



*Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos.*
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA



RIEGO DE LA VEGA DE MORALES DEL REY ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

Trabajo realizado por:
José Alonso Rodríguez

Dirigido:
Agustín Ascorbe Salcedo
José Andrés Liaño Herrera

Titulación:
Grado en Ingeniería Civil

Santander, Junio de 2014

TRABAJO FINAL DE GRADO

0. Índice

1. Introducción	Pg. 5
2. Localización, geología y climatología	Pg. 7
2.1. Benavente y los Valles	Pg. 7
2.2. Morales del Rey	Pg. 9
2.3. Geología	Pg. 11
2.3.1. Alternativa 1	Pg. 12
2.3.2. Alternativa 2	Pg. 13
2.3.3. Alternativa 3	Pg. 14
2.4. Clima	Pg. 15
2.4.1. Factores climáticos térmicos	Pg. 15
2.4.2. Factores climáticos hídricos	Pg. 16
2.4.3. Balance climatológico de humedad y falta de agua	Pg. 17
2.5. Flora y fauna	Pg. 18
2.5.1. Lugares de Importancia Comunitaria	Pg. 18
3. Ríos	Pg. 22
3.1. Río Eria	Pg. 22
3.2. Río Órbigo	Pg. 24
3.3. Río Tera	Pg. 25
3.4. Datos de las estaciones de aforo	Pg. 26
3.4.1. Estación de aforo de Morales del Rey	Pg. 26
3.4.2. Estación de aforo de Manganeses de la Polvorosa	Pg. 27
3.4.2. Estación de aforo de Mózar de Valverde	Pg. 28
4. Regadío en Morales del Rey	Pg. 29
4.1. Origen de la agricultura	Pg. 29
4.2. Evolución de la agricultura	Pg. 30
4.3. Cultivos, necesidades hídricas y métodos de riego	Pg. 31
4.3.1. Cultivos y tipos de riego	Pg. 31
4.3.2. Necesidades hídricas	Pg. 32
4.3.3. Resultados	Pg. 33
4.4. Del pozo a la acequia	Pg. 35
5. Estudio de alternativas	Pg. 36
5.1. Traslase Órbigo-Eria	Pg. 38
5.1.1. Elementos del traslase	Pg. 42
5.1.1.1. Tubería	Pg. 42
5.1.1.2. Azud de los Linos y compuertas	Pg. 47
5.1.2. Impacto ambiental	Pg. 64
5.1.3. Ventajas e inconvenientes	Pg. 64
5.2. Traslase Tera-Eria	Pg. 65
5.2.1. Elementos del traslase	Pg. 69
5.2.1.1. Tubería	Pg. 69
5.2.1.2. Estación de bombeo	Pg. 72

5.2.1.3. Balsa de riego	Pg. 73
5.2.1.4. Azud de los Linos y compuertas	Pg. 82
5.2.2. Impacto ambiental	Pg. 83
5.2.3. Ventajas e inconvenientes	Pg. 83
5.3. Presa del Cobanayo	Pg. 84
5.4. Presupuesto	Pg. 85
5.4.1. Presupuesto de la alternativa 1	Pg. 85
5.4.2. Presupuesto de la alternativa 2	Pg. 85
5.5. Conclusión y análisis comparativo de las alternativas	Pg. 86
6. Anejos	Pg. 88
6.1. Anejo de geología	Pg. 88
Hoja 230. Castrocontrigo	Pg. 88
Hoja 260 Arrabalde	Pg. 89
Hoja 270 Benavente	Pg. 90
6.2. Anejo de flora y fauna	Pg. 91
6.2.1. LIC Riberas del río Órbigo y afluentes	Pg. 91
6.2.2. LIC Riberas del río Tera y afluentes	Pg. 91
6.3. Anejo de datos de caudales	Pg. 92
6.3.1. Estación de aforo de Morales del Rey	Pg. 92
6.3.2. Estación de aforo de Manganeses de la Polvorosa	Pg. 94
6.3.3. Estación de aforo de Mózar de Valverde	Pg. 96
6.4. Anejo de necesidades hídricas de los cultivos	Pg. 98
6.4.1. Maíz	Pg. 98
6.4.2. Patata	Pg. 100
6.4.3. Remolacha	Pg. 101
6.4.4. Trigo	Pg. 102
6.4.5. Resumen	Pg. 103
6.5. Anejo de distribución de acequias	Pg. 105
7. Bibliografía	Pg. 108

1. Introducción

Morales del Rey es un municipio tradicionalmente agrícola que se encuentra en la provincia de Zamora en la fértil vega que forma el interfluvio Eria-Órbigo.

Este municipio ha sufrido una fuerte transformación agrícola, ya que las nuevas técnicas de excavación de pozos y las bombas de riego han permitido el acceso a los acuíferos subterráneos y que los cultivos de regadío hayan desplazado a los cultivos de secano casi en su totalidad. Estos cultivos aunque tienen unas necesidades hídricas mayores permiten obtener mayores rendimientos y por tanto mayor beneficio económico.

El caso del maíz es significativo, ya que tras la remolacha es el cultivo que mayores necesidades hídricas tiene, y supone aproximadamente el 60% de la superficie cultivada de la vega de Morales del Rey.

En el apartado “6.4 Anejo de necesidades hídricas de los cultivos” se han calculado las necesidades hídricas de cada cultivo y la superficie que ocupa en la vega de Morales del rey. Esos datos se resumen en la tabla I.

Cultivo	Superficie (ha)	NH al año (mm)	NH por hectárea (m ³)	NH por cultivo (m ³)
Maíz	300	669,01	6.690,05	2.007.015
Patata	30	598,56	5.985,60	179.568
Cereal	25	363,78	3.637,75	90.944
Remolacha	5	855,13	8.551,30	42.757
Chopos	150	0	0	0
	510	2.486,47		2.320.283

Tabla I. Superficie y necesidades hídricas de cada cultivo.

Las necesidades hídricas son superiores a los 2,33 hm³ anuales calculados, ya que hay que tener en cuenta la eficiencia de la conducción, de la distribución y de la aplicación del riego. Para tener en cuenta las pérdidas en la conducción y en la distribución se multiplica el resultado por 0,9⁻¹ y para tener en cuenta la eficiencia de riego (gravedad o aspersión) se multiplica por 0,7⁻¹. Así se obtiene que **el volumen de agua necesario en la vega de Morales del Rey sería de:**

$$2,32 \text{ hm}^3 \cdot 0,9^{-1} \cdot 0,7^{-1} = 3,74 \text{ hm}^3.$$

A corto o medio plazo no se espera que este volumen aumente, porque el maíz permite obtener mayores beneficios que otros cultivos con menor trabajo. Toda la superficie no se podría destinar al cultivo del maíz porque la rotación de cultivos es necesaria para obtener buenos rendimientos en las cosechas.

A pesar del esfuerzo de los agricultores y del ayuntamiento por mantener agua en el río Eria durante los meses de verano, los azudes existentes y los acuíferos subterráneos

resultan insuficientes en los últimos riegos del verano entre finales de agosto y comienzos de septiembre.

