidas útiles estimadas se acercan en valor para ambos canales, debido al valor tan alto que se obtuvo para el ensayo en el canal 1. Este dato se introduce en el cálculo de la media, aunque reduzca considerablemente la media de la diferencia de vidas útiles entre ambos sistemas de drenaje.

Se debe destacar que durante la realización de los ensayos en arcilla se producen ciertas singularidades. Una de ellas es el momento en el que se agrava la erosión en cada uno de los sistemas de drenaje (Fig. 3.16). El tiempo que tarda en hacerse visible la erosión es de una hora y veinte minutos (6 ciclos) en el canal 1 y son necesarias 2 horas (8 ciclos) para que empiece en el canal 2. No se ha realizado un estudio pormenorizado de la línea de agua en ninguno de los dos sistemas de drenaje, pero se aprecia que en el canal 1 se produce un hueco en la parte alta y en el canal 2 se producen sendos huecos en los canales laterales, debido a que se crea un pequeño resalto hidráulico por cambio de régimen de uniforme a bruscamente variado. Najafi-Nejad-Nasser and Li (2015) recientemente ha realizado estudios de esta singularidad y de cómo proteger la obra hidráulica con diferentes soluciones frente a la erosión que se produce al final de los resaltos hidráulicos y la energía que se disipa con este proceso.

Otra singularidad es que también tiende a erosionarse más en las intersecciones de los terrenos. Como el canal 2 tiene un mayor número de ellos, este desgaste se aprecia en cada zig-zag. Aunque al alcanzar el líquido menor velocidad, ya que la pendiente hasta el zig-zag es de apenas 2 cm, no se aprecia desgaste muy variado sino constante.

Li and Li (2011) han estudiado como afecta este fenómeno a fluidos viscosos y Newtonianos en diferentes situaciones, afirmando que si se cuenta con dos sistemas de drenaje de un mismo contorno sólido pero de diferente escala (maqueta y escala real) y se hace circular a través de ellos un mismo fluido a la misma velocidad la vorticidad no tendrá porque difundir igual en ambos casos, por lo que la forma y/o intensidad de las regiones vorticosas no serán necesariamente idénticas.

De aquí se deduce que esta singularidad puntual que se produce en la maqueta, pudiera no producirse en un talud a escala real. No pudiendo asegurar con los resultados obtenidos, que si en un futuro se implanta a tamaño real, el resultado final de la erosión fuera similar.

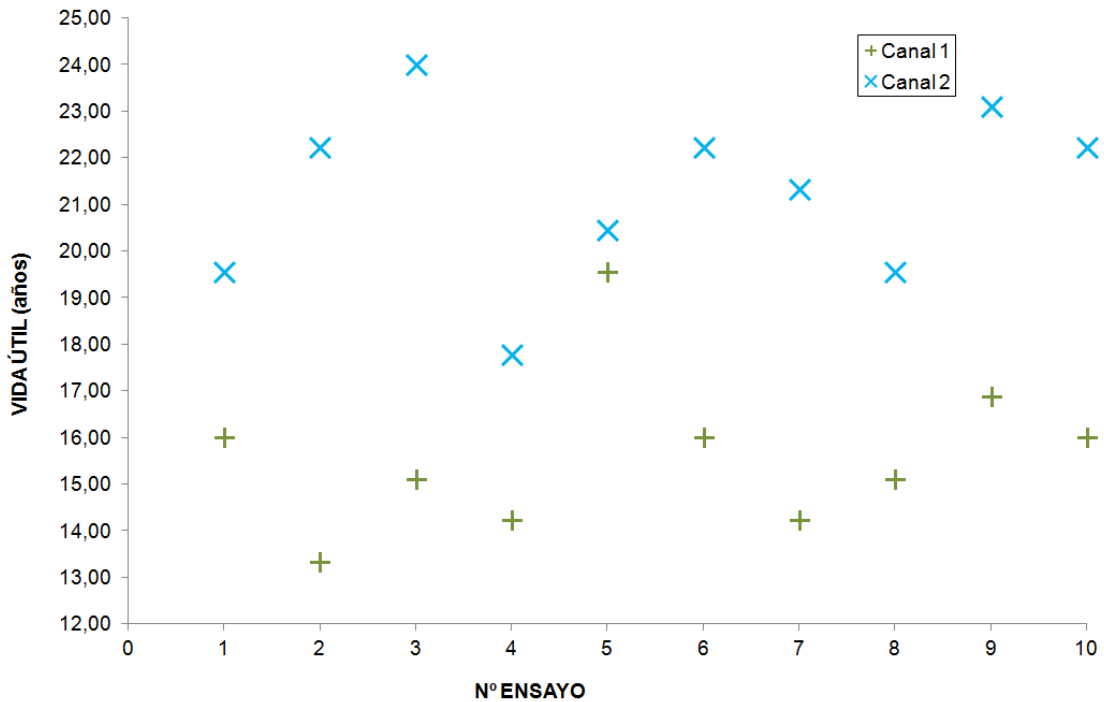


Fig. 4.11. Distribución de las vidas útiles y nº de ensayo sobre arcilla de ambos sistemas de drenaje.

En síntesis, en este punto se demuestra que el canal 2 podría aumentar la vida útil estimada en 3 años si se compara con el canal 1. Se propone el estudio de la lámina de agua y singularidades explicadas con el cambio de escala como un estudio futuro.

El número de muestras ensayadas es limitado y no se han encontrado referencias que completen o ratifiquen los resultados obtenidos por las características tan particulares que tiene el ensayo.

4.8. Ensayo en terreno natural de estimación de vida útil

Se deja circular el agua hasta que destruye los canales ejecutando los ensayos según el procedimiento definido en el punto 3.3.8, se considera el fin de vida útil cuando se desmorona por parte alta o baja una cantidad de 10 cm medidos o bien desde su inicio o final, los tiempos medidos hasta que sucede esto están reflejados en las Tabla 4.31 y Tabla 4.32, donde se estima la vida útil en ambos sistemas de drenaje habiendo efectuado una toma de muestras (N) igual a 10 ensayos para cada uno de los canales.

Al igual que en el anterior ensayo sobre arcilla de estimación de vida útil, se realiza la prueba de normalidad de los datos obtenidos, presentada en la Tabla 4.31.

Como el valor de significación obtenido es superior a 0.05, los datos se ajustan a una normal y es necesario tratarlos mediante el test paramétrico ANOVA (Tabla 4.32 y Tabla 4.33).

Los resultados obtenidos de la vida útil que aguantan los sistemas de drenaje en terreno natural sometidos a erosión (Fig. 4.12), muestran que existen diferencias significativas al 99 % (Tabla 4.33), entre lo que resiste el canal 1 y el canal 2. El canal 2 resiste 2280 segundos más que el canal 1 hasta que se destruyen, se estima que la diferencia de vida útil entre canal 1 y 2 en porcentaje es un 15 % y de unos 3 años si

se calcula en años, con una regla de tres, suponiendo que la vida útil media de un talud en terreno natural con drenaje tradicional es 20 años.

En todos los ensayos el canal 2 siempre aguanta más que el canal 1. Destaca el ensayo nº 3 donde la vida útil estimada es similar en ambos canales.

En resumen, la utilización del canal 2 se estima que podrá aumentar la vida útil en unos 3 años respecto a la utilización del canal 1.

Se necesitan un mayor número de ensayos para poder delimitar con exactitud el tiempo aproximado que alargará la vida útil. No se han encontrado autores que hayan experimentado con este diseño de canal.

Tabla 4.31. Prueba de normalidad de Kolmogorov-Smirnov de V_u (vida útil estimada del canal 1 y canal 2 en s) con su valor estadístico, grado de libertad y significación para $N=10$ ensayos.

Kolmogorov Smirnov ^a			
	Valor Estadístico	Grado de Libertad	Significación
V_u (s)	0.155	20	0.200

a. Corrección de la significación de Lilliefors

Tabla 4.32. Valor medio y desviación de V_u (vida útil estimada del canal 1 y canal 2 en s) en los $N=10$ ensayos en terreno natural.

	Canal	Nº de ensayos	Valor medio	Desviación
Vida útil (s)	1	10	13463.100	938.565
	2	10	15814.400	512.983
	Total	20	14638.750	1413.088

Tabla 4.33. Valor de la suma de cuadrados, grado de libertad, media cuadrática (inter-grupos e intra-grupos), F, nivel de significación para la vida útil estimada en terreno natural (V_u). El valor de la muestra es $N=10$.

		Suma de cuadrados	Grado de libertad	Media cuadrática	F	Sign.
Vida útil (s)	Inter-grupos	27643058.450	1	27643058.450	48.325	0.000
	Intra-grupos	10296499.300	18	572027.739		
	Total	37939557.750	19			

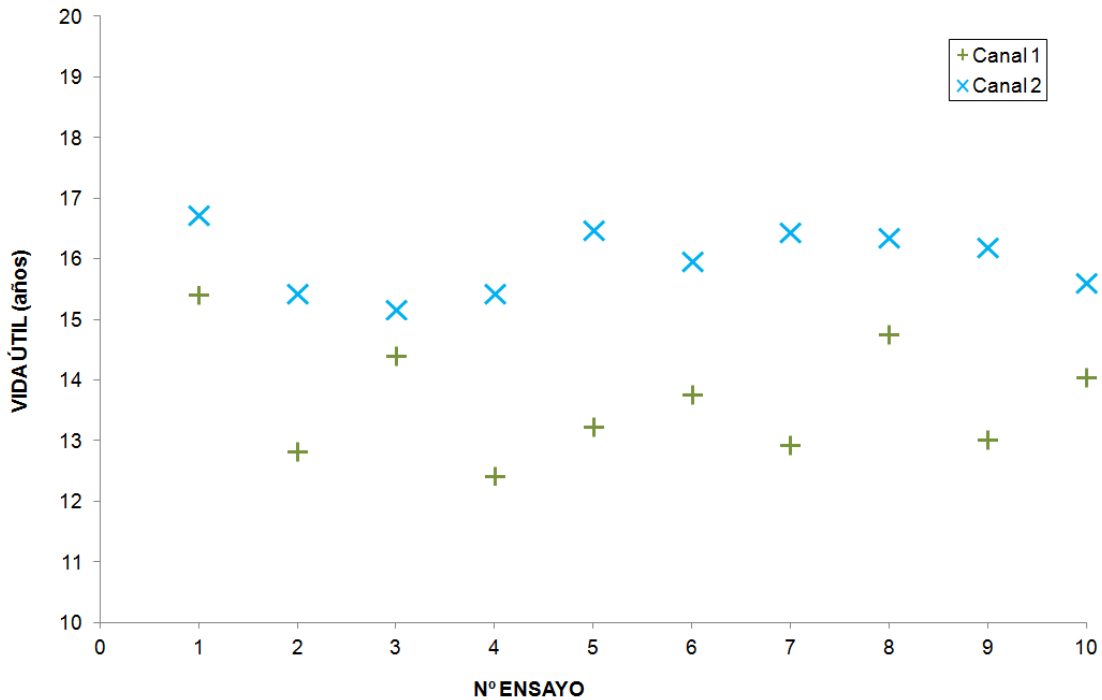


Fig. 4.12. Distribución de las vidas útiles y nº de ensayo en terreno natural de ambos canales.

4.9. Estudio de viabilidad económica

Una vez realizados los ensayos empíricos, así como los cálculos hidráulicos y teóricos, falta por determinar si el nuevo sistema de drenaje propuesto es viable económicamente en los taludes reales de obras lineales, para saberlo hay que prestar especial atención a dos factores:

- El coste inicial de construcción y plazo de ejecución de la implantación de la nueva red de drenaje.
- Los costes de reparación y mantenimiento de la infraestructura de drenaje a lo largo de la vida útil de la obra lineal.

Se debe tener en cuenta que para estimar la inversión inicial y el plazo de ejecución, existen muchos tipos de talud, mucha diversidad de suelos, varios métodos de trabajar y maquinaria a emplear, distintos recursos humanos empleados en la obra, por lo que resulta difícil calcular un valor medio, ya que para cada talud específico tendrá un coste distinto la ejecución de la obra.

Como se realizaron los ensayos en terreno natural en un talud de la urbanización Monte León, se considera apropiado el empleo del proyecto de dicha urbanización (Sánchez-Mayol, 1997) para estimar el valor medio de la inversión inicial y los costes de mantenimiento y conservación del talud.

Observando el coste que tuvo la construcción del talud (Tabla 4.34 y Tabla 4.35) se obtiene una inversión inicial de 2.927 €/m³ y de 1.332 €/año/m³ como el coste estimado de mantenimiento y conservación anual del talud, tardando 0.012 h en ejecutar un metro cúbico del talud. Para estimar el coste inicial y de mantenimiento del canal 2, se parte del coste de construcción del canal 1.

Tabla 4.34. Partidas de maquinaria y mano de obra (en horas) para la construcción de 1 m³ de canal 1.

Naturaleza	Ud.	Resumen	Cantidad	Precio	Importe
Mano de obra	h	Capataz	0.012	15.010	0.180
Mano de obra	h	Peón ordinario	0.012	12.720	0.153
Maquinaria	h	Retroexcavadora hidráulica	0.012	33.050	0.397
Maquinaria	h	Camión basculante	0.012	35.000	0.420
Maquinaria	h	Motoniveladora	0.012	44.000	0.528
Maquinaria	h	Camión cisterna	0.012	26.400	0.317
Maquinaria	h	Rodillo vibrante autopropulsado	0.012	36.060	0.433
Maquinaria	h	Canon préstamo	1.000	0.500	0.500
Partida	€/m³	Construcción canal 1	1.000		2.927

Tabla 4.35. Partidas de maquinaria y mano de obra (en horas), para la conservación y mantenimiento de 1 m³ del canal 1.

Naturaleza	Ud.	Resumen	Cantidad	Precio	Importe
Mano de obra	h	Peón ordinario	0.026	12.720	0.330
Maquinaria	h	Retroexcavadora Hidráulica	0.013	33.050	0.430
Maquinaria	h	Motoniveladora	0.013	44.000	0.572
Partida	€/m³/año	Conservación canal 1	1.000		1.332

A estos costes se suman las partidas correspondientes de maquinaria y recursos humanos empleados en la construcción del nuevo diseño de drenaje (Tabla 4.36), calculando que se necesitarán 0.003 horas de maquinaria y 0.003 horas de recursos humanos más en el canal 2 en inversión inicial, debido al mayor detalle que exige respecto al tradicional.

En conservación y mantenimiento del drenaje tradicional es necesario un 0.001 horas en maquinaria y un 0.002 en recursos humanos más que en el sistema de drenaje ramificado, debido a la mayor resistencia que tiene el canal 2 frente a la erosión (Tabla 4.37).

Usando el programa Presto con base de precios del 2015 se obtiene que se amplía la inversión inicial en 0.607 €/m³ y que se reduce el coste de mantenimiento en 0.102 €/m³/año. Para el cálculo del plazo de ejecución se utiliza el software Microsoft Project estimando que se tardan 0.018 h con las nuevas partidas para implantar este nuevo diseño, por lo tanto existirá un incremento de 1.4 días en comparación con el canal 1 (Tabla 4.38).

Tabla 4.36. Partidas de maquinaria y mano de obra (en horas) para la construcción de 1 m³ de canal 2.

Naturaleza	Ud.	Resumen	Cantidad	Precio	Importe
Mano de obra	H	Capataz	0.015	15.010	0.225
Mano de obra	H	Peón ordinario	0.015	12.720	0.191
Maquinaria	H	Retroexcavadora hidráulica	0.015	33.050	0.496
Maquinaria	H	Camión basculante	0.015	35.000	0.525
Maquinaria	H	Motoniveladora	0.015	44.000	0.660
Maquinaria	H	Camión cisterna	0.015	26.400	0.396
Maquinaria	H	Rodillo vibrante autopropulsado	0.015	36.060	0.541
Maquinaria	H	Canon préstamo	1.000	0.500	0.500
Partida	€/m³	Construcción canal 2	1.000		3.534

Tabla 4.37. Partidas de maquinaria y mano de obra (en horas), para la conservación y mantenimiento de 1 m³ del canal 2.

Naturaleza	Ud.	Resumen	Cantidad	Precio	Importe
Mano de obra	H	Peón ordinario	0.024	12.720	0.305
Maquinaria	H	Retroexcavadora hidráulica	0.012	33.050	0.397
Maquinaria	H	Motoniveladora	0.012	44.000	0.528
Partida	€/m³/año	Conservación canal 2	1.000		1.230

Tabla 4.38. Plazo de ejecución (tiempo que se tarda en la construcción de ambos canales en días), Inversión inicial (coste inicial necesario para la construcción de ambos canales en €/m³), Coste mantenimiento (gasto que supone el mantenimiento y conservación de ambos canales en €/m³/año).

	Plazo ejecución (días)	Inversión inicial (€/m ³)	Coste mantenimiento (€/m ³ /año)
Canal 1	7.0	2.930	1.332
Canal 2	8.4	3.534	1.230

Como se puede observar el canal 2 tiene un coste inicial y plazo de ejecución superior al que supone el canal 1. Mientras que los costes de mantenimiento y conservación son inferiores en el canal 2 con respecto al canal 1.

Se calculan los costes totales (C_u), coste medio (C'_u) y el rendimiento económico medio ($r_{m,u}$) mediante el método descrito en el apartado 2.6 para cada uno de los canales. En la Tabla 4.39 se presentan los valores de estas variables, teniendo en cuenta que hay que suponer una tasa de interés (i) de un 7% para actualizar los costes al presente y emplear el valor estimado de vida útil correspondiente a un talud en terreno natural con drenaje tradicional (20 años) y con drenaje ramificado (23 años) hallado en el apartado 4.8.

El rendimiento económico medio es superior en el canal 2 en un 3.10%, significa que por cada 1 € invertido en el canal 2 se producen 0.203 €, mientras que en el canal 1 sólo se producen 0.172 €, aunque la inversión inicial en el drenaje ramificado es superior, es más rentable por tener una vida útil de 23 años en comparación con los 20 años del drenaje tradicional.

A la hora de calcular los costes totales a lo largo de toda su vida útil, existe una diferencia de 0.36 €/m³ a favor del sistema de drenaje tradicional, lo cual es lógico, porque se tienen que asumir los costes de conservación y mantenimiento en el drenaje ramificado durante 3 años más, ya que su vida útil es superior.

En el caso de utilizar el mismo valor de años para ambos canales en los costes totales, 20 años (C_{20}), se obtendría una diferencia de 0.48 €/m³ si se dispone el canal 2 en lugar del canal 1.

Como se puede ver, los costes medios anuales del drenaje ramificado (C'_{u2}), son inferiores en 0.12 €/m³ a los que produce el drenaje tradicional (C'_{u1}).

En costes a corto plazo no es rentable la implantación del canal 2 ya que requiere una inversión inicial superior. Pero a medio y largo plazo, comparando estos valores con el coste que supondría la rehabilitación de la carretera o su nueva construcción, se puede aseverar que el empleo del canal 2 en lugar del canal 1 es muy rentable económicamente.

Se analiza a continuación el período de amortización, para ello en la Fig. 4.13 se muestran los resultados de cada uno de los años.

Se observa que el plazo de amortización del canal 2, es decir, la intersección de ambos costes, se produce a los 8 años, con lo que si se dispone el drenaje ramificado en lugar del drenaje tradicional, a partir de este momento se va a rentabilizar durante los 15 años restantes de vida útil.

Tabla 4.39. Rendimiento económico medio ($r_{m,u}$) en ambos canales a lo largo de toda su vida útil, coste total de los sistemas de drenaje a lo largo de toda su vida útil (C_u) en € y coste total de ambos sistemas de drenaje durante 20 años (C_{20}) y coste medio anual (C'_u).

	$r_{m,u}$ (%)	C_u (€/m ³)	C_{20} (€/m ³)	C'_u (€/m ³)
Canal 1	17.20	17.04	17.04	0.59
Canal 2	20.30	17.40	16.56	0.47

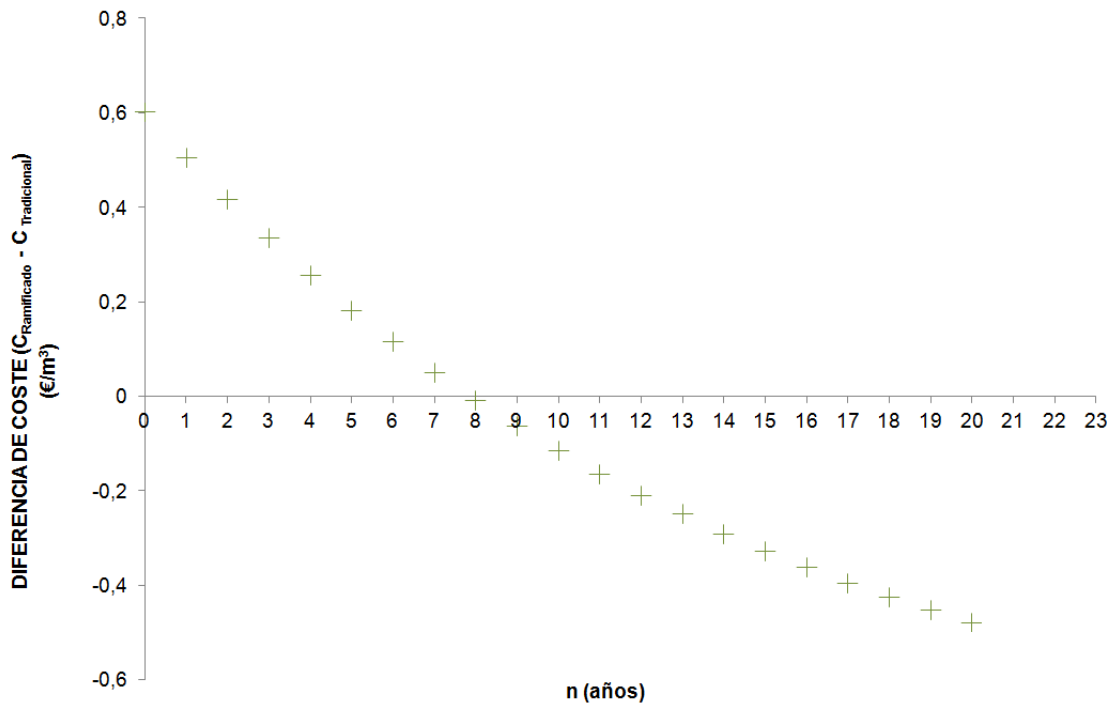


Fig. 4.13. Diferencia de costes totales anuales entre ambos canales y plazo de amortización del drenaje ramificado.

Otro aspecto que se debe tener en cuenta es el punto de vista medio ambiental. Existen actuaciones que reducen mucho la erosión de los taludes mejorando su estabilidad como propone Gyasi-Agyei (2004) para la zona Central Queensland (Australia) donde se construye un sistema de hidrosiembra y riego automático para mejorar la estabilidad de los taludes de dicho emplazamiento. Para hacer que los sistemas de drenaje sean más viables medioambientalmente, se debería disponer una vegetación autóctona adecuada. Sin embargo, en este estudio no se ha tenido en cuenta la vegetación porque añadiría una mayor incertidumbre a la hora de interpretar la comparación entre el canal 1 y canal 2.

El drenaje ramificado se ha diseñado con el objetivo de proteger la obra lineal, evitando que la escorrentía llegue más rápidamente a las capas inferiores de la obra lineal, realizando un lavado de áridos que acabará por destruir la obra lineal.

Actualmente cuando existe algún problema de deslizamiento de tierras se construye un muro de contención (Fig. 1.12) con distintos materiales (hormigón, escollera o gaviones) para solucionarlo. El coste medio aproximado que supone la construcción de un muro de hormigón es aproximadamente 285 €/m³, el muro de escollera y gaviones 65 €/m³, se ha empleado el software Cypecad para la obtención de estas cifras medias (CYPE).

A modo de ejemplo, si se tienen 10 metros de talud, se comparan los costes que suponen la construcción de un muro de 1x1x10 con los costes que supondría la implantación del canal 2 (Tabla 4.40).

Tabla 4.40. Comparación de los costes en € de distintas estructuras.

	Muro hormigón	Muro Escollera	Muro de gaviones	Implantación Canal 2
Costes (€/m ³)	2850	650	650	17

Supone una diferencia de 633 €/m³ si se construye un muro de escollera o gaviones en lugar de implantar el drenaje ramificado. La diferencia que existe si el muro es de hormigón asciende a la cifra de 2833 €/m³. No se han tenido en cuenta los costes de reparación y mantenimiento de los muros, ni los costes indirectos producidos por los cortes de tráfico al construir o reparar los muros, que aumentarían los costes en todo caso. Se puede afirmar que el ahorro que supondría el empleo el canal 2 como medida preventiva frente a la erosión, en lugar de utilizar la medida paliativa de los muros, sería muy cuantioso.

Este tipo de mejora en drenaje podría utilizarse en todo tipo de estructuras (puentes, viaductos, túneles, etc...), ya que si el agua llega a las capas inferiores del talud podría generar un lavado de áridos, y se correría el riesgo de deslizamiento de ladera en el talud de soporte, dejando al descubierto las zapatas de un viaducto (Fig. 1.27), por eso se propone el empleo de este nuevo diseño de drenaje como ayuda complementaria a los sistemas de drenaje actualmente dispuestos, para ralentizar el proceso de la erosión y aumentar la vida útil del talud, evitando dejar al descubierto el lugar donde se apoyan dichas estructuras.

En resumen, la implantación del canal 2 es viable económicamente en taludes medios y pequeños siendo rentable a medio y a largo plazo. El plazo de amortización del drenaje ramificado es 8 años. No se han encontrado referencias que apoyen los resultados obtenidos y también hay que destacar que las bases de precios empleadas para la obtención de resultados pueden variar en el futuro.

5. LÍNEAS DE FUTURO

La novedad de este trabajo en la investigación del drenaje en las obras lineales, radica en la propuesta del drenaje ramificado y sus posibles ventajas.

Como se ha visto a lo largo de este estudio, la canalización adecuada del agua es uno de los elementos más importantes para mantener un buen estado de las obras lineales y sus firmes. Lo que aquí se pretende es evitar que llegue a las capas resistentes del firme, provocando asentos y deslizamientos de ladera en los taludes.

El drenaje es una parte fundamental en la conservación de las obras lineales, capaz de ampliar o disminuir su vida útil, lo cual influye en términos económicos y ambientales.

Además el drenaje es una parte sustancial del presupuesto, por norma general, un valor en torno al 5 % del montante total.

Aunque se trata de un tema relevante, pocos son los autores que han publicado resultados acerca de esta materia, probablemente debido a la complejidad del diseño de las experiencias y de los cálculos, que dependen de muchos factores como las precipitaciones, climatología, suelo, vegetación, erosión, viento, etc...

Se proponen ahora posibles líneas de investigación para estudiar en el futuro:

1. Como ya se ha expuesto anteriormente, se parte de la suposición de que el fluido circula en régimen permanente y uniforme, pero en la realidad no es así. Por eso sería interesante estudiar los distintos regímenes que se producen en el nuevo diseño de drenaje, basándose en los estudios realizados por Dunn and Mackay (1996).
2. No se han estudiado en profundidad las singularidades que se crean a lo largo de la línea de agua. Se plantea la realización de un análisis en profundidad de dichas singularidades, como son el resalto hidráulico y la vorticidad, la primera de ellas fue estudiada por Najafi-Nejad-Nasser and Li (2015) y la segunda por Li and Li (2011). Partiendo de estos artículos se puede cimentar un buen punto de partida para el estudio específico del nuevo diseño de drenaje.
3. Desde el punto de vista ambiental, no se ha desarrollado la influencia que tendría la implantación del drenaje ramificado en la flora existente y en cómo puede afectar al ecosistema de los taludes. También sería interesante estudiar la modificación del método de hidrosiembra actual (Gyasi-Agyei, 2004) para que siga ejerciendo sus funciones de protección frente a la erosión.
4. Un estudio interesante sería la realización de pruebas en maqueta o en terreno natural de los distintos tipos de suelos que no se han estudiado. De igual manera, se podrían ampliar el nº de ensayos ejecutados en este estudio, para llegar a conclusiones más generales definitivas y para conseguir detectar diferencias significativas en aquellos ensayos que por su alta variabilidad no pudieron obtenerse.
5. Otra posibilidad de investigación para el futuro, sería el estudio detallado de la influencia de las condiciones atmosféricas en el funcionamiento del drenaje tanto en el sistema tradicional como en el propuesto. Analizando también cuál sería las características climáticas que harían más rentable la instalación del drenaje ramificado en lugar del sistema de drenaje tradicional.

6. CONCLUSIONES

A continuación se enumeran las principales conclusiones de este trabajo. Para ello, se ordenan las conclusiones de acuerdo con los objetivos planteados al comienzo.

Respecto al **primer objetivo** (revisar las fuentes bibliográficas) de acuerdo con los resultados obtenidos se puede afirmar que:

1. Se ha realizado una búsqueda en revistas científicas con un alto factor de impacto, empleando la base de datos *Web of Science*. La mayoría de artículos publicados se concentran en 2 revistas: *Journal of Hydrology Engineering* y *Journal of Hydraulic Engineering*. En consecuencia, estas revistas son las principales fuentes de información del investigador que trabaja con drenaje.
2. Existen determinados libros técnicos de reconocido prestigio que pueden usarse como referencia para cada una de las disciplinas estudiadas. Entre éstos destacan: en geología y geotecnia, Jiménez-Salas et al. (1981); en hidrología, Chow et al. (1988); en hidráulica, Chow (1994); en erosión, Chanson (2002) y en economía, Gregory-Mankiw (2012), así como la Instrucción de Carreteras 5.2.-I.C. del Ministerio de Fomento.
3. En cuanto al drenaje ramificado propuesto, al ser novedoso, no se han encontrado referencias bibliográficas publicadas que puedan ayudar a completar o contrastar los resultados obtenidos en los ensayos realizados.