Esto conlleva la siguiente problemática:

1. Contaminación. Antiguamente el río dejaba de correr, pero existían charcas que eran la fuente de vida de una elevada diversidad de flora y fauna. En la actualidad sigue habiendo charcas, pero sus dimensiones se ven considerablemente reducidas y muchas de ellas se ven contaminadas por la elevada concentración de combustibles, fertilizantes y pesticidas. Esto conlleva una situación de anoxia y contaminación que acaba con la vida de las especies. En la figura I se puede apreciar la evolución del río Eria a su paso por Morales del Rey entre el mes de Mayo y el mes de Julio.



Figura I. Río Eria en el mes de mayo (derecha) y en el mes de julio (izquierda).

2. Cambios en el ecosistema. Introducción de nuevas especies invasoras en el cauce del río Eria como es el caso del lucio que ha terminado con la trucha y la carpa, o el cangrejo americano que está desplazando al cangrejo autóctono.

3. Insuficiencia de abastecimiento para regadío. A finales de agosto y septiembre tienen lugar los últimos riegos. En este momento del año el agua escasea y no es posible dar la dosis de agua necesaria a los cultivos.

4. Malestar social. Tener un cauce seco con organismos en descomposición próximo al núcleo urbano genera malos olores y la proliferación de insectos que afectan a los cultivos y a la población, generando un malestar generalizado.

En este estudio se plantean **tres alternativas para garantizar el regadío de esta zona tradicionalmente agrícola** evitando la sobreexplotación de los recursos hídricos del río Eria. Se estudiarán en el apartado “5. Estudio de alternativas”

2. Localización, geología y climatología

2.1. Benavente y los Valles

La comarca de los Valles de Benavente se encuentra al noreste de la provincia de Zamora, en el interior de la Comunidad autónoma de Castilla y León (Figuras II y III).

La superficie de la comarca es de 1417 km², subdividida en los siguientes valles: Vidriales, Órbigo, Tera, Valverde, Esla y Eria que se corresponden con las vegas de los principales ríos y arroyos que recorren la zona: río Cea, río Castrón, río Eria, río Esla, río Órbigo, río Tera y arroyo de la Almucera.

La población comarcal es de unas 40.000 personas, con una fuerte dependencia de la actividad agropecuaria, dedicándose más del 40% de los trabajadores a la agricultura y a la ganadería.

Las fértiles vegas de los Valles de Benavente no pasan desapercibidas a escala nacional, y muestra de ello son los productos reconocidos con la etiqueta de Denominación de Origen:

- Denominación de Origen Pimiento de Fresno-Benavente
- Denominación de Origen Alubia de la Bañeza
- Denominación de Origen Harina de Zamora
- Denominación de Origen Queso de Zamora
- DOP Vino de Calidad de los Valles de Benavente



Figura II. Mapa de las comarcas de la provincia de Zamora.



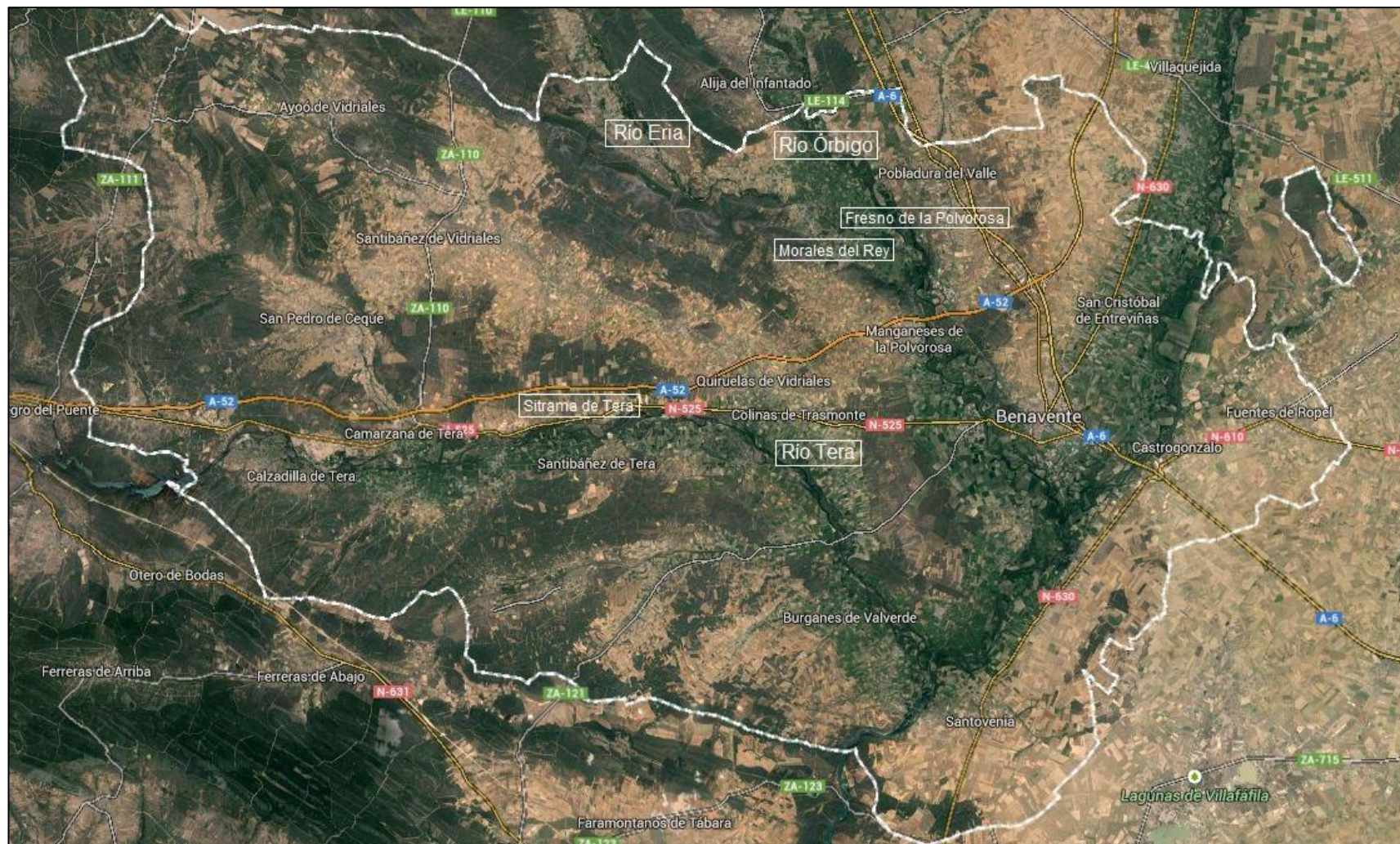


Figura III. Mapa comarcal Benavente y los Valles.

2.2. Morales del Rey

Morales del Rey se encuentra en el valle del Eria, próximo a la desembocadura del río Eria en el río Órbigo y delimitado al sur por las últimas estribaciones de la sierra de Carpurias.

La superficie del municipio es de 20,14 km², los cuales se dividen en dos zonas bien diferenciadas (Figura IV):

- La **vega** donde predominan las choperas y los cultivos de regadío.
- El **monte** donde se combinan encinares y pinares con cultivos de secano.



Figura IV. Municipio de Morales del Rey.

La población de 669 habitantes (INE 2012) se dedica a la agricultura principalmente, al igual que en toda la comarca. La agricultura resulta rentable pero inestable en la vega gracias a las nuevas técnicas de perforación de pozos que permiten obtener a mayor profundidad el agua subterránea.

En la página siguiente se pueden ver las infraestructuras hidráulicas del municipio y que dan muestra de su vocación agrícola (Figura V).



Figura V. Infraestructuras hidráulicas en el municipio de Morales del Rey.

La presa de los Linos.

Construida por la población local que derivaba agua a un canal principal que recorría toda la vega de Morales del Rey y terminaba aguas abajo del río Eria.

La Garafa.

Originalmente había un azud rudimentario que llevaba el agua a un molino ubicado en el centro del pueblo y que aún hoy en día existe. A finales de los años 70 se construyó un nuevo azud de gravedad de hormigón para retener el agua durante los meses de julio y agosto y así garantizar el riego.

La presa del Molino de Abajo.

Similar al primer azud, y que servía para derivar agua a otro molino ubicado fuera del núcleo urbano. En la actualidad al igual que las anteriores se utiliza para retener agua para regadío.

2.3. Geología

La comarca de Benavente y los Valles es relativamente llana, con una diferencia de cotas de unos 300 metros:

- **La cota más elevada** se encuentra en el macizo paleozoico de la Sierra de Carpurias (cuarcitas y pizarras) en la localidad de Arrabalde a **997 m.**
- **La cota más baja** se encuentra en la localidad de Villalpando a **690 m.**

Los ríos que recorren la comarca, se han ido encajonando en sus propios sedimentos, dejando algunas veces al descubierto los sedimentos miocenos, mientras que en los bordes de las planicies, la erosión ha provocado un paisaje en cárcavas.

De mayor a menor antigüedad los materiales dominantes son: Arenas, arcillas y conglomerados del Mioceno; sedimentos pedregosos, rañas y terrazas del Plioceno y Cuaternario; sedimentos aluviales no diferenciados.

Los materiales son en general de naturaleza silícea salvo en las proximidades de los ríos donde son frecuentes los sedimentos carbonatados.

En el apartado “5. Estudio de alternativas” se detallarán las diferentes soluciones, de momento se introduce la zona que afecta cada una de ellas y los materiales en donde se encuentran. Los planos han sido obtenidos del IGM (Instituto Geológico y Minero).

En el apartado “6.1. Anejo de geología” se pueden ver los planos de las dos zonas de estudio y del proyecto de la presa del Cobanayo.

Instituto Geológico y Minero a escala 1:50.000

- Alternativa 1: Hoja 270 Benavente
- Alternativa 2: Hoja 260 Arrabalde, Hoja 270 Benavente
- Alternativa 3: Hoja 230 Castrocontrigo



Figura VI. Cuarcitas en la Sierra de Carpurias.

2.3.1. Alternativa 1: Traslase Órbigo-Eria

Todo son materiales del Cuaternario, y dentro de éste, del Holoceno.

- Q_2Al_3 Aluvial (lecho actual): Conglomerados y limos arcillo-arenosos.
- Q_2Al_2 Aluvial (llanura de inundación): Conglomerados, arenas y arcillas.

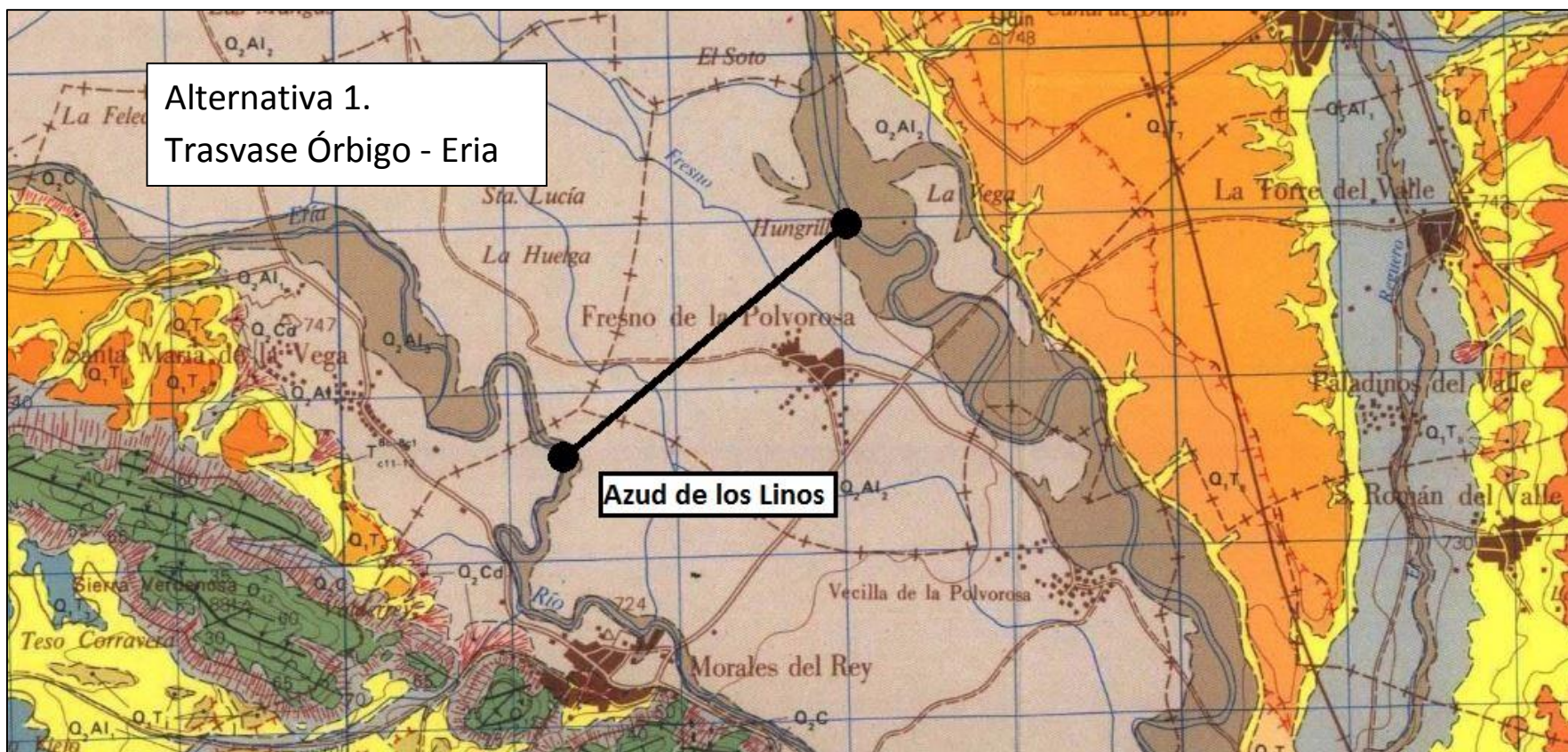


Figura VII. Alternativa 1: Traslase Órbigo - Eria. Planta. Geología.