En relación con el **segundo objetivo** (diseñar una nueva red de drenaje y elaborar una maqueta a escala):

1. Se han comparado 3 alternativas diferentes con la tradicional, optando por el drenaje ramificado, ya que ha sido la más valorada hidráulica, ambiental, estructural y económicamente.
2. En cuanto a la construcción de la maqueta a escala 1:100, por un lado se han tenido en consideración las dimensiones geométricas, y por otro lado los materiales y el caudal que mejor se ajustan a las características de un talud típico de una obra lineal, como son pendiente 1:2, longitud 25 m, ancho 4 m.

En cuanto al **tercer objetivo** (comparar el drenaje ramificado propuesto con el drenaje tradicional, mediante la realización de cálculos teóricos y experimentales), los resultados muestran que:

1. De forma teórica, los cálculos arrojan que el drenaje ramificado (canal 2) consigue una menor velocidad media del fluido (de hasta un 6 %), y por tanto una inferior energía específica (12%) y menor fuerza de arrastre (6 %) que el drenaje tradicional (canal 1).
2. Al experimentar en la maqueta sobre *PVC*, esta disminución de velocidad media del fluido varía hasta un 21 %, suponiendo a su vez un 21 % de reducción en fuerza de arrastre y un 36 % en energía específica.

En referencia al **cuarto objetivo** (evaluar el funcionamiento del sistema propuesto de drenaje en distintos tipos de suelo), las principales conclusiones encontradas son:

1. Para las simulaciones sobre arcilla, la reducción que se obtiene en la capacidad erosiva del agua del drenaje ramificado con respecto al drenaje tradicional, es un 59 % en energía específica y un 36 % en velocidad media del fluido y fuerza de arrastre.
2. En ambos canales, cuanto más tiempo circula el fluido, se produce mayor erosión, pero en el drenaje tradicional los primeros agregados de arcilla aparecen a las 2 horas, mientras que en el drenaje ramificado aparecen 20 minutos más tarde.
3. El comienzo de la sedimentación de arcilla en los filtros comienza a ser perceptible 40 minutos más tarde en el drenaje ramificado.
4. Para las simulaciones en terreno natural, la velocidad media del fluido, la energía específica y la fuerza de arrastre en el drenaje ramificado, es inferior en un 21 %, 37 % y 21 % respectivamente.
5. En terreno natural, los sedimentos arrastrados por el drenaje tradicional tienden a ser superiores a los del sistema ramificado. La desviación de las muestras es muy alta, y por ello se necesitarán un mayor número de ensayos experimentales para poder llegar a valores definitivos.
6. La mayor resistencia a la erosión que ofrece el drenaje ramificado es más notable cuanto más tiempo pasa. En los ensayos sobre terreno natural, generalmente, se recoge mayor cantidad de suelo en los filtros de drenaje tradicional.
7. Se ha encontrado una ligera influencia de la humedad ambiental en los ensayos gravimétricos en terreno natural. En el drenaje ramificado, se obtiene un 71% menos de suelo desplazado en zonas con mayor humedad ambiental, pero será necesario realizar más ensayos en el futuro, para extraer conclusiones definitivas.

Y por último, con respecto al **quinto objetivo** (estimar la vida útil y evaluar la viabilidad económica del nuevo sistema de drenaje) se puede concluir que:

1. Si el fluido discurre sobre arcilla, la estimación de la vida útil del canal ramificado es 5 años superior a la del drenaje tradicional.
2. En terreno natural se aumenta en 3 años la vida útil estimada al emplear el drenaje ramificado en lugar del tradicional.
3. Si se calculan los costes totales en un periodo de 20 años, el drenaje ramificado supone un ahorro de 0.48 €/m³. El coste medio anual del drenaje ramificado supone un ahorro de 0.12 €/m³ con respecto al drenaje tradicional.
4. Aunque la inversión inicial es superior al implantar el drenaje ramificado, ésta inversión se amortiza en los 8 primeros años, suponiendo un ahorro económico en los 15 años siguientes de su vida útil.
5. La implantación del drenaje ramificado es viable económicamente en taludes medianos y pequeños siendo rentable a medio y a largo plazo.

7. BIBLIOGRAFÍA

- Aisembry, A.J., Hayes, R.B., Warren, H.J., Winsett, D.L. and Young, R.B., 1978. *Design of small canal structures*. Department of the Interior. Bureau of Reclamation. , Denver, Colorado. USA. 435 pp.
- ALLPE. (2014). Estudios hidrológicos. Available from http://www.allpe.com/seccion_detalle.php?idseccion=18
- Anguita-Virella, F. and Moreno-Serrano, F., 1993. *Procesos geológicos externos y geología ambiental*. Rueda, Madrid. 311 pp.
- ARCA. (2010). Available from <http://www.iarca.net> Retrieved 12 septiembre 2010
- Berga, L., 2003. Economic Evaluation of Hydraulic Projects, including Dams. Q.81. *Transactions XXI International Congress on Large Dams. Vol. 1*, 671-737. June 2003. Montreal.
- Blanco-Richart, E.R., 1998. *Manual práctico de operaciones financieras*. Fundación Universitaria San Pablo-CEU Madrid 288 pp.
- BOE. (2009). Presupuestos Generales del Estado. Available from <http://www.boe.es/> Retrieved 4 junio 2015. Available from Ministerio de la Presidencia
- Bomminayuni, S., Stoesser, T. and Olsen, N.R.B., 2013. Evaluation of Low Reynolds Number Turbulence Models for an Open-Channel Flow over a Rough Bed Using LES Data. *J. Hydraul. Eng.-ASCE* **139**, 664-668.
- Brea, J.D. and Balocchi, F., 2010. *Documento Técnico N° 22: Procesos de erosión-sedimentación en cauces y cuencas*. UNESCO, Montevideo. 144 pp.
- Camacho G.E., Fierro A. and M., B., 2013. Prueba potencial colorimétrica no invasiva para el análisis de lágrimas humanas. *Univ. Méd. ISSN 0041-9095. Bogotá (Colombia)*, 54 (2): 199-208.
- Campos-Aranda, D.F. (2009). Identificación del número N con base en el método del HUT, en quince cuencas rurales de dos zonas geográficas de México. Available from http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1405-31952009000800001 Retrieved 10 febrero 2010
- Carrera-Cabañeros, F. (2015). CHKnaLeX 3.5. Available from <http://fccweb.esy.es/canales.htm> Retrieved 10 marzo 2015
- CEDEX. (1987). CEDEX. Available from <http://www.cedex.es/> Retrieved 10 septiembre 2010
- Cisneros, J.M., Cholaky, C.G., Cantero, A., González, J.G., Reynero, M.A., Diez, A. and Bergesio, L., 2012. *Erosión hídrica*. UniRío, Río Cuarto (Argentina). 287 pp.
- Colombia, U.d. (2010). Componentes de un hidrograma. Available from <http://www.geologia.uson.mx> Retrieved 15 enero 2012
- COPISA. (2008). Available from <http://www.copisa.com> Retrieved 5 septiembre 2010
- Cuanalo-Campos, O.A., Oliva-González, A.O. and Gallardo-Amaya, R., 2011. Inestabilidad de laderas. Influencia de la actividad humana. *Ciencia y cultura. Elementos n° 84*, 39-46.
- Cuevadelcivil. (2013). Available from <http://www.cuevadelcivil.com/2011/02/energia-del-flujo-en-canales-abiertos.html> Retrieved 21 julio 2014
- CYPE. (2012). Generador de precios. Available from http://www.generadordeprecios.info/obra_nueva/Urbanizacion_interior_de_la_parcela/Contenciones/Muros_de_contencion/Muro_de_contencion_de_mampos_termina.html Retrieved 10 junio 2015

- Chanson, H., 2002. *Hidráulica del flujo en canales abiertos*. McGraw-Hill, Bogotá. 560 pp.
- Charru, F., Mouilleron, H. and Eiff, O., 2004. Erosion and deposition of particles on a bed sheared by a viscous flow. *Journal of Fluid Mechanics*. Vol. 519, 55-80.
- Chow, V.T., 1994. *Hidráulica de canales abiertos*. McGraw-Hill, Madrid. 667 pp.
- Chow, V.T., Maidment, D. and Mays, L., 1988. *Applied Hydrology*. McGraw-Hill, New York. 572 pp.
- Das, B.M., 1998. *Fundamentals of Geotechnical Engineering*, 6 ed. Thomson cop., New York.
- Davies. (2008). Canales. Available from <http://geekwars.wordpress.com/2008/12/14/canales/> Retrieved 20 septiembre 2010
- DGC, 1990. *Recomendaciones para la evaluación económica coste-beneficio de estudios y proyectos de carreteras*. . Ministerio de Fomento, Madrid. 74 pp.
- Dunn, S.M. and Mackay, R., 1996. Modelling the hydrological impacts of open ditch drainage. *J. Hydrol.* **179**, 37-66.
- Easa, S.M., 2009. Improved channel cross section with two-segment parabolic sides and horizontal bottom. . *Irrigation and Drainage Engineering*. Vol.135, 357-365.
- Egeli, I. and Pulat, H.F., 2011. Mechanism and modelling of shallow soil slope stability during high intensity and short duration rainfall. *Sci. Iran.* **18**, 1179-1187.
- Engine. (2010). Available from <http://www.dentrode.com.ar/engine/spip.php?article42256> Retrieved 10 junio 2013
- Eselagua. (2014). Hidrograma unitario adimensional del SCS. Available from <http://eselagua.com> Retrieved 1 abril 2014
- EUROSTAT. (2012). Statistics explained archive. Vol. 4. Agriculture, environment, energy and transport. Available from <http://ec.europa.eu/eurostat> Retrieved 4 junio 2015
- FAO-UNESCO. (1968). Mapa Mundial de Suelos de la FAO/UNESCO. Available from <http://www.fao.org/soils-portal/levantamiento-de-suelos/mapas-historicos-de-suelos-y-bases-de-datos/mapa-mundial-de-suelos-de-faunesco/es/> Retrieved 3 JUNIO 2015
- FAO, 1988. *Soil map of the world. Revised legend*. FAO–UNESCO–ISRIC, Rome.
- FAO. (2010). Available from Disponible en Internet en: <http://www.fao.org/docrep/f3200s/f3200s09.htm> Retrieved 10 septiembre 2010
- FEMAVI. (2003). Available from http://www.femavi.es/cunetas_de_hormigon.html Retrieved 20 septiembre 2010
- Fernandez-Raga, M., Fraile, R., Keizer, J.J., Teijeiro, M.E.V., Castro, A., Palencia, C., Calvo, A.I., Koenders, J. and Marques, R.L.D., 2010. The kinetic energy of rain measured with an optical disdrometer: An application to splash erosion. *Atmos. Res.* **96**, 225-240.
- Fernandez, B. and Salas, J.D., 1999. Return period and risk of hydrologic events. I: mathematical formulation. *Journal of Hydrologic Engineering*. Vol. 4, 297-307.
- Ferrer-Polo, F.J., 1993. *Recomendaciones para el Cálculo Hidrometeorológico de Crecidas*. Centro de Estudios Hidrográficos. CEDEX
- Fomento, 1976. *Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes*. Ministerio de Fomento.
- Fomento, 1990. *Instrucción de drenaje superficial en carreteras*. 5.2-I.C. . Ministerio de Fomento.

- Fomento, 2000. *Instrucción de carreteras de características geométricas. Trazado. 3.1-I.C.* Ministerio de Fomento.
- Fomento, 2003. *Instrucción de secciones de firme. 6.1-I.C.* Ministerio de Fomento.
- Fomento, 2005. *Plan Estratégico de Infraestructuras y Transporte.* Ministerio de Fomento.
- Fomento, 2007. *Las carreteras en España.* Ministerio de Fomento.
- Fomento, 2014. Red General Carreteras Estado.
- Fomento. (2015). Estadísticas del transporte en España. Available from <http://www.fomento.gob.es/> Retrieved 4 junio 2015. Available from Ministerio de Fomento
- García-Alarcón, C.J. and Ignacio Sarasúa, J., 2011. *Evaluación económica de obras hidráulicas.* Delta publicaciones, Madrid. 89 pp.
- García-Gutiérrez, F.P., 2008. *Un modelo dinámico para el movimiento de partículas y sedimentos en lechos de cauces naturales aluviales.* Ponencia Magistral. IV Congreso Nacional de estudiantes de Ingeniería Civil. 41 pp.
- Gregory-Mankiw, N., 2012. *Principios de economía*, 6ª ed. paraninfo, Mexico DF. 888 pp.
- Gyasi-Agyei, Y., 2004. Cost-effective temporary microirrigation system for grass establishment on environmentally sensitive steep slopes. *J. Irrig. Drainage Eng.-ASCE* **130**, 218-226.
- Hager, W.H. and Gisonni, C., 2003. *Henry Bazin - Hydraulician.* Amer Soc Civil Engineers, New York. 90-115 pp.
- Hispagua. (2000). Mapa de tipos de suelo. Available from <http://hispagua.cedex.es/> Retrieved 3 junio 2015
- Hung, M.F. and Hwang, C.L., 2007. Study of fine sediments for making lightweight aggregate. *Waste Manage. Res.* **25**, 449-456.
- IGME. (2010). Los suelos de España. Available from <http://www.igme.es/>
- Ismail, M.A., 2005. Performance of cement-stabilized retaining walls. *Can. Geotech. J.* **42**, 876-891.
- ITF. (2012). Infrastructure Investment and Maintenance. Available from <http://www.internationaltransportforum.org/> Retrieved 4 junio 2015
- Jiménez-Salas, J.A. and Justo-Alpañes, J.L., 1975. *Geotecnia y cimientos I.* Rueda, Madrid. 466 pp.
- Jiménez-Salas, J.A., J.L., J.-A. and Serrano-González, A.A., 1981. *Geotecnia y cimientos II.* Rueda, Madrid 1188 pp.
- Karamouz, M., Torabi, S. and Araghinejad, S., 2007. Case study of monthly regional rainfall evaluation by spatiotemporal geostatistical method. *Journal of Hydrologic Engineering. Vol. 12*, 97-108.
- Kazezyilmaz-Alhan, C.M. and Medina, M.A., 2007. Kinematic and diffusion waves: Analytical and numerical solutions to overland and channel flow. *J. Hydraul. Eng.-ASCE* **133**, 217-228.
- Kee, R., 2010. The sufficiency of target costing for evaluating production-related decisions. *International Journal of Production Economics. Vol. 126*, 204-211.
- Krochin, S., 1978. *Diseño hidráulico.* MIR, Moscú. 374 pp.
- La-razon. (2014). Las carreteras más peligrosas de España. Available from <http://www.larazon.es/> Retrieved 17 febrero 2014
- Levin, D.A., Gimelshein, S.F. and Gimelshein, N.E., 2002. Examination of water dissociation models in shock heated air. *J. Thermophys. Heat Transf.* **16**, 251-260.