2.3.2. Alternativa 2. Trasvase Tera-Eria

En esta alternativa se encuentran una mayor variedad de materiales procedentes del Ordovícico, Cámbrico, Terciario y Cuaternario.

Esto se debe a que la alternativa afecta a los ríos Tera y Eria y atraviesa la sierra de Carpurias.

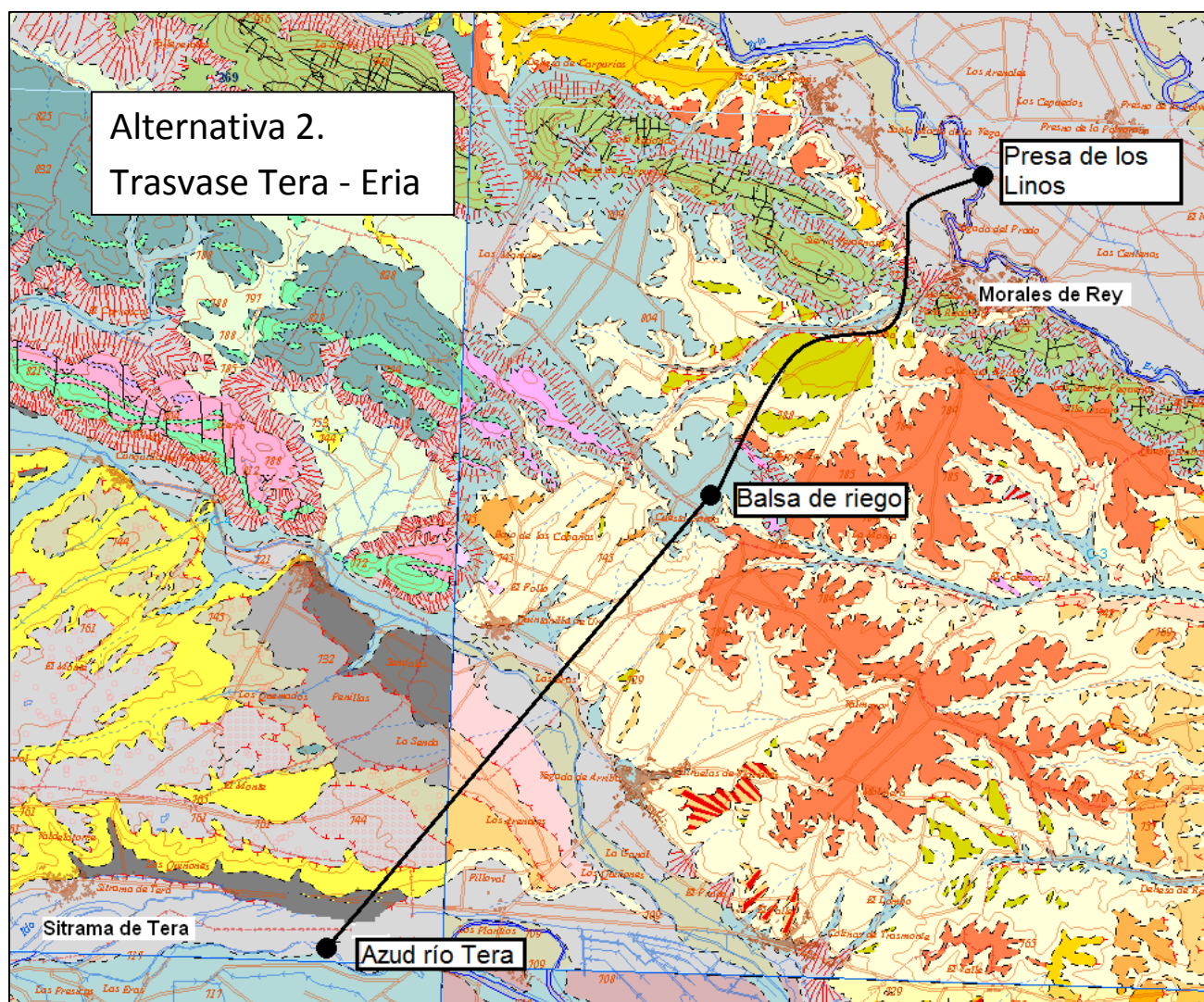


Figura VIII. Alternativa 2: Trasvase Tera - Eria. Planta. Geología.

2.3.3. Alternativa 3. Presa del Cobanayo

El proyecto se encontraba en la comarca leonesa de la Cabrera donde se encuentran:

- Pizarras y areniscas del Ordovícico
- Aluviones recientes, arenas, arcillas y cantos rodados del Cuaternario.

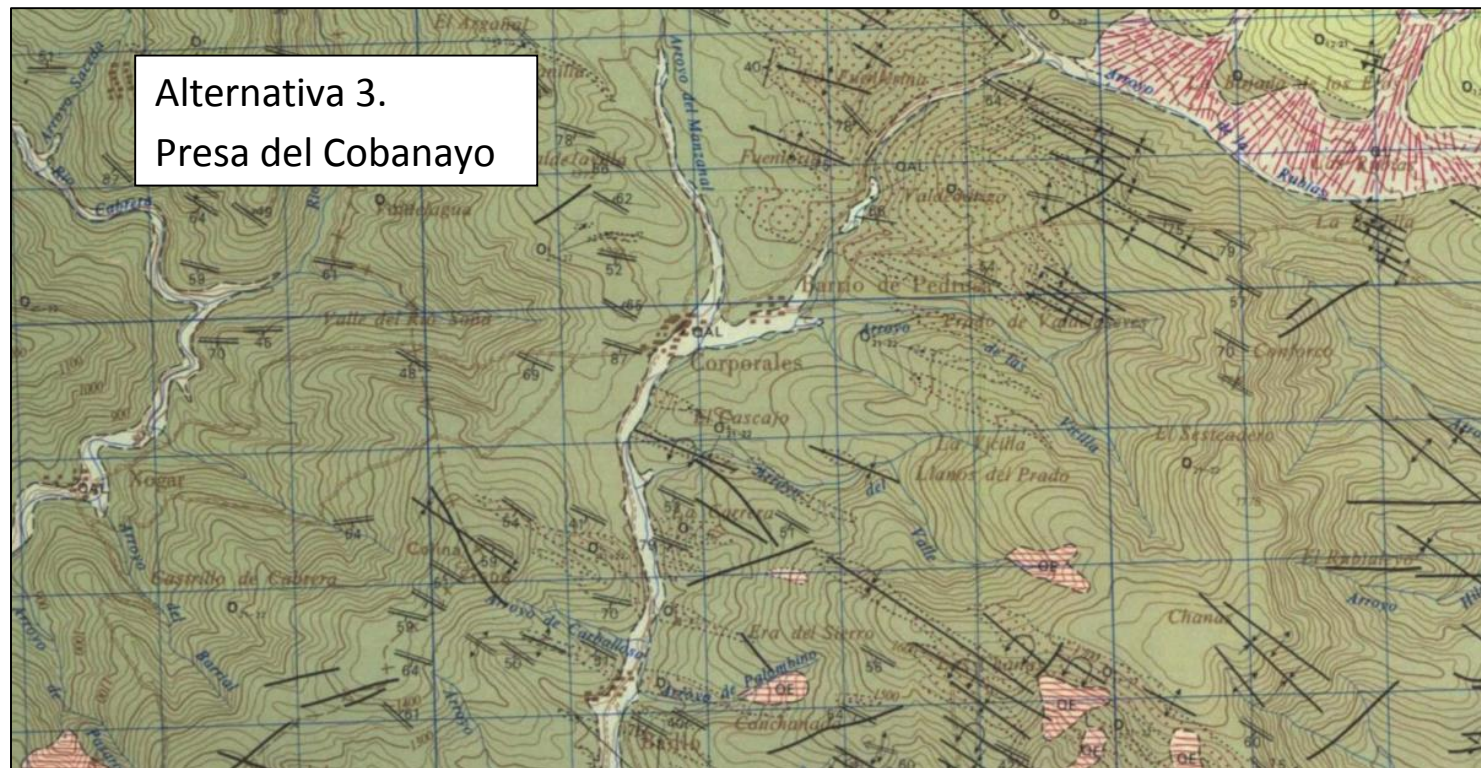


Figura IX. Alternativa 3: Presa del Cobanayo. Planta. Geología.

2.4. Clima

Los factores climáticos van a interesar para calcular las necesidades hídricas de los diferentes cultivos en el apartado “6.4 Anejo de necesidades hídricas de los cultivos”.

2.4.1. Factores climáticos térmicos

El clima es extremado, de tipo continental con inviernos fríos y prolongados y veranos cortos y calurosos.

Esto se puede comprobar en la siguiente tabla, en la que se reflejan las temperaturas medias, máximas absolutas, mínimas absolutas y medias de las máximas y de las mínimas de Santa Cristina de la Polvorosa (estación meteorológica más próxima a nuestra zona de estudio).

Mes	Media mensual °C	Media máxima °C	Máxima absoluta °C	Media mínima °C	Mínima absoluta °C
Diciembre	3,4	7,7	14,6	-1,5	-10,1
Enero	2,4	8,1	15,8	-2,7	-14,6
Febrero	4,1	10,7	18,4	-1,9	-11,4
Invierno	3,3	8,8	18,4	-2,0	-14,6
Marzo	8,3	14,9	25,5	1,7	-10,1
Abril	10,9	17,9	30,3	3,9	-7,3
Mayo	13,4	19,8	32,0	6,9	-4,5
Primavera	10,8	17,5	32,0	4,1	-10,1
Junio	18,7	26,7	36,8	10,7	-1,3
Julio	21,0	29,6	39,2	12,5	5,2
Agosto	20,3	29,1	38,6	12,4	4,1
Verano	20,0	28,4	39,2	11,8	-1,3
Septiembre	17,7	25,2	36,4	9,8	1,8
Octubre	12,6	19,8	31,0	5,3	-6,0
Noviembre	7,1	13,1	24,2	1,1	-8,2
Otoño	12,4	19,3	36,4	5,4	-8,2

Anual	11,6	18,5	39,2	4,8	-14,6
-------	------	------	------	-----	-------

Tabla II. Temperaturas medias, máximas absolutas, mínimas absolutas y medias de las máximas y de las mínimas en la estación meteorológica de Santa Cristina de la Polvorosa.

Las temperaturas anuales más bajas se registran en el mes de enero y las más elevadas en el mes de julio. La mínima absoluta se corresponde con -14,6 °C en el mes de enero y la máxima absoluta con 39,2 °C en el mes de Julio.

Las heladas son un elemento muy importante para que se pueda cultivar en esta zona, en el siguiente cuadro se resumen las heladas en la localidad de Santa Cristina de la Polvorosa.

Fecha de la última helada de primavera		Fecha de la primera helada de otoño		Días en que...	
Media	Extrema	Media	Extrema	T < 5 °C	T > 10 °C
3 - 05	1 - 03 al 24 - 05	1 - 11	4 - 10 al 28 - 11	294	216

Tabla III. Heladas en la estación meteorológica de Santa Cristina de la Polvorosa.

Si se producen heladas durante la fase inicial del periodo vegetativo, la planta se puede ver seriamente afectada, por lo que la **fecha óptima de siembra es en el mes de mayo**.

2.4.2. Factores climáticos hídricos

En la tabla se puede ver la precipitación media mensual en la estación meteorológica de Santa Cristina de la Polvorosa en milímetros. También se incorpora la precipitación de los meses más húmedos y más secos.

Mes	Media mm	Más húmedo mm	Más seco mm
Diciembre	44,2	99,2	0,0
Enero	40,6	97,6	3,0
Febrero	29,3	116,6	1,0
Invierno	114,1		
Marzo	44,1	122,2	7,3
Abril	36,6	74,9	0,0
Mayo	40,3	98,3	1,0
Primavera	121,0		
Junio	30,0	86,5	0,0
Julio	18,5	100,2	0,0
Agosto	15,7	51,5	0,0
Verano	64,2		
Septiembre	29,4	77,1	0,0
Octubre	41,1	164,7	0,0
Noviembre	36,0	100,2	0,0
Otoño	106,5		

Anual	405,8
--------------	-------

Tabla IV. Precipitación Media mensual en la estación meteorológica de Santa Cristina de la Polvorosa.

Las mayores precipitaciones tienen lugar en primavera y las menores en verano, por tanto hasta el mes de mayo no es necesario regar los cultivos. A partir de mayo la precipitación es inferior a la que van a demandar los cultivos y por tanto es necesario un aporte hídrico externo.

Otros elementos importantes para los cultivos son las tormentas, la nieve y el granizo. Las tablas siguientes se corresponden con la estación meteorológica de Benavente.

Tormentas	Media anual días						F/C	Meses de mayor frecuencia					
	29,8						0.17	Julio, Junio, Septiembre					
	F: Número de días de tormenta en el semestre frío												
	C: Número de días de tormentas en el semestre cálido (de Mayo a Octubre)												
Nieve	Número medio de días de nieve en Benavente (744 metros)												
	Diciembre		Enero		Febrero		Marzo		Noviembre		Anual		
	1,1		1,7		1,7		0,3		0,4		5,2		
Granizo	Número de días de granizo en Benavente												
Mes	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	ANUAL
	-	0,1	-	0,2	0,3	0,3	0,1	-	0,1	0,2	0,1	0,1	1,5

Tabla V. Tormentas, nieve y granizo en la estación meteorológica de Benavente.

Las tormentas predominan en el semestre cálido (de Mayo a Octubre) siendo la **mayor probabilidad de tormenta** en el mes de Julio, seguido de Junio y Septiembre. Esto unido a que la **mayor probabilidad de granizo** tiene lugar en los meses de Mayo y Junio con 0.3 días de granizo puede provocar daños en los cultivos y por tanto pérdidas en la cosecha.

La **mayor probabilidad de nieve** tiene lugar en los meses de Enero y Febrero con 1.7 días de nieve. La nieve permite la recarga de los acuíferos y por tanto la disponibilidad de recursos hídricos durante los meses de riego.