- Li, Y.W. and Li, Z.Y., 2011. *Numerical Modelling of Multi-step Energy Dissipation Facility in Rushing Trough*. Trans Tech Publications Ltd, Stafa-Zurich. 606-612 pp.
- Loaiciga, H.A., Valdes, J.B., Vogel, R., Garvey, J. and Schwarz, H., 1996. Global warming and the hydrologic cycle. *Journal of Hydrology*. Vol. 174, 83-127.
- Lolyr. (2010). Carretera N-322 dirección Villacarrillo. Available from <http://www.eltiempo.es/fotos/en-provincia-jaen/carretera-n-322-direccion-villacarrillo.html>
- López-Cadenas de LLano, F., 1998. *Restauración hidrológica forestal de cuencas y control de la erosión*. Tragsa, Madrid. 945 pp.
- Magni, C.A., 2010. Average internal rate of return and investment decisions: a new perspective. *Engineering Economist*. Vol. 55, 150-180.
- Magro-Andrade, R. and Morales-Pérez, J., 2003. *Evaluación de impacto ambiental II*. . Biblioteca Técnica Universitaria, Madrid. 180 pp.
- Marco, J. (2008). Available from <http://josemarco.blogia.com/2008/julio.php> Retrieved 5 agosto 2010
- Márquez, M. (2008). Available from http://tesis.ula.ve/pregrado/tde_busca/arquivo.php?codArquivo=1483 Retrieved 30 julio 2012
- Martin-Carrasco, F.J. and Garrote-de Marcos, L., 2003. *Apuntes teórico prácticos de obras hidráulicas*. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos., Madrid. 139 pp.
- Martínez-Montes, G. and Serrano-López, M., 2004. *Minicentrales hidroeléctrica*. Bellisco, Madrid. 218 pp.
- Maynard, S.T., 1991. FLOW RESISTANCE OF RIPRAP. *J. Hydraul. Eng.-ASCE* **117**, 687-696.
- Mochón, F., 1995. *Economía básica*. McGraw Hill, Madrid. 400 pp.
- Montalar, E. (2010). El impresionante deslizamiento de ladera de Maierato, Italia. Available from <http://enriquemontalar.com/deslizamientos-de-ladera-en-maierato-y/> Retrieved 15 noviembre 2013
- Moore, H.L., 2006. A proactive approach to planning and designing highways in East Tennessee karst. *Environ. Eng. Geosci.* **12**, 147-160.
- MOPU, 1980. *Metodología para la evaluación de proyectos de carreteras*. Dirección General de Carreteras. MOPU., Madrid. 82 pp.
- Naish, C., Dungworth, D. and Doyle, T., 2012. Delivering London 2012: the Lee Valley White Water Centre. *Proc. Inst. Civil Eng.-Civil Eng.* **165**, 19-26.
- Najafi-Nejad-Nasser, A. and Li, S.S., 2015. Reduction of Flow Separation and Energy Head Losses in Expansions Using a Hump. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* **141**, 9.
- Navarro Lozano, J.O., Nava Sánchez, E., Troyo Dieguez, E. and Cadena Zamudio, J.L., 2012. Tasas de erosión e índices geomorfológicos en tres cuencas costeras al sur de la península de Baja California, México. *Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana* **64**, 229-241.
- Palancar-Penella, M., 2007. La directiva marco del agua. Comentario crítico. *Ingeniería y Territorio*. N° 80. Ed. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 88-95.
- Panagoulia, D., 1992. Hydrological modelling of a medium-size mountainous catchment from incomplete meteorological data. *Journal of Hydrology*. Vol. 137, 279-310.

- Recalcati, P. and Negrini, G., 2006. *A protective structure for mud flows in Northern Italy*. Millpress Science Publishers, Rotterdam. 1161-1164 pp.
- Rocha-Felices, A., 2009. *Hidráulica de canales y tuberías*. Universidad Nacional de Ingeniería Facultad de Ingeniería Civil, Lima. 515 pp.
- Ruíz, M. (1999). Available from Disponible en Internet en: <http://hispagua.cedex.es>
Retrieved 12 septiembre 2010
- Samuelson, P.A. and Nordhaus, W.D., 2002 *Economía*, 17ª ed ed. McGraw Hill, Madrid. 752 pp.
- Sánchez-Blanco, V. and Gardeta-Oliveros, J., 1997. *Ingeniería de tráfico vial*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid. 177 pp.
- Sánchez-Mayol, J.L. (1997). Proyecto Urbanización Monteleón. Available from <http://www2.ciccp.es/>. (10 junio 2015).
- Sandoval, L.C. (2013). Monografía de estudio de mecánica de suelos vías. . Available from <http://www.monografias.com/trabajos100/estudio-mecanica-suelos-vias/estudio-mecanica-suelos-vias.shtml>
- Schnabel, J.A., 2013. Technical Note: Tax Capitalization, Beta, and the Cost of Equity. *Engineering Economist*. Vol. 58, 149-155.
- Shah, Y.U., Jain, S.S. and Parida, M., 2014. Evaluation of prioritization methods for effective pavement maintenance of urban roads. *International Journal of Pavement Engineering*. Vol. 15, 238-250.
- Sleigh, A., 2006. CIVE 2400 Fluid mechanics. Section 2: Open channel hydraulics.
- Sordo-Ward, A., Bianucci, P., Garrote, L. and Granados, A., 2014. How Safe is Hydrologic Infrastructure Design? Analysis of Factors Affecting Extreme Flood Estimation. *J. Hydrol. Eng.* **19**, 12.
- Suárez, J., 1998. *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales*. Uis, Colombia. 548 pp.
- Tang, X.S., Zheng, Y.R. and Wang, Y.F., 2014. Application and Analysis of the Reinforced Retaining Wall with Geo-grid. *Proceedings of the 2014 International Conference on Mechanics and Civil Engineering* **7**, 499-507.
- Teleprensa. (2010). Teleprensa. Available from Disponible en Internet en: <http://www.lavozdegalicia.es>
- Transportation, C.D.o. (2006). Highway design manual. Chapter 860 Open channels. Available from <http://www.dot.ca.gov/hq/oppd/hdm/pdf/chp0860.pdf>
Retrieved 18 agosto 2010
- Truyols-Mateu, S., 2009. *Organización de empresas para ingeniería civil*. . Delta, Madrid.
- Udea. (2014). Hec-hms. Available from http://ingenieria.udea.edu.co/~jecanon/hojadevidajecb_archivos/html/taller%20hec-hms/respuestas.htm Retrieved 22 junio 2014. Available from Universidad nacional de Colombia.
- Usahispanicpress. (2014). Cuatro muertos y 18 desaparecidos tras deslizamiento de tierra en oeste Estados Unidos. Available from <http://usahispanicpress.com/cuatro-muertos-y-18-desaparecidos-tras-deslizamiento-de-tierra-en-oeste-estados-unidos/>
- USDA, 1999. *Soil Taxonomy. A Basic System of Soil Classification for Making and Interpreting Soil Surveys*. Soil Survey Staff, Washington, DC
- van Dijk, A., Bruijnzeel, L.A. and Rosewell, C.J., 2002. Rainfall intensity-kinetic energy relationships: a critical literature appraisal. *J. Hydrol.* **261**, 1-23.
- Watmove and Cost. (2005). Drainage systems in European road constructions. Available from

<http://www.nottingham.ac.uk/~evzwmove/DrainageSystemsReport.pdf>

Retrieved 15 agosto 2010

Wischmeier, W.H. and Smith, D.D., 1978. *Predicting rainfall erosion losses, a guide to conservation planning*. USDA. Agriculture Handbook n° 537.

Woodward, S.M. and Posey, C.J., 1941. *Hydraulics of Steady Flow in Open Channels*. John Wiley & Sons, New York. 151 pp.

Yen, B.C., 2002. Open channel flow resistance. *J. Hydraul. Eng.-ASCE* **128**, 20-39.

Zhang, Q. and Zhang, X.F., 2015. Research on Incipient Motion and Erosion Features of Artificial Filling Clay. *Architectural Engineering and New Materials*, 362-371.

ANEXO I. Métodos de cálculo de caudales de avenida

AI.1 Método racional

Se emplea para el cálculo de caudales de avenida en cuencas de superficie menor de 3 km².

La expresión del método racional es:

$$Q_p = \left[\frac{(C \cdot I \cdot A)}{3.6} \right]$$

siendo: Q_p = Caudal punta (m³/s).

C = Coeficiente de escorrentía (adimensional).

I = Intensidad de la lluvia asociada a un tiempo igual al tiempo de concentración (mm/h).

A = Área de la cuenca (km²).

El procedimiento a seguir es:

1º) Calcular el tiempo de concentración

El tiempo de concentración (T_c) es función tan sólo de las características morfológicas de la cuenca y se expresa en horas. Existen diversas expresiones para su cálculo, y se aconseja dar un valor menor de 24 h, lo cual para cuencas tan pequeñas se cumple sobradamente.

$$T_c = 0.3 \cdot \left(\frac{L}{\sqrt[4]{H/L}} \right)^{0.76}$$

donde: L = distancia a lo largo del cauce entre cabecera y el punto hacia el cual drenan y convergen las aguas de la cuenca (km).

H/L = es la relación entre la diferencia de cotas entre cabecera y el punto final de la cuenca, y la distancia entre ambos, es decir, la pendiente entre ambos puntos (adimensional).

2º) Definir el período de retorno (T_R).

Dependiendo de diversos factores como tipo de obra, fase de obra, repercusiones económicas por su destrucción, poner en riesgo vidas humanas, etc... puede ser desde períodos cortos (2,5, 10 ó 25 años) hasta períodos mucho mayores (500 años).

En este caso al ser una obra de drenaje longitudinal en un talud tipo, al no existir poblaciones en las proximidades, ni otras obras lineales colindantes que pudieran verse afectadas por la destrucción de las obras de drenaje se considera un T_R de 25 años, que es el período de retorno habitual para el diseño de obras de drenaje longitudinal (Fernandez and Salas, 1999).

3º) Calcular la precipitación máxima diaria (P_d) asociada a ese T_R

P_d se puede obtener a partir de los mapas publicados por el MOPU a tal efecto, o el programa que lo acompaña (Maxpluwin), dónde para un período de retorno dado y unas coordenadas (longitud y latitud) nos calcula su P_d correspondiente. También se podría calcular en función de otras bases de datos, directamente del gráfico de ajuste de la función de distribución de Gumbel. En ambos casos, P_d se expresa en mm/día.

Por cualquiera de ambos métodos indicados, se obtiene valores para puntos concretos de la cuenca. Con dichos valores habrá que aplicar luego el método de los polígonos de Thiessen para calcular el valor del P_d medio para la cuenca ($P_{d\text{medio}}$). A continuación, dicho valor debe modificarse multiplicándolo por el Factor Relativo al Área (ARF):

$$P_d = P_{d\text{medio}} \cdot ARF ; ARF = 1 - \left[\frac{\log A}{15} \right] ARF$$

siendo: A = Área de la cuenca (km^2).

4º) Calcular la Intensidad de lluvia (mm/h) asociada a un tiempo t (I_t).

Se parte de la expresión general de la función que relaciona intensidad y duración de las lluvias, que para t igual a T_c resulta ser:

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

donde: I_d = Intensidad de lluvia media diaria, es decir, lo que ha llovido de media durante las 24 horas del día que más llovió, asociado al T_R previamente fijado (mm/h). $I_d = P_d/24$

I_1 = Intensidad de lluvia en la hora del día que más ha llovido, de ese día que más llovió asociado al T_R previamente fijado. Por lo tanto, I_1 es mayor o como mínimo igual a I_d . Entonces la relación I_1/I_d se obtiene del mapa correspondiente (adimensional).

Por tanto, una vez conocido P_d , y obtenido del mapa I_1/I_d se puede aplicar la ecuación para un tiempo igual a T_c y se obtiene I_t . Se adjunta mapa de isohietas de España en la Fig. AI.1 perteneciente a la Instrucción de carreteras 6.1- I.C. "Secciones de firme" del Ministerio de Fomento.

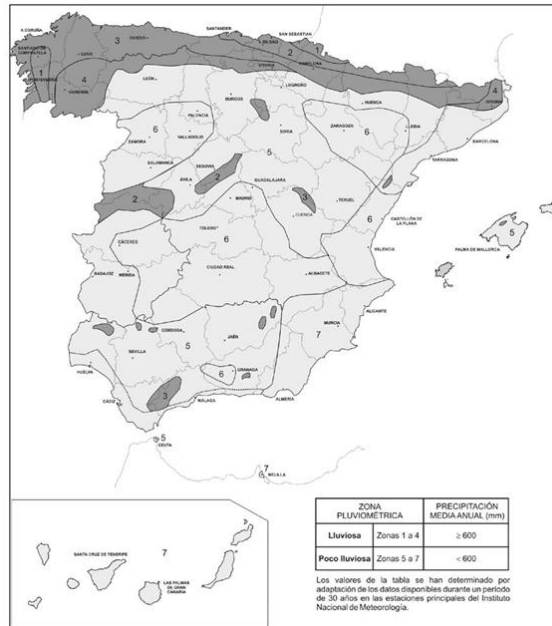


Fig. AI.1. Mapa de precipitaciones representadas por isohietas de España (Fomento, 2003).

5º) Calcular el umbral de escorrentía P_0

Un primer valor de P_0 se obtiene de las Tabla AI.1, Tabla AI.2 y Tabla AI.3, en función del tipo de cultivo, la pendiente y el tipo de suelo básicamente y la de la que se obtiene el tipo de suelo a efectos del umbral de escorrentía.

A continuación, dicho valor se multiplica por un coeficiente corrector que se obtiene del mapa correspondiente. Se adjunta mapa del coeficiente corrector del umbral de escorrentía en la Fig. AI.2.

6º) Calcular el coeficiente de escorrentía C .

Si $P_d < P_0$ entonces $C=0$ porque no ha llovido suficiente para superar el umbral.

$$\text{Si } P_d > P_0 \text{ entonces } C = \frac{(P_d - P_0) \cdot (P_d + 23 \cdot P_0)}{(P_d + 11 \cdot P_0)^2}$$



Fig. AI.2. Mapa del coeficiente corrector del umbral de escorrentía (Fomento, 1990).

Tabla AI.1. Estimación inicial de umbral de escorrentía Po en suelo con cultivos en mm (Fomento, 1990).

USO DE LA TIERRA	PENDIENTE (%)	CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS	GRUPO DE SUELO			
			A	B	C	D
Barbecho	> 3	R	15	8	6	4
		N	17	11	8	6
	< 3	R/N	20	14	11	8
Cultivos en hilera	> 3	R	23	13	8	6
		N	25	16	11	8
	< 3	R/N	28	19	14	11
Cereales de invierno	> 3	R	29	17	10	8
		N	32	19	12	10
	< 3	R/N	34	21	14	12
Rotación de cultivos pobres	> 3	R	26	15	9	6
		N	28	17	11	8
	< 3	R/N	30	19	13	8
Rotación de cultivos densos	> 3	R	37	20	12	9
		N	42	23	14	11
	< 3	R/N	47	25	16	13
Praderas	> 3	Pobre	24	14	8	6
		Media	53	23	14	9
		Buena	*	33	18	13
		Muy buena	*	41	22	15
	< 3	Pobre	58	25	12	7
		Media	*	35	17	10
		Buena	*	*	22	14
		Muy buena	*	*	25	16
Plantaciones regulares aprovechamiento forestal	> 3	Pobre	62	26	15	10
		Media	*	34	19	14
		Buena	*	42	22	15
	< 3	Pobre	*	34	19	14
		Media	*	42	22	15
		Buena	*	50	25	16
Masas forestales (bosques, monte bajo, etc.)		Muy clara	40	17	8	5
		Clara	60	24	14	10
		Media	*	34	22	16
		Espesa	*	47	31	23
		Muy espesa	*	65	43	33

Tabla AI.2. Estimación inicial de umbral de escorrentía P_o en suelo sin cultivos en mm (Fomento, 1990).

TIPO DE TERRENO	PENDIENTE (%)	UMBRAL DE ESCORRENTÍA (mm)
Rocas permeables	> 3	3
	< 3	5
Rocas impermeables	> 3	2
	< 3	4
Firmes granulares sin pavimento		2
Adoquinados		1,5
Pavimentos bituminosos o de hormigón		1

Tabla AI.3. Clasificación de suelos a efectos del umbral de escorrentía (Fomento, 1990).

GRUPO	INFILTRACION (cuando están muy húmedos)	POTENCIA	TEXTURA	DRENAJE
A	Rápida	Grande	Arenosa Areno-limosa	Perfecto
B	Moderada	Media a grande	Franco-arenosa Franca Franco-arcillosa-arenosa Franco-limosa	Bueno a moderado
C	Lenta	Media a pequeña	Franco-arcillosa Franco-arcillo-limosa Arcillo-arenosa	Imperfecto
D	Muy lenta	Pequeño(litosuelo) u horizontes de arcilla	Arcillosa	Pobre o muy pobre

Nota: Los terrenos con nivel freático alto se incluirán en el grupo D N: Denota cultivo según las curvas de nivel.

R: Denota cultivo según la línea de máxima pendiente.

2. *: Denota que esa parte de cuenca debe considerarse inexistente a efectos de cálculo de caudales de avenida.

3. Las zonas abalancadas se incluirán entre las de pendiente menor del 3%.

7º) Calcular Q_p

Finalmente se calcula Q_p (m^3/s) mediante la expresión ya indicada:

$$Q_p = \left[\frac{C \cdot I \cdot A}{3.6} \right]$$

En el método de carreteras, el valor de 3.6 se sustituye por 3 para sobredimensionar la avenida en un 20% y tener un mayor margen de seguridad.

AI.1.1. Método racional modificado

Para cuencas de superficie entre 3 y 3000 km² la expresión del Método racional fue modificada por Témez, multiplicando dicha expresión por un coeficiente K como sigue:

$$Q_p = \left[\frac{(C \cdot I \cdot A)}{3.6} \right] \cdot K$$

siendo: Q_p = Caudal (m³/s).

K = Coeficiente de Témez (adimensional), y es función del tiempo de concentración.

AI.2 Método de cálculo del hidrograma de avenida

El Método racional y el Método racional modificado (Témez) permiten calcular el caudal punta de una avenida, asociada a un T_R , pero no permiten determinar su hidrograma, es decir, como se distribuyen los caudales de dicha avenida en el tiempo. La metodología sería diferente en el caso de que no existieran datos de precipitación y caudales o si sí se contasen con dichos datos.

a) *No existen datos de precipitaciones y caudales en la cuenca (caso más habitual)*

1º) Al igual que para el Método Racional, se define un T_R , lo cual permite calcular un P_d para uno o varios puntos concretos, a continuación se calcula $P_{d\text{medio}}$ empleando el Método de los polígonos de Thiessen, y finalmente, aplicando ARF se obtiene el valor de P_d para cualquier m² de la cuenca.

2º) Calcular el Hietograma Sintético.

Un Hietograma es la representación de cómo se distribuye la precipitación en el tiempo. Si no se dispone de datos de dicha lluvia, tan fuerte que va a provocar una avenida, se diseña un hietograma sintético, para lo cual:

Se parte de la hipótesis de que dicha lluvia extraordinariamente fuerte dura 28 horas, y que para caracterizar su comportamiento en el tiempo es válido con emplear intervalos de tiempo de media hora (0.5 horas). La distribución de la lluvia en el tiempo ha de ser simétrica respecto a su máximo, que está en el medio del intervalo, es decir, al cabo de 14 h.

Con dichas hipótesis se emplea la expresión genérica de la curva intensidad-duración, sustituyendo t por los valores de $d=0.5, 1, 1.5, 2, 2.5, \dots$ y así hasta 28 horas, por lo tanto se aplica la ecuación para un total de 56 valores de d .

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

Si se representan gráficamente los valores de I_t en el eje Y frente a los valores de d en el eje X se obtiene un hietograma para ese T_R . Se adjunta en la Fig. AI.3 un ejemplo de hietograma sintético de 4 horas de duración (Panagoulia, 1992).

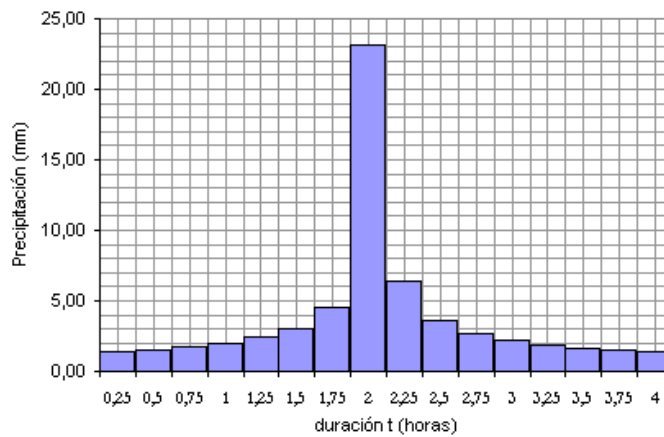


Fig. AI.3. Hietograma sintético de 4 horas (Udea, 2014).

3º) Calcular el Hietograma Neto o Hietograma de Exceso de Lluvia.

Empleando los valores del hietograma sintético obtenido en el apartado anterior, que es lo mismo que una distribución de las precipitaciones en el tiempo, cada 0.5 horas. Para cada uno de los valores de precipitación hay que calcular su lluvia neta asociada:

$$\begin{aligned} \text{Si } P \leq P_0 & \quad \text{Entonces } \sum E = 0 \\ \text{Si } P \geq P_0 & \quad \text{Entonces } \sum E = \frac{(\sum P - P_0)^2}{(\sum P + 4P_0)} \end{aligned}$$

donde: $\sum P$ = Lluvia acumulada desde el inicio del aguacero hasta el instante considerado.

$\sum E$ = Lluvia neta provocada por $\sum P$.

P_0 = Umbral de escorrentía.

4º) Calcular el hidrograma unitario.

Se puede calcular a) el Hidrograma Unitario por el Método Triangular, más sencillo pero menos preciso, o por b) el Método del *Soil Conservation Service (SCS)*.

a) *Hidrograma Unitario Triangular (HUT)*

Suponemos que la forma del hidrograma unitario va a ser un triángulo, cuya base será el tiempo de base, y su altura máxima el Caudal punta, asociado al tiempo. En la se puede ver un Hidrograma Unitario Triangular (*HUT*).

Hay una serie de fórmulas a aplicar que son:

$$\begin{aligned} T_c &= 0.3 \cdot \left(\frac{L}{\sqrt[4]{H/L}} \right)^{0.76} \\ T_0 &= 2 \cdot T_c \\ T_p &= 0.6 \cdot T_0 + \left(\frac{T_0}{2} \right) \end{aligned}$$

$$T_b = 2.67 \left(T_p + \left(\frac{T_0}{2} \right) \right)$$

siendo: T_c = Tiempo de concentración (h).
 T_0 = Tiempo que dura la lluvia unitaria (h).
 T_p = Tiempo de punta (h).
 T_b = Tiempo de base (h).

Todo el volumen de agua recogido en el punto por el cual pasa la avenida (y representado en la Fig. AI.4 por el área bajo el hidrograma triangular) ha de ser igual a toda el agua caída sobre la superficie de la cuenca (Karamouz et al., 2007). Teniendo en cuenta que ha llovido durante un tiempo T_0 con una intensidad de lluvia I_t se pueden igualar ambos volúmenes:

$$\frac{(T_b \cdot Q_p)}{2} = I_t \cdot T_0 \cdot A$$

Para aplicar esta ecuación, todas las variables tienen que ir en unidades del S.I.

Se pretende obtener Q_p y para ello sólo resta conocer I_t , lo cual no es difícil, ya que en el apartado 1º) de este supuesto A se ha calculado P_d y por tanto,

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

Finalmente, despejando: $Q_p = \frac{2 \cdot I_t \cdot T_0 \cdot A}{T_b}$

El hidrograma unitario se dibuja como un triángulo de base T_b y altura Q_p (siempre desde T_p).

b) Hidrograma Unitario del SCS

Aplicando una serie de fórmulas:

$$T_c = 0.3 \cdot \left(\frac{L}{\sqrt[4]{H/L}} \right)^{0.76}$$

$$D = 0.133 \cdot T_c$$

$$T_p = \left(\frac{D}{2} \right) + 0.35 \cdot T_c$$

siendo: T_c = Tiempo de concentración (h).
 D = duración de la lluvia de avenida (h).
 T_p = Tiempo de punta (h).
 Q_p = Caudal punta (m³/s).
 A = Área (km²).

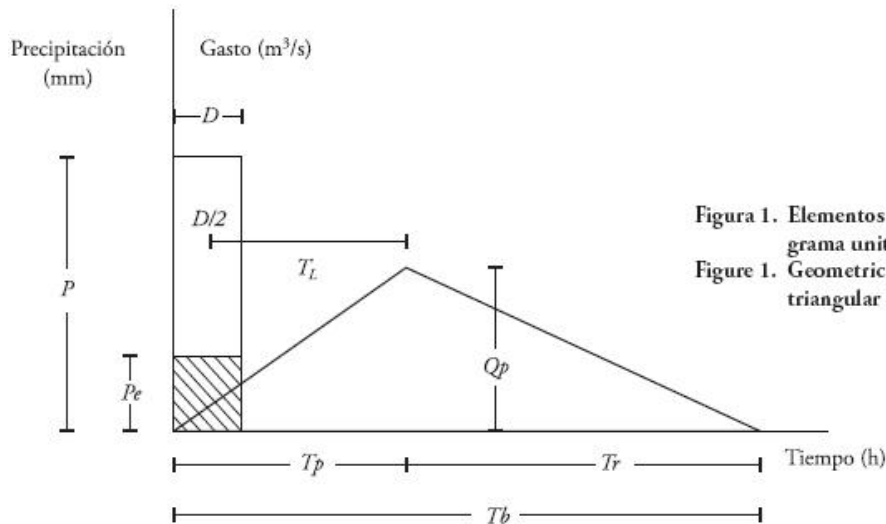


Figura 1. Elementos geométricos del hidrograma unitario triangular (HUT).
Figure 1. Geometrical elements of the triangular unit hydrograph (TUH).

Fig. AI.4. Hidrograma Unitario Triangular (Campos–Aranda, 2009).

Una vez conocidos los valores de Q_p y T_p , para calcular el hidrograma se emplea la tabla que relaciona los parámetros adimensionales Q/Q_p y T/T_p del S.C.S. y se obtiene Q para cada T , donde T toma los valores 0.5, 1, 1.5, 2,...hasta que Q sea prácticamente nulo.

Se adjunta la Tabla AI.4 que incluye los valores del hidrograma unitario adimensional del SCS y en la Fig. AI.5 el gráfico del hidrograma unitario del SCS.

5º) Aplicar el Hidrograma Unitario al Hietograma Neto.

$$Q_{(i)} = \sum_{j=1}^i I(i - j + 1) \cdot U_j$$

donde: $Q_{(i)}$ = Caudales del hidrograma buscado.

I = Valores de intensidad de lluvia o precipitación dados por el hietograma neto.

U = Valores de caudales dados por el hidrograma unitario.

Intervalos de tiempo como siempre: 0, 0.5, 1, 1.5, 2,...

Tabla AI.4. Hidrograma unitario adimensional del SCS (Eselagua, 2014).

t/T_p	Q/Q_p	t/T_p	Q/Q_p	t/T_p	Q/Q_p	t/T_p	Q/Q_p
0.0	0.000						
0.2	0.100	1.2	0.930	2.2	0.207	3.2	0.04
0.4	0.310	1.4	0.780	2.4	0.147	3.4	0.029
0.6	0.660	1.6	0.560	2.6	0.107	3.6	0.021
0.8	0.930	1.8	0.390	2.8	0.077	3.8	0.015
1.0	1.000	2.0	0.280	3.0	0.055	4.0	0.011

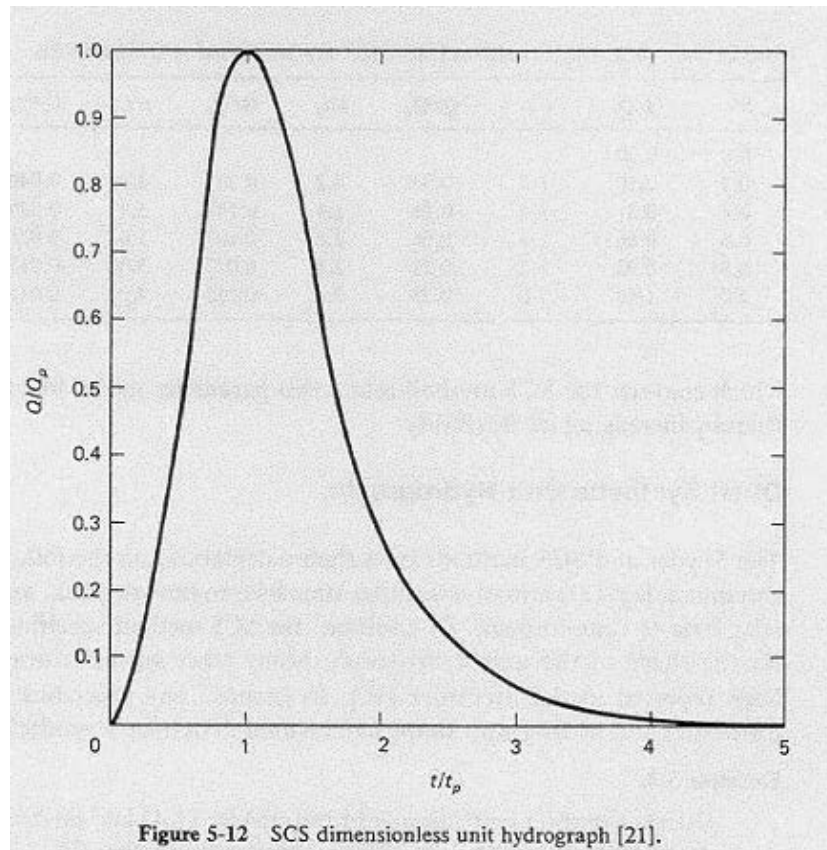


Fig. AI.5. Hidrograma unitario del S.C.S. (CEDEX, 1987).

b) *Existen datos de precipitaciones y caudales en la cuenca*

Los pasos a seguir en este caso serían:

1º) Estimar Caudal Base (caudal medio en el punto de aforo fuera de avenidas, uniendo puntos A y D del hidrograma de la Fig. AI.6 adjunta).