2.4.3. Balance climatológico de humedad y falta de agua

Lo que se ha visto se resume en la figura X. Durante los meses en que se desarrollan los cultivos, la ETP supera la precipitación y por tanto falta agua para el desarrollo normal de la vegetación.

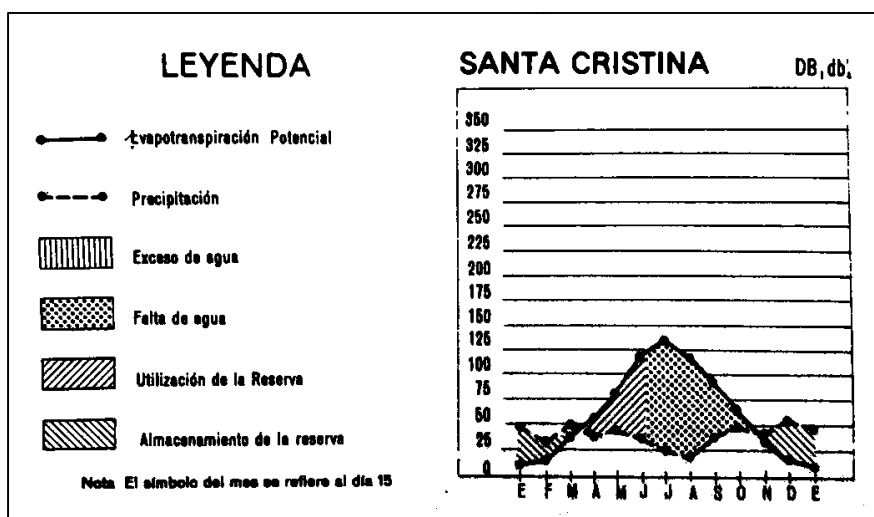


Figura X. Evapotranspiración potencial y precipitación en la estación meteorológica de Santa Cristina de la Polvorosa.

2.5. Flora y fauna

Benavente y los Valles constituye una encrucijada en la que confluyen algunos de los principales cursos fluviales de la cuenca noroccidental del río Duero. En su discurrir milenario en busca de un perfil de equilibrio, modelaron el relieve actual de la comarca, caracterizado por amplias vegas y llanuras aluviales de ricos suelos sedimentarios.

Asociados a estos ríos se desarrollan ecosistemas de gran biodiversidad, por lo que una gran parte de ellos gozan del distintivo LIC (Lugar de Importancia Comunitaria). A continuación se habla de los LIC afectados por este estudio.

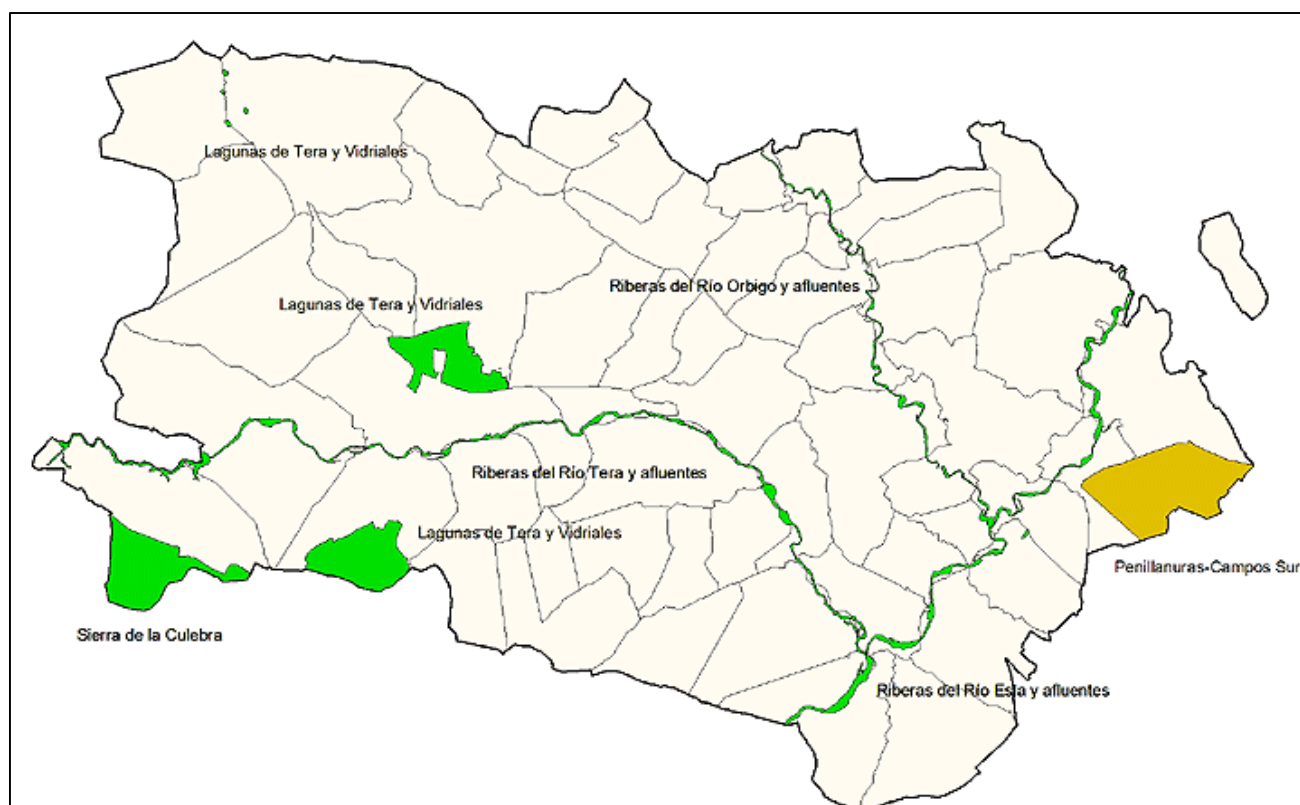


Figura XI. LIC en la comarca de Benavente y los Valles.

2.5.1. Lugares de Importancia Comunitaria (LIC)

Alternativa 1	LIC Riberas del Órbigo y afluentes.
Alternativa 2	LIC Riberas del Tera y afluentes.
Alternativa 3	LIC Riberas del Órbigo y afluentes. LIC Montes Aquilanos y Sierra del Teleno.

Tabla VI. LIC que afecta cada alternativa.

LIC Riberas del río Órbigo y afluentes (Figuras XII y XIII).

Calidad e importancia: Cuenta con buenas poblaciones de distintas especies de peces continentales. Ver “6.2. Anejo de flora y fauna”

Vulnerabilidad: Extracciones de áridos, la intensificación de los usos agrícolas (ampliación de cultivos en detrimento de la vegetación natural), las plantaciones de choperas de producción y la reducción de la calidad de las aguas por vertidos de aguas residuales.

LIC Riberas del río Tera y afluentes (Figura XII).

Calidad e importancia: Cuenta con buenas poblaciones de distintas especies de peces continentales.

Presencia de *Lutra lutra*, *Galemys pyrenaicus* y los bivalvos *Unio crassus* y *Margaritifera margaritifera* al encontrarse cercana al límite de su distribución europea y ser una de las mayores poblaciones de la Región Mediterránea. Ver “6.2. Anejo de flora y fauna”.