2º) Restar Caudal Base a los caudales registrados, de modo que quedan los caudales de avenida, teniendo por tanto N pulsos de Q .

3º) Hallar la suma de los caudales de avenida, que llamaremos Q_T .

4º) Calcular el volumen de escorrentía directa V_d :

$$V_d = Q_T \cdot 0.5$$

5º) Calcular la profundidad de la escorrentía directa r_d :

$$r_d = \sum_{m=1}^M (P_m - \theta \cdot \Delta t)$$

Por tanteo, hay que determinar el valor del número de pulsos de lluvia M para que θ sea positivo, es decir, el valor más pequeño de M , tal que las precipitaciones de esos pocos pulsos de lluvia explican el volumen de agua de la avenida. El incremento de t , como siempre, 0.5 horas (Ferrer-Polo, 1993).

6º) Conocido θ , los valores del Hietograma Neto son:

$$P'_m = P_m - 0.5 \cdot \theta$$

7º) El número de pulsos del Hidrograma Unitario es igual a $N-M+1$.

8º) Puesto que conocemos los caudales de avenida, calculados en el apartado 2, y los valores del Hietograma Sintético, también calculados en el apartado 6, a partir de la siguiente expresión se deducen los valores U del Hidrograma Unitario:

$$Q_n = \sum_{m=1}^{N \leq M} P_m \cdot U_{n-m+1}$$

9º) Una vez conocidos los $N-M+1$ valores de U , para otro Hietograma Neto con M valores de P se puede calcular los nuevos caudales de avenida.

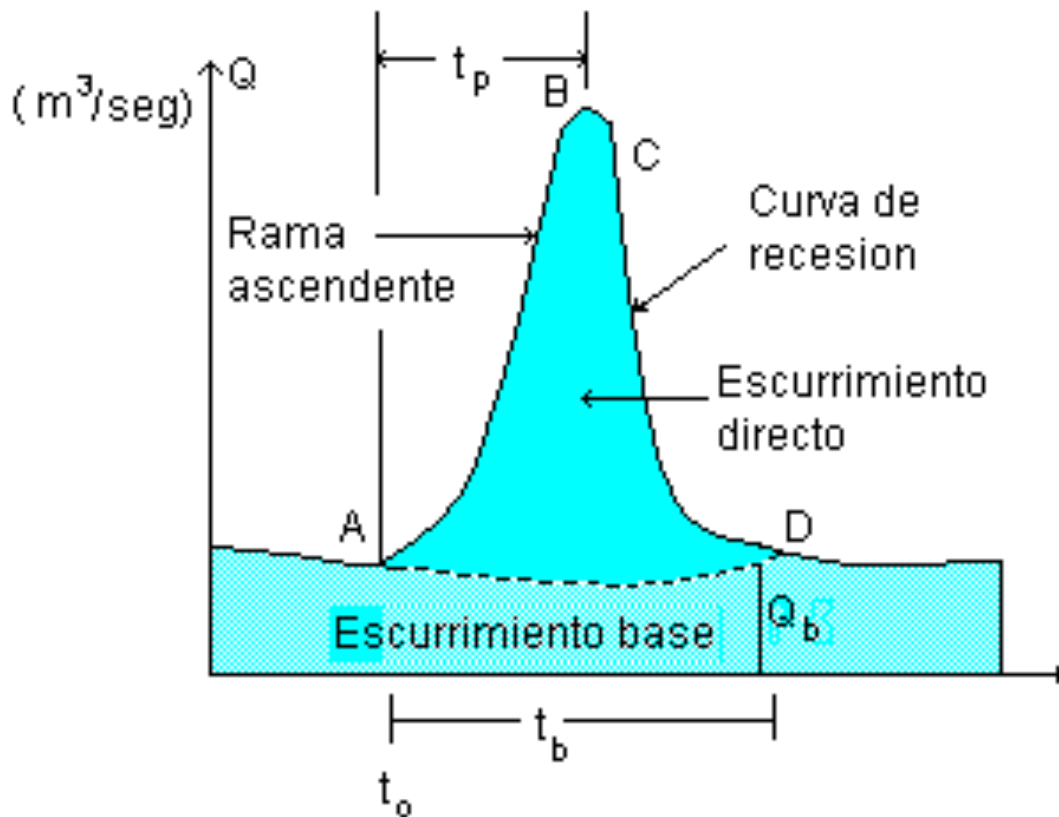


Fig. AI.6. Componentes de un hidrógrama (Colombia, 2010).

Al.3 Bibliografía

- Campos–Aranda, D.F. (2009). Identificación del número N con base en el método del HUT, en quince cuencas rurales de dos zonas geográficas de México. Available from http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1405-31952009000800001 Retrieved 10 febrero 2010
- CEDEX. (1987). CEDEX. Available from <http://www.cedex.es/> Retrieved 10 septiembre 2010
- Colombia, U.d. (2010). Componentes de un hidrograma. Available from <http://www.geologia.uson.mx> Retrieved 15 enero 2012
- Eselagua. (2014). Hidrograma unitario adimensional del SCS. Available from <http://eselagua.com> Retrieved 1 abril 2014
- Fernandez, B. and Salas, J.D., 1999. Return period and risk of hydrologic events. I: mathematical formulation. *Journal of Hydrologic Engineering. Vol. 4*, 297-307.
- Ferrer-Polo, F.J., 1993. *Recomendaciones para el Cálculo Hidrometeorológico de Crecidas. Centro de Estudios Hidrográficos. CEDEX*
- Fomento, 1990. *Instrucción de drenaje superficial en carreteras. 5.2-I.C.* . Ministerio de Fomento.
- Fomento, 2003. *Instrucción de secciones de firme. 6.1-I.C.* Ministerio de Fomento.
- Karamouz, M., Torabi, S. and Araghinejad, S., 2007. Case study of monthly regional rainfall evaluation by spatiotemporal geostatistical method. *Journal of Hydrologic Engineering. Vol. 12*, 97-108.
- Panagoulia, D., 1992. Hydrological modelling of am medium-size mountainous catchment from incomplete metereological data. . *Journal of Hydrology. Vol. 137*, 279-310.
- Udea. (2014). Hec-hms. Available from http://ingenieria.udea.edu.co/~jecanon/hojadevidajecb_archivos/html/taller%20hec-hms/respuestas.htm Retrieved 22 junio 2014. Avalaible from Universidad nacional de Colombia.

ANEXO II. MÉTODOS GENERALES DE EVALUACIÓN ECONÓMICA

En este anexo se van a describir con detalle los métodos o indicadores más conocidos para la evaluación económica de obras de drenaje, se incluyen a modo de compendio para realizar evaluaciones económicas que se puedan presentar en el futuro.

Se emplearán las siguientes abreviaturas:

- b_n : Beneficio bruto ingresado en año n . Si todos los b_n son iguales se nombrará como b .
- B : Beneficio bruto total; es la actualización al presente de todos los beneficios brutos obtenidos durante la vida del proyecto. Se calcula de la siguiente manera:

$$B = \sum_{n=1}^n \left[b_n \cdot \left(\frac{P}{F} \right)_n^i \right] = \sum_{n=1}^n \left[\frac{b_n}{(1+i)^n} \right]$$

Que se simplifica si todos los b_n son iguales a b y se obtiene:

$$B = b \cdot \left(\frac{P}{A} \right)_n^i = b \cdot \frac{(1+i)^n - 1}{i \cdot (1+i)^n}$$

- g_n : Gasto desembolsado en el año n . Si todos los g_n son iguales se nombrará como g .
- G : Suma de todos los gastos periódicos; es la actualización al presente de la suma de todos los gastos periódicos desembolsados durante la vida del proyecto (donde no se incluye la inversión inicial). Se calcula mediante:

$$G = \sum_{n=1}^n \left[g_n \cdot \left(\frac{P}{F} \right)_n^i \right] = \sum_{n=1}^n \left[\frac{g_n}{(1+i)^n} \right]$$

Que se simplifica si todos los g_n son iguales a g y se obtiene:

$$G = g \cdot \left(\frac{P}{A} \right)_n^i = g \cdot \frac{(1+i)^n - 1}{i \cdot (1+i)^n}$$

- I : Inversión inicial; actualización al presente de la inversión inicial (donde no se incluyen los gastos periódicos).
- C : Coste total; es la actualización al presente de todos los costes, ya sean como inversión o como gastos periódicos, desembolsados durante la vida del proyecto. Puede comprobarse que:

$$C = I + G$$

- A_N : Anualidad equivalente al flujo de beneficios netos actuales. El beneficio neto actual es la diferencia entre el ingreso bruto anual (b_n) y el gasto anual (g_n). El cálculo de A_N es sencillo si todos los años el proyecto rinde los mismos beneficios (b) y requiere los mismos gastos (g).

En este caso: $A_N = b + g$.

Pero se complica si los beneficios y gastos varían de año en año. En este caso será necesario actualizar todo el flujo de beneficios y gastos anuales al origen, para después anualizar el capital resultante:

$$A_N = \left(\frac{A}{P} \right)_n^i \cdot \sum_{n=1}^n \left[(b_n - g_n) \cdot \left(\frac{P}{F} \right)_n^i \right] = (B - G) \cdot \frac{i \cdot (1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$$

- A_B : Anualidad equivalente al flujo de beneficios brutos anuales. El beneficio bruto anual es el ingreso bruto anual sin descontar ningún tipo de gasto. Si los beneficios brutos anuales son iguales todos los años (b), entonces $A_B = b$.

En el caso de que fueran distintos:

$$A_B = \left(\frac{A}{P} \right)_n^i \cdot \sum_{n=1}^n \left[b_n \cdot \left(\frac{P}{F} \right)_n^i \right] = B \cdot \frac{i \cdot (1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$$

Cada uno de los métodos o indicadores que se van a emplear tienen ventajas e inconvenientes, lo más frecuente es usarlos simultáneamente y así complementamos unos con otros consiguiendo compensar sus deficiencias recíprocas y obtener información complementaria (Berga, 2003).

Existen métodos de evaluación económica que no tienen en cuenta el diferente valor de los bienes según el momento en que se producen, es decir, no se actualiza el dinero.

AII.1 Métodos de evaluación económica sin actualización de capital

AII.1.1. Método de la tasa de rendimiento medio

Ordena las diferentes alternativas de acuerdo con el valor del rendimiento medio (r_m), que viene dado por el cociente entre los beneficios netos medios anuales y la inversión inicial (Mochón, 1995). Se calcula con la expresión:

$$r_m = \frac{\sum_{n=1}^n b_n - g_n}{n \cdot I}$$

El principal inconveniente de este método es la indiferencia con la que se trata a la manera de producirse los beneficios, ya que los beneficios no serán iguales cuando se generan al inicio de vida del proyecto o al final del mismo.

AII.1.2. Método del período de recuperación (pay-back period).

Selecciona las inversiones según el menor o mayor período de tiempo en que puede recuperarse la inversión inicial con los beneficios netos producidos (Samuelson and Nordhaus, 2002). El valor del período de recuperación (p_r) se calcula de la siguiente manera:

$$p_r = \sum_{n=1}^n (b_n - c_n) \geq I$$

Este método ha de emplearse matizándose debidamente la vida útil del proyecto que se evalúa, ya que una alternativa puede tener unos beneficios netos superiores a otro, pero la vida útil del segundo puede ser muy superior a la del primero, con lo que se puede alterar el orden de preferencia.

AII.2 Métodos de evaluación económica con actualización de capital

Se exponen a continuación varios indicadores o métodos que permiten valorar el efecto económico de una inversión, son los más utilizados ya que estos sí actualizan el valor monetario.

Los indicadores pueden clasificarse en dos tipos:

1. Indicadores que sirven para la comparación económica entre proyectos diferentes.
2. Indicadores para el dimensionamiento de un proyecto concreto.

Previamente es necesario aclarar unos conceptos sobre períodos de tiempo.

El período de actualización es el intervalo de tiempo durante el que se realizará la evaluación económica de un proyecto. Como dicha evaluación generalmente requiere la evaluación del flujo del dinero generado por el proyecto (inversiones, beneficios, gastos, etc...) es conveniente que el período de actualización coincida con la vida útil del proyecto.

Se debe considerar el período de actualización igual a su vida útil, que es el período tras el cual el proyecto se considera completamente acabado y con un valor productivo igual a cero (aunque puede existir algún valor residual). A este período se le suele llamar período de amortización del proyecto.

El período de amortización de una obra concreta (MOPU, 1980) depende del tipo de obra que se trate y de circunstancias particulares (situación, calidad de construcción, uso, etc...). Suele coincidir con la vida útil del proyecto.

$$P_a = V_u = P_m$$

donde: P_a = Período de actualización del proyecto (años).

V_u = Vida útil del proyecto (años).

P_m = período de amortización (años).

AII.2.1. Indicadores de comparación entre proyectos diferentes

Los indicadores que se muestran seguidamente son útiles cuando se trata de comparar entre inversiones diferentes. Las inversiones pueden diferir en el tipo de obra (por ej., central hidroeléctrica frente a canal), en el momento en que se construya (por ej., ahora o dentro de 5 años) o simplemente en el emplazamiento de la obra (canal en uno u otro río).

Cada una de estas posibles inversiones generará unos costes y beneficios. Los indicadores resumen estos flujos económicos en una única cifra, lo que facilita la comparación y selección entre una u otra alternativa.

1) VAN: Valor Actual Neto

Es la diferencia entre el beneficio y el coste de un proyecto de inversión, actualizada al origen de la inversión:

$$VAN = B - C$$

El *VAN* indica el beneficio neto total (todos los ingresos recibidos una vez descontados todos los desembolsos realizados) actualizado al presente (DGC, 1990).

Uno de los principales inconvenientes de este indicador es que no indica la eficiencia de la inversión, por cuanto es independiente de la cuantía de dinero invertida. Otro inconveniente es que hay que suponer una tasa de actualización.

2) *Ratio beneficio/coste*

El ratio beneficio/coste indica la eficiencia del coste. Admite dos versiones, según quiera verse la eficiencia de todo el coste (inversión inicial más gastos periódicos) ó sólo la inversión inicial, que es el caso más frecuente:

$$\text{Versión 1: Ratio} = \frac{B}{C}$$

$$\text{Versión 2: Ratio} = \frac{B-G}{I}$$

En la versión 1 el ratio indica el rendimiento de cada euro gastado, ya sea en la inversión inicial o a lo largo de la vida del proyecto.

En la versión 2 el ratio indica el rendimiento de cada euro invertido inicialmente. En el numerador se representa la suma de beneficios netos periódicos (beneficios brutos periódicos descontando los gastos periódicos necesarios para obtenerlos).

El ratio beneficio/coste tiene, al igual que el *VAN*, el inconveniente de necesitar la suposición de una tasa de actualización (Shah et al., 2014).

3) *TIR: Tasa Interna de Retorno*

Se conoce como *TIR* a la tasa de actualización que hace que *B* sea igual a *C*, es decir, es la tasa de actualización para la cual el beneficio bruto total es igual al coste total, produciendo un beneficio neto total igual a cero (supondría un *VAN*=0).

La *TIR* tiene la gran ventaja de no necesitar que se proporcione externamente una tasa de actualización. Precisamente por esto la *TIR* es uno de los indicadores más empleados para la comparación entre proyectos de inversión (DGC, 1990).

Se puede entender que si la tasa de actualización resulta ser menor que la *TIR* del proyecto, se obtendrá un beneficio neto total positivo. Por el contrario, si la tasa de actualización resulta ser mayor que la *TIR* del proyecto, se obtendrá un beneficio neto total negativo, es decir, tendrá pérdidas.

4) *Plazo de amortización de la inversión*

Es el número de años en el cual *B* sea igual a *C* (*VAN*=0). Puede entenderse como el año en que la suma de los ingresos brutos recibidos ha igualado a la suma de los desembolsos realizados (inversión y gastos). También como el año en que el beneficio neto acumulado desde el inicio es nulo. A partir de ese año se espera que, ya recuperado todo el dinero gastado hasta ese momento, el beneficio neto vaya aumentando.

Si el plazo de amortización de una inversión es menor que el período de vida útil del proyecto, se tendrá un beneficio neto total positivo. Pero si, por el contrario, el plazo de amortización de la inversión es mayor que el período de vida útil del proyecto se obtendrán pérdidas (Magni, 2010).

Para calcular el plazo de amortización de una inversión se necesita suponer una tasa de actualización. Conviene recordar que la vida útil de un proyecto u obra no depende de la tasa de actualización, sino simplemente del tipo de obra que se trate. Se adjunta gráfico de coste-beneficio en la Fig. AII.1 donde se observan las pérdidas y ganancias.

AII.2.2. Indicadores para el dimensionamiento de un proyecto concreto

En algunas ocasiones la inversión a realizar se conoce y sólo falta por calcular el tamaño de la obra que resulta más adecuado desde el punto de vista económico. Éste sería el caso de decidir la altura de una presa, diámetro de una tubería, tamaño de un canal, etc...

Se va a utilizar un planteamiento simplificado, en el cual los beneficios y costes del proyecto dependerán de una variable x . La variable x es la variable de decisión que representa la dimensión del proyecto (por ej. tamaño del canal). En la Fig. AII.2 se observa cual es la variable x óptima según B y C .

1) Rentabilidad media (r_m)

Es el beneficio periódico porcentual que produce una inversión.

$$r_m = \frac{A_N}{I}$$

Para calcular la rentabilidad media (r_m) se utilizan los beneficios anuales netos (A_N), aunque en ocasiones pueden utilizarse los beneficios anuales brutos (A_B). En este caso se llamará rentabilidad media bruta, colocando A_B en lugar de A_N .

Un camino operativo para el cálculo de la dimensión x de un proyecto al cual se le pide una rentabilidad media es el siguiente:

$$r_m = \frac{A_N}{I}, \quad \text{y como: } A_N = A_N(x) \text{ e } I = I(x), \text{ entonces:}$$

$$[A_N(x) - r_m \cdot I(x)] = f(x) = 0$$

De esta manera se obtendría la función $f(x)$ y se calculará la x que anule la función. Esa x será la dimensión que haga que el proyecto tenga una rentabilidad media igual a r_m .

2) Rentabilidad marginal (r').

Es el beneficio periódico porcentual de la última unidad monetaria invertida:

$$r' = \frac{dA_N}{dI}$$

Al igual que con la rentabilidad media, para calcular la rentabilidad marginal se utilizan los beneficios anuales netos, aunque en ocasiones pueden utilizarse los beneficios anuales brutos. En este caso se llamará rentabilidad marginal bruta, colocando A_B en lugar de A_N .

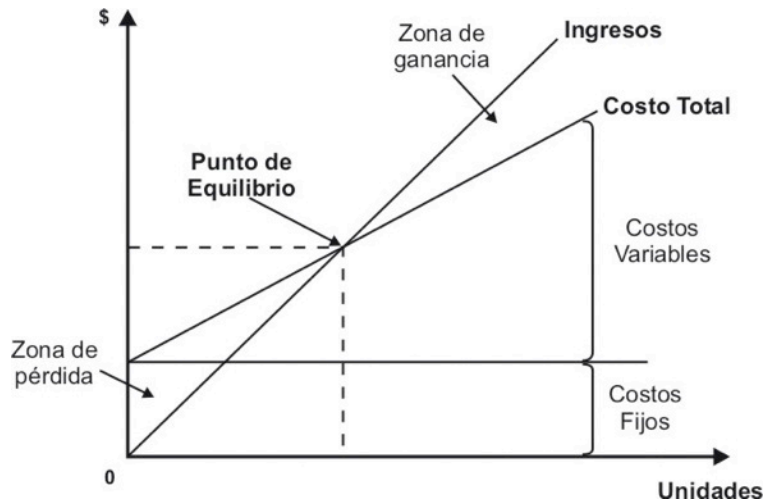


Fig. AII.1. Diagrama coste-beneficio (Engine, 2010).

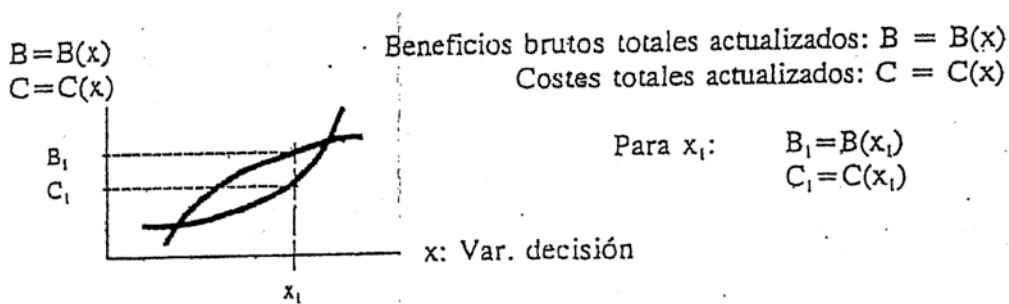


Fig. AII.2. Diagrama económico de cálculo de x (Martin-Carrasco and Garrote-de Marcos, 2003).

El camino operativo para el cálculo de la dimensión x de un proyecto al cual se le pide una rentabilidad marginal r' es el siguiente:

$$r' = \frac{dA_N}{dI}, \text{ y como: } A_N = A_N(x) \text{ e } I = I(x), \text{ entonces:}$$

$$\frac{d[A_N(x) - r' \cdot I(x)]}{dx} = \frac{df(x)}{dx} = 0$$

De esta forma el valor de x para el que la función $f(x)$ tenga su máximo será la dimensión que hace que el proyecto tenga una rentabilidad marginal igual a r' .

Hay otro camino operativo para obtener el valor de x que proporcione una rentabilidad marginal r' . Se trata de obtener el máximo de la función de beneficios netos actualizados al presente, empleando para esta actualización la rentabilidad marginal r' en lugar de la tasa de actualización.

La función a maximizar es:

$$\text{máx}[B(x) - C(x)] = \text{máx}[h(x)]$$

Dónde B y C se obtienen utilizando r' como tasa de actualización.

Aunque la secuencia operativa recién descrita es sencilla, su justificación no resulta evidente. Para su entendimiento conviene ayudarse de la Fig. AII.3 que muestra la curva del beneficio neto actualizado en función de la variable de diseño x .

En la zona creciente de la curva $h(x)$ representada, a un aumento de los costes le corresponde un aumento mayor del beneficio bruto, lo que supone un beneficio neto creciente (la tangente es positiva).

Por el contrario, en la zona decreciente de la curva el aumento del beneficio bruto es inferior al aumento de los costes, lo que supone que la curva es máxima cuando el beneficio bruto aumenta lo mismo que aumentan los costes, lo que supone un beneficio neto nulo (la tangente es horizontal).

En el punto del máximo, el aumento diferencial del coste conlleva un aumento igual de los beneficios brutos, lo que significa que la *TIR* de esa última unidad invertida es igual a la tasa de actualización (Kee, 2010).

Y como la tasa de actualización empleada ha sido precisamente la rentabilidad marginal, se puede concluir que el x buscado que proporciona una rentabilidad marginal (r') es el que corresponde al máximo de la función $h(x)$.

3) *Coste marginal (c').*

Es un concepto similar al anterior, e indica el coste de inversión de la última unidad producida periódicamente.

$$c' = \frac{dI}{dA_B}$$

Para calcular el coste marginal se utilizan los beneficios anuales brutos, aunque en ocasiones pueden utilizarse los beneficios anuales netos. En este caso se llamará coste marginal neto, colocando A_N en lugar de A_B .

Análogamente al caso anterior, el camino operativo para el cálculo de la dimensión x de un proyecto al cual se le pide un coste marginal c' es el siguiente:

$$c' = \frac{dI}{dA_B}, \text{ y como: } A_B = A_B(x) \text{ e } I = I(x), \text{ entonces:}$$

$$\frac{d[I(x) - c' \cdot A_B(x)]}{dx} = \frac{dz(x)}{dx} = 0$$

El valor de x para el que la función $z(x)$ tenga su máximo será la dimensión que hace que el proyecto tenga un coste marginal igual a c' .

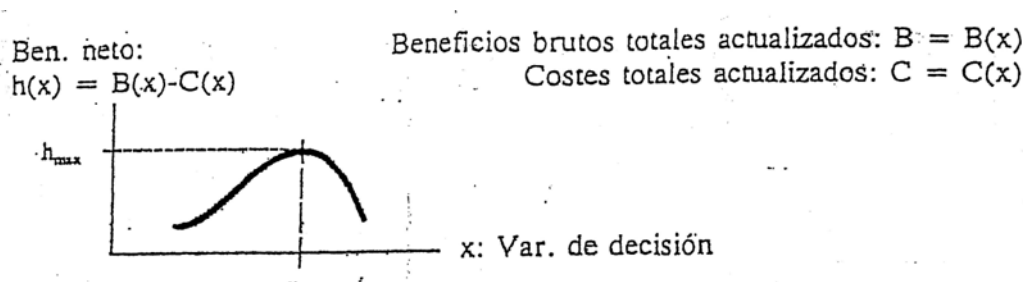


Fig. AII.3. Curva beneficio neto actualizado-variable x (Martin-Carrasco and Garrote-de Marcos, 2003).

III.3. Bibliografía

- Berga, L., 2003. Economic Evaluation of Hydraulic Projects, including Dams. Q.81. *Transactions XXI International Congress on Large Dams. Vol. 1*, 671-737. June 2003. Montreal.
- DGC, 1990. *Recomendaciones para la evaluación económica coste-beneficio de estudios y proyectos de carreteras.* . Ministerio de Fomento, Madrid. 74 pp.
- Engine. (2010). Available from <http://www.dentrode.com.ar/engine/spip.php?article42256> Retrieved 10 junio 2013
- Kee, R., 2010. The sufficiency of target costing for evaluating production-related decisions. *International Journal of Production Economics. Vol. 126*, 204-211.
- Magni, C.A., 2010. Average internal rate of return and investment decisions: a new perspective. *Engineering Economist. Vol. 55*, 150-180.
- Martin-Carrasco, F.J. and Garrote-de Marcos, L., 2003. *Apuntes teórico prácticos de obras hidráulicas.* Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos., Madrid. 139 pp.
- Mochón, F., 1995. *Economía básica.* McGraw Hill, Madrid. 400 pp.
- MOPU, 1980. *Metodología para la evaluación de proyectos de carreteras.* Direccion General de Carreteras. MOPU., Madrid. 82 pp.
- Samuelson, P.A. and Nordhaus, W.D., 2002 *Economía*, 17^a ed ed. McGraw Hill, Madrid. 752 pp.
- Shah, Y.U., Jain, S.S. and Parida, M., 2014. Evaluation of prioritization methods for effective pavement maintenance of urban roads. *International Journal of Pavement Engineering. Vol. 15*, 238-250.

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Símbolos de grupo según el <i>SUCS</i> (Jiménez-Salas et al., 1981).....	8
Tabla 1.2. Tipología de suelos según el <i>SUCS</i> (Jiménez-Salas et al., 1981).....	8
Tabla 1.3. Clasificación española de suelos según el PG-3 (Fomento, 1976).....	9
Tabla 1.4. Esquema general de la Tesis.....	33
Tabla 2.1. Valores del coeficiente de Manning n (Woodward and Posey, 1941).	39
Tabla 2.2. Velocidad máxima en canales abiertos (Krochin, 1978).....	40
Tabla 2.3. Coeficiente de rugosidad K (Fomento, 1990).....	45
Tabla 2.4. Clasificación del tamaño de sedimento (Márquez, 2008).	49
Tabla 3.1. Comparación de alternativas A, B, C y D según las distintas características hidráulicas, estructurales, ambientales, y económicas.	66
Tabla 3.2. Pendientes típicas para taludes de carreteras en desmonte (Suárez, 1998).....	71
Tabla 3.3. Pendientes típicas para taludes de carreteras en terraplén (Suárez, 1998).....	71
Tabla 3.4. Coordenadas geográficas del talud donde se realizan los ensayos in situ.....	74
Tabla 4.1. Velocidad media (v) y energía específica (E) del fluido en ambos canales.....	81
Tabla 4.2. Diferencia de velocidades (v_1-v_2) y de energías específicas teóricas (E_1 y E_2) entre ambos sistemas de drenaje. Se indican también los resultados porcentuales.....	82
Tabla 4.3. Densidad relativa de sedimento (s), fuerza de la gravedad (g), Coeficiente de arrastre (C_d), densidad específica del agua (ρ_{agua}), coeficiente de fricción de Darcy (f), y pendiente del canal (θ).....	82
Tabla 4.4. Velocidad de caída de la partícula (w_0) y diámetro de partícula (d_s).	82
Tabla 4.5. Velocidad media del flujo (v_1 y v_2), esfuerzo cortante de frontera ($\tau_{0\ canal\ 1}$ y $\tau_{0\ canal\ 2}$) velocidad de corte de ambos canales (v_{*1} y v_{*2}). El subíndice 1 indica drenaje tradicional y el 2 drenaje ramificado.....	83
Tabla 4.6. Parámetro de estabilidad en terreno arcilloso ($\tau_{*CL\ canal\ 1}$ y $\tau_{*CL\ canal\ 2}$) y en terreno franco-arenoso ($\tau_{*SW\ canal\ 1}$ y $\tau_{*SW\ canal\ 2}$) para ambos canales... ..	83
Tabla 4.7. Fuerza de arrastre del fluido (F_a) en ambos canales.....	84
Tabla 4.8. Prueba de normalidad de Kolmogorov-Smirnov de v (velocidad media del fluido en ambos canales en m/s), E (energía específica de ambos	