Vulnerabilidad: Extracciones de áridos, la intensificación de los usos agrícolas (ampliación de cultivos en detrimento de la vegetación natural), las plantaciones de choperas de producción y la reducción de la calidad de las aguas por vertidos de aguas residuales.

La introducción de especies exóticas como el mejillón cebra (*Dreissena polymorpha*) podría hacer desaparecer la población de *Margaritifera margaritifera* y afectar al resto de fauna autóctona.

LIC Montes Aquilanos y Sierra del Teleno (Figura XIII).

Calidad e importancia: Clima Mediterráneo con fuerte influencia Atlántica lo que produce una rica comunidad vegetal. En el lugar se encuentra una de las 12 "Áreas importantes para la herpetofauna española de Castilla y León (año 2002)".

Vulnerabilidad: Incendios forestales, presión turística, minería a cielo abierto para extracción de pizarra y manejo de la vegetación - erosión. Parques eólicos en el perímetro del Espacio.

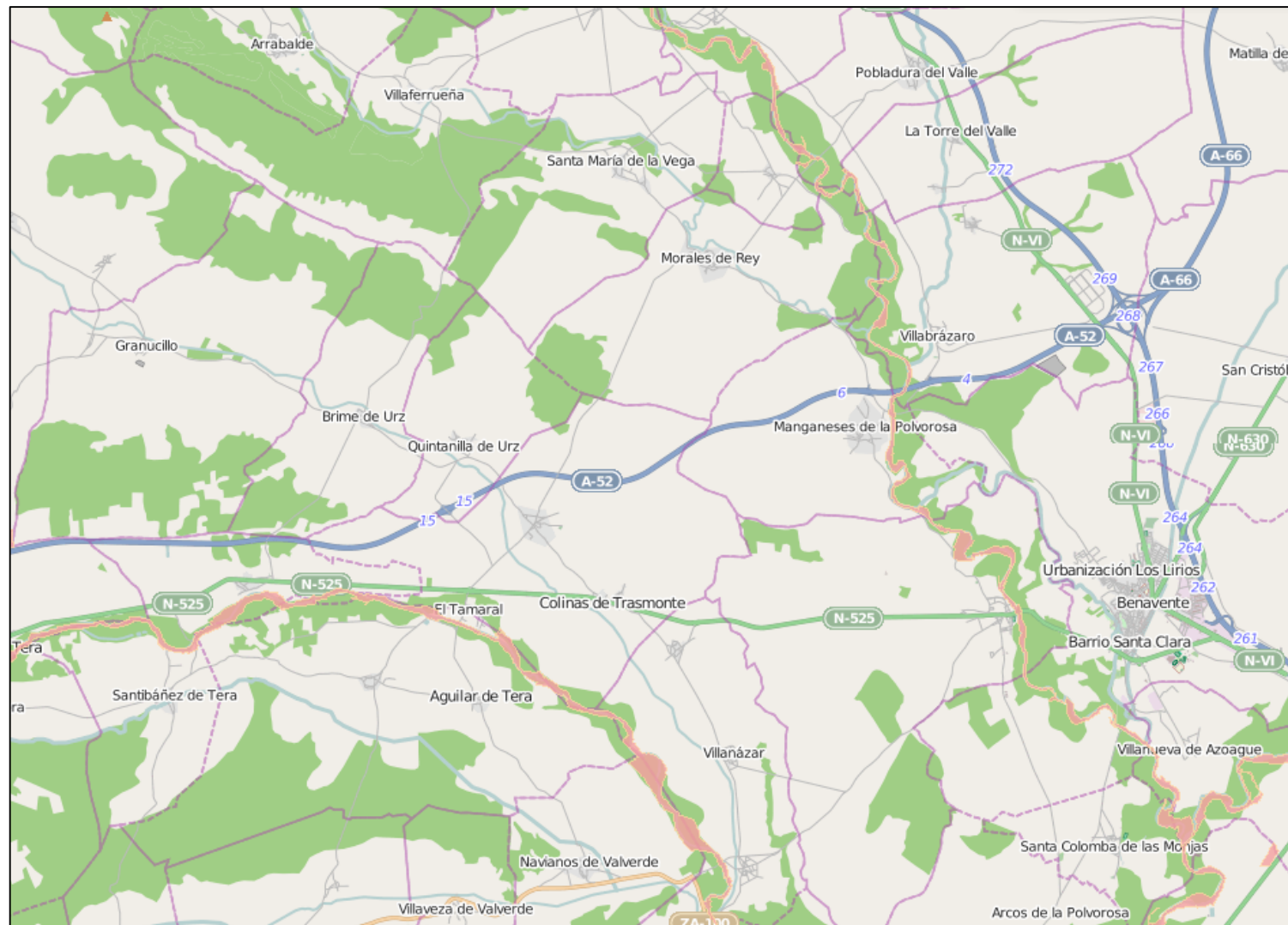


Figura XII. Lugares de Interés Comunitario de las alternativas 1 y 2.