canales en kJ) y F_a (fuerza de arrastre del fluido en ambos canales en N) con su valor estadístico, grado de libertad y significación para $N=30$	85
Tabla 4.9. Valor medio, desviación y resultado estadístico de U de Mann-Whitney de la velocidad media (v), la energía específica (E) y la fuerza de arrastre (F_a) del fluido en ambos canales, para una muestra de 30 ensayos sobre PVC.	85
Tabla 4.10. Prueba de normalidad de Kolmogorov-Smirnov de la velocidad media (v), la energía específica (E) y la fuerza de arrastre (F_a) del fluido en ambos canales, con su valor estadístico, grado de libertad y significación para una muestra de 30 ensayos sobre arcilla.	89
Tabla 4.11. Valor medio, desviación y resultado estadístico de U de Mann-Whitney de la velocidad media (v), la energía específica (E) y la fuerza de arrastre (F_a) del fluido en ambos canales, para una muestra de 30 ensayos sobre arcilla.	89
Tabla 4.12. Prueba de normalidad de Kolmogorov-Smirnov de la velocidad media (v), la energía específica (E) y la fuerza de arrastre (F_a) del fluido en ambos canales, con su valor estadístico, grado de libertad y significación para una muestra de 30 ensayos en terreno natural.....	92
Tabla 4.13. Valor medio y desviación de la velocidad media (v), fuerza de arrastre (F_a) del fluido en ambos canales en terreno natural. El valor de la muestra es $N=30$	92
Tabla 4.14. Valor de la suma de cuadrados, grado de libertad, media cuadrática (inter-grupos e intra-grupos), factor F y significación de la velocidad media (v), fuerza de arrastre (F_a) del fluido sobre terreno natural. El valor de la muestra es $N=30$	93
Tabla 4.15. Valor medio, desviación y resultado estadístico de U de Mann-Whitney de la energía específica (E) de ambos canales con $N=30$	93
Tabla 4.16. Valores de las velocidades medias de flujo (v_1 y v_2), desviación típica, máximo y mínimo para el canal 1 y 2 obtenidas para el ensayo en maqueta sobre PVC, sobre arcilla y en terreno natural.....	94
Tabla 4.17. Valores de la diferencia de velocidades (v_1-v_2) entre ambos canales, obtenidas en el ensayo en maqueta sobre PVC, sobre arcilla y en terreno natural. El subíndice 1 indica drenaje tradicional y el 2 drenaje ramificado. Se indican también los resultados porcentuales.	95
Tabla 4.18. Valores de la diferencia de energía específica (E_1-E_2) en ambos canales, obtenidas en ensayos sobre PVC, arcilla y en terreno natural. El subíndice 1 indica drenaje tradicional y el 2 drenaje ramificado. Se indican también los resultados porcentuales.....	95
Tabla 4.19. Valores de la diferencia de fuerzas de arrastre ($F_{a1}-F_{a2}$) arrastre entre el canal 1 y canal 2, obtenidas en el ensayo sobre PVC, sobre arcilla y en terreno natural. Se indican también los resultados porcentuales.	97
Tabla 4.20. Fotografías de los filtros de sedimentación para ambos sistemas de drenaje con $N=5$	99

Tabla 4.21. Histogramas colorimétricos de cada uno de los embudos de sedimentación tanto para el canal 1 como para el canal 2 con N=5.....	100
Tabla 4.22. Histograma del color rojo de cada uno de los embudos de sedimentación tanto para el canal 1 como para el canal 2 con N=5.....	101
Tabla 4.23. Prueba de normalidad de Kolmogorov-Smirnov del peso de los filtros secos (P) con sedimentos del canal 1 y canal 2 con su valor estadístico, grado de libertad y significación para N =10.....	103
Tabla 4.24. Valor medio, desviación y resultado estadístico de U de Mann-Whitney del peso de los filtros secos (P) con sedimentos de ambos canales para N=10.....	103
Tabla 4.25. Prueba de normalidad de Kolmogorov-Smirnov del peso de los filtros del canal 1 y canal 2, en día seco y día húmedo con su valor estadístico, grado de libertad y significación para N =10.....	105
Tabla 4.26. Valor medio y desviación del peso medio del filtro en ambos canales, en día seco y húmedo (P) en terreno natural, con N=10 ensayos.....	106
Tabla 4.27. Valor de la suma de cuadrados, grado de libertad, media cuadrática (inter-grupos e intra-grupos), F y significación del peso medio del filtro (P), en día seco y húmedo, en terreno natural con N = 10 ensayos.....	106
Tabla 4.28. Prueba de normalidad de Kolmogorov-Smirnov de la vida útil estimada (V_u) sobre arcilla del canal 1 y canal 2 con su valor estadístico, grado de libertad y nivel de significación para N =10 ensayos.....	107
Tabla 4.29. Valor medio y desviación de vida útil estimada (V_u) sobre arcilla en el canal 1 y canal 2 para N=10 ensayos.....	107
Tabla 4.30. Valor de la suma de cuadrados, grado de libertad, media cuadrática (inter-grupos e intra-grupos), factor F y nivel de significación de la vida útil estimada sobre arcilla (V_u) para N=10.....	107
Tabla 4.31. Prueba de normalidad de Kolmogorov-Smirnov de V_u (vida útil estimada del canal 1 y canal 2 en s) con su valor estadístico, grado de libertad y significación para N =10 ensayos.....	110
Tabla 4.32. Valor medio y desviación de V_u (vida útil estimada del canal 1 y canal 2 en s) en los N=10 ensayos en terreno natural.....	110
Tabla 4.33. Valor de la suma de cuadrados, grado de libertad, media cuadrática (inter-grupos e intra-grupos), F, nivel de significación para la vida útil estimada en terreno natural (V_u). El valor de la muestra es N=10.....	110
Tabla 4.34. Partidas de maquinaria y mano de obra (en horas) para la construcción de 1 m ³ de canal 1.	112
Tabla 4.35. Partidas de maquinaria y mano de obra (en horas), para la conservación y mantenimiento de 1 m ³ del canal 1.....	112
Tabla 4.36. Partidas de maquinaria y mano de obra (en horas) para la construcción de 1 m ³ de canal 2.	113

Tabla 4.37. Partidas de maquinaria y mano de obra (en horas), para la conservación y mantenimiento de 1 m ³ del canal 2.....	113
Tabla 4.38. Plazo de ejecución (tiempo que se tarda en la construcción de ambos canales en días), Inversión inicial (coste inicial necesario para la construcción de ambos canales en €/m ³), Coste mantenimiento (gasto que supone el mantenimiento y conservación de ambos canales en €/m ³ /año).....	113
Tabla 4.39. Rendimiento económico medio ($r_{m,u}$) en ambos canales a lo largo de toda su vida útil, coste total de los sistemas de drenaje a lo largo de toda su vida útil (C_u) en € y coste total de ambos sistemas de drenaje durante 20 años (C_{20}) y coste medio anual (C_u')	114
Tabla 4.40. Comparación de los costes en € de distintas estructuras.	116
Tabla AI.1. Estimación inicial de umbral de escorrentía P_o en suelo con cultivos en mm (Fomento, 1990).	130
Tabla AI.2. Estimación inicial de umbral de escorrentía P_o en suelo sin cultivos en mm (Fomento, 1990).	131
Tabla AI.3. Clasificación de suelos a efectos del umbral de escorrentía (Fomento, 1990).....	131
Tabla AI.4. Hidrograma unitario adimensional del SCS (Eselagua, 2014).....	135

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1. Mapa de la red de carreteras de gran capacidad en España (Fomento, 2005).....	1
Fig. 1.2. Canal de grandes dimensiones que recoge las aguas del terraplén (COPISA, 2008).	3
Fig. 1.3. Canal que recoge las aguas del desmonte en el Cares (León).....	3
Fig. 1.4. Temporal marítimo azotando el litoral de Gijón.....	4
Fig. 1.5. Ramificaciones que crea la resaca del mar en Luanco (Asturias).....	4
Fig. 1.6. Mapa de tipos de suelo en España (Hispagua, 2000).....	6
Fig. 1.7. Diagrama triangular de las clases texturales de los suelos (Jiménez-Salas et al., 1981).	7
Fig. 1.8. Mapa geológico de la península ibérica (IGME, 2010).	10
Fig. 1.9. Sección tipo de desmonte en una carretera (FAO, 2010).....	11
Fig. 1.10. Desprendimiento del talud en desmonte en la AG-53 (ARCA, 2010).....	11
Fig. 1.11. Pantallas y anclajes metálicos en un talud de la A-66 (León-Asturias).	12
Fig. 1.12. Muro de contención de escollera en un talud de la A-66 (León-Asturias).....	13
Fig. 1.13. Muro de escollera y cuneta de descarga para desagüe de un talud de la LE-30 (León).	13
Fig. 1.14. Arrastre de áridos en el desmonte de una carretera (Ruíz, 1999).	14
Fig. 1.15. Ejemplo de blandón en una carretera (Teleprensa, 2010).....	14
Fig. 1.16. Ejemplo de baches en una carretera debido al ineficiente drenaje (Larazon, 2014)	14
Fig. 1.17. Sección tipo de terraplén en obras lineales (Sandoval, 2013).	15
Fig. 1.18. Deslizamiento de ladera en Maierato, Italia (Montalar, 2010).	16
Fig. 1.19. Deslizamiento de terraplén en carretera de Jaén (Lolyr, 2010).....	16
Fig. 1.20. Deslizamiento de terraplén provoca muertos en U.S.A (Usahispanicpress, 2014).	17
Fig. 1.21. Ejemplo de cuenca hidrográfica (ALLPE, 2014).	18
Fig. 1.22. Canal hidráulico en el talud de obras lineales (Davies, 2008).	19
Fig. 1.23 La cuneta es el elemento de drenaje longitudinal por excelencia (FEMAVI, 2003).	21
Fig. 1.24. <i>Splash erosion</i> en un talud de la carretera N-630 (León).....	24
Fig. 1.25. Erosión laminar en un talud de la carretera N-630 (León).....	24
Fig. 1.26. Surcos en un talud de la carretera N-630 (León).	25

Fig. 1.27. Cárcava bajo un viaducto de la N-630 (León).	25
Fig. 1.28. Paisaje característico de suelo erosionado Las Médulas (Ponferrada).....	26
Fig. 2.1. Energía de un flujo gradualmente variado en canales abiertos (Cuevadelcivil, 2013).	42
Fig. 2.2. Curva de energía específica (Carrera-Cabañeros, 2015).	44
Fig. 2.3. Acueducto de Segovia (Marco, 2008).	44
Fig. 2.4. Secciones críticas de cálculo en elementos lineales de desagüe (Fomento, 1990).	47
Fig. 2.5. Embudo de impacto (Brea and Balocchi, 2010).	48
Fig. 2.6. Coeficiente de arrastre (C_d) para una partícula individual en fluido en reposo (Chanson, 2002).	50
Fig. 3.1. Talud tradicional de obra lineal y su simulación mediante canal rectangular de ancho elevado.....	58
Fig. 3.2. Ficha técnica (alzado, perfil, planta y vista en perspectiva dirección suroeste, en adelante, SO) del drenaje tradicional (alternativa A).....	59
Fig. 3.3. Bajante en ramal de acceso a la ronda LE-30.	60
Fig. 3.4. Ficha técnica (alzado, perfil, planta y vista en perspectiva SO) del drenaje con pequeños canales transversales (alternativa B).	61
Fig. 3.5. Sistema de drenaje empleado en un talud de China para minimizar la erosión.....	62
Fig. 3.6. Ficha técnica (alzado, perfil, planta y vista en perspectiva SO) del drenaje con canales laterales (alternativa C).	63
Fig. 3.7. Sistema de drenaje en forma de zigzag, en lo sucesivo, drenaje ramificado.	64
Fig. 3.8. Ficha técnica (alzado, perfil, planta y vista en perspectiva SO) del drenaje ramificado (alternativa D).....	65
Fig. 3.9. Foto de los laterales de la maqueta.....	70
Fig. 3.10. Frontal de la maqueta.	70
Fig. 3.11. Depósito del agua y grupo de bombeo.	72
Fig. 3.12. Ensayo convencional en canal 1 (drenaje tradicional) y canal 2 (drenaje ramificado).....	73
Fig. 3.13. Localización de los ensayos en terreno natural. Urbanización Monteleón (Sarriegos).....	74
Fig. 3.14. Canal 1 (drenaje tradicional) y canal 2 (drenaje ramificado) moldeados en arcilla.....	75
Fig. 3.15. Depósito de recogida de agua con sedimentos y embudo de sedimentación.	76
Fig. 3.16. Depósito adaptado para recogida de agua con sedimentos <i>in situ</i> y embudo de sedimentación.....	77

Fig. 3.17. a) Estufa Digithead 52L. b) Balanza de precisión Ohaus Discovery DV114C.....	77
Fig. 3.18. a) Desgaste perceptible en el drenaje ramificado. b) Última etapa de vida útil del drenaje tradicional.	78
Fig. 4.1. Distribución de velocidades medias del flujo en ambos canales y nº de ensayo sobre PVC.....	86
Fig. 4.2. Energía específica y nº de ensayo sobre PVC en ambos sistemas de drenaje.....	87
Fig. 4.3. Fuerza de arrastre y nº de ensayo sobre PVC en ambos sistemas de drenaje.....	88
Fig. 4.4. Distribución de velocidades medias del flujo en ambos canales y nº de ensayo sobre arcilla.....	90
Fig. 4.5. Energía específica y nº de ensayo sobre arcilla en ambos sistemas de drenaje.....	91
Fig. 4.6. Fuerza de arrastre y nº de ensayo sobre arcilla en ambos sistemas de drenaje.....	91
Fig. 4.7. Distribución de velocidades medias del flujo en el canal 1 y 2 y nº de ensayo en terreno natural.	94
Fig. 4.8. Energía específica obtenida en terreno natural para ambos sistemas de drenaje.....	96
Fig. 4.9. Fuerza de arrastre y nº de ensayo en terreno natural en ambos sistemas.	97
Fig. 4.10. Distribución de pesos de los filtros de ambos canales y nº de ensayo en terreno natural.	104
Fig. 4.11. Distribución de las vidas útiles y nº de ensayo sobre arcilla de ambos sistemas de drenaje.	109
Fig. 4.12. Distribución de las vidas útiles y nº de ensayo en terreno natural de ambos canales.	111
Fig. 4.13. Diferencia de costes totales anuales entre ambos canales y plazo de amortización del drenaje ramificado.	115
Fig. AI.1. Mapa de precipitaciones representadas por isohietas de España (Fomento, 2003).	129
Fig. AI.2. Mapa del coeficiente corrector del umbral de escorrentía (Fomento, 1990).	129
Fig. AI.3. Hietograma sintético de 4 horas (Udea, 2014).....	133
Fig. AI.4. Hidrograma Unitario Triangular (Campos–Aranda, 2009)......	135
Fig. AI.5. Hidrograma unitario del S.C.S. (CEDEX, 1987).	136
Fig. AI.6. Componentes de un hidrógrama (Colombia, 2010).	137
Fig. AII.1. Diagrama coste-beneficio (Engine, 2010).	144

Fig. AII.2. Diagrama económico de cálculo de x (Martin-Carrasco and Garrote-de Marcos, 2003).....	144
Fig. AII.3. Curva beneficio neto actualizado-variable x (Martin-Carrasco and Garrote-de Marcos, 2003).....	145