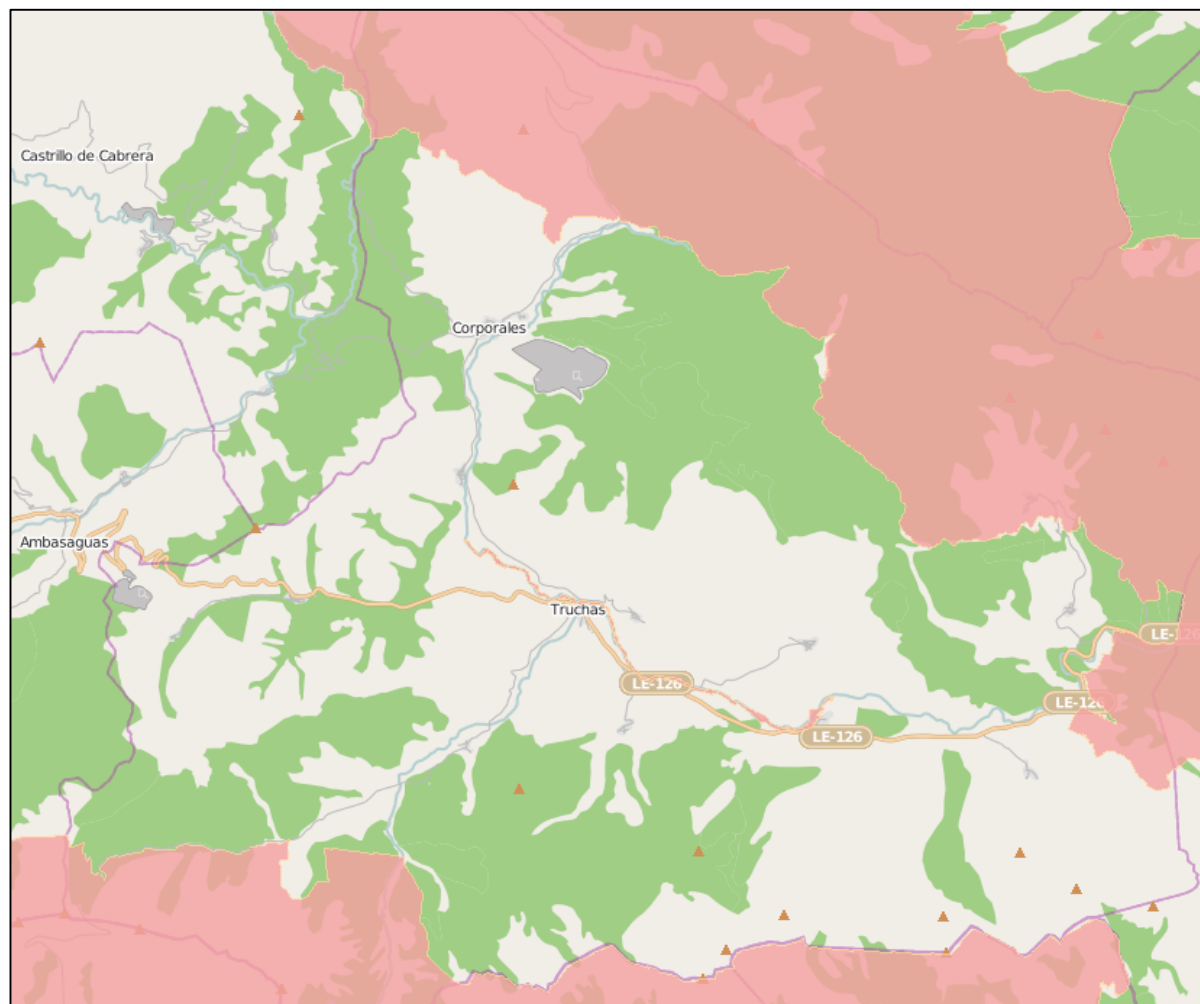


Figura XIII. Lugares de Interés Comunitario de la alternativa 3.

3. Ríos

3.1. Río Eria

El río Eria nace en **los Montes de León** en el municipio de Truchas, recorre de Oeste a Este el sur de la provincia de León y se adentra en la provincia de Zamora, donde a la altura de Manganeses de la Polvorosa desemboca en el río Órbigo.

El río con una longitud de **101,54 km** pasa por las comarcas de la Cabrera y la Valdería en León, y los Valles de Benavente en Zamora. La superficie de la cuenca es de **657 km²** y tiene un caudal medio anual de **6,3 m³/s** (Ver figura XIV. Municipios que atraviesa el río Eria).

El río de Carácter pluvio-nival presenta un fuerte estiaje en verano y avenidas en invierno. El Eria junto al río Castrón y al río Cea, son los únicos ríos no regulados de la comarca de los Valles de Benavente.

El río dispone de **dos estaciones de aforo** en los municipios de **Castrocontrigo** (Morla de la Valdería) y de **Morales del Rey**. Debido a que este estudio se centra en Morales del Rey, los datos de caudales proporcionados proceden de la estación de aforo de este municipio.

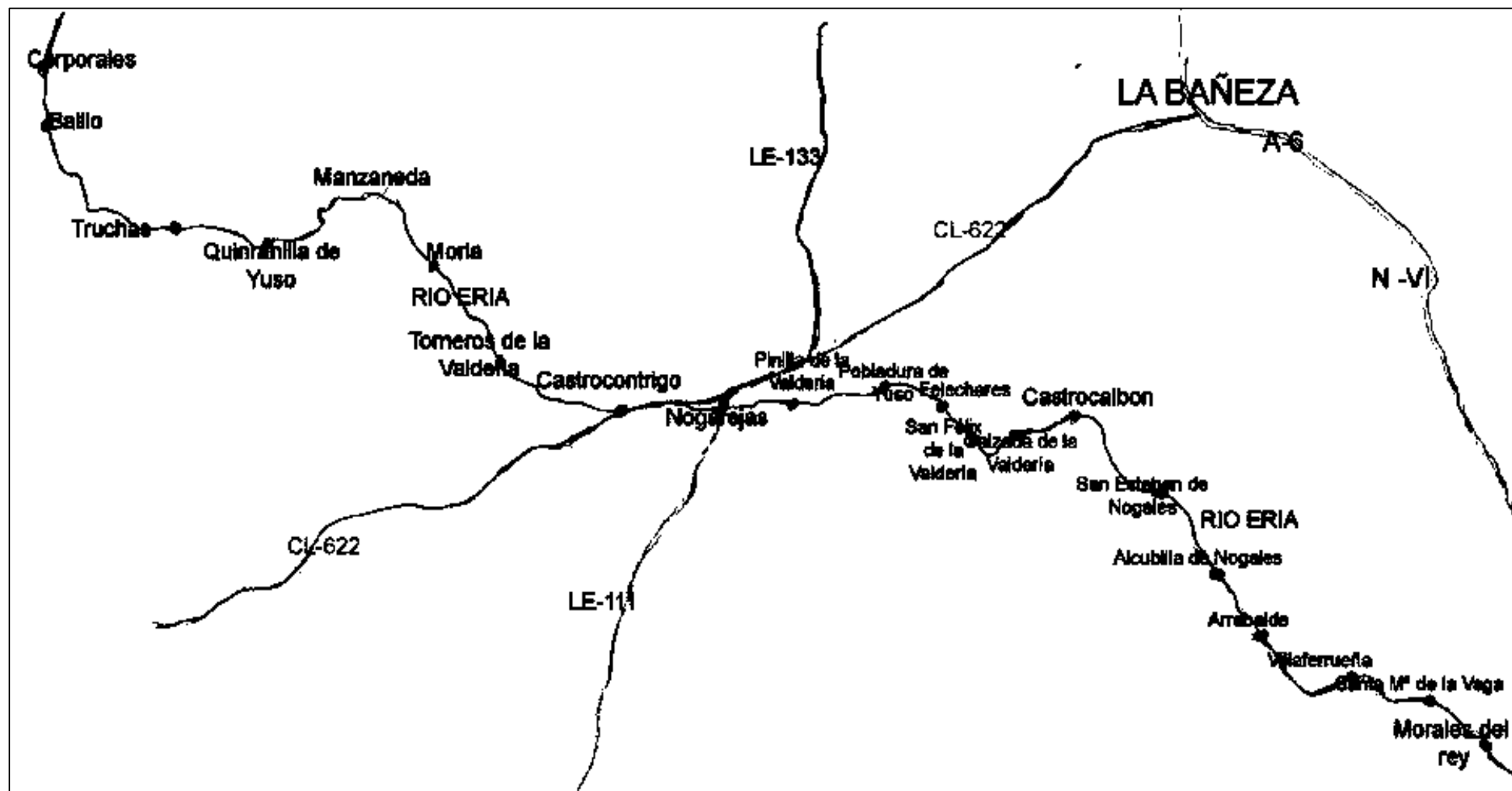


Figura XIV. Municipios por los que pasa el río Eria.

3.2. Río Órbigo

El río Órbigo nace de la unión del **río Luna** y el **río Omaña**, en el pueblo de Santiago del Molinillo. Recorre de norte a sur la provincia de León y cede sus aguas al río Esla aguas abajo del municipio de Benavente en la provincia de Zamora.

El río tiene una longitud de **162 km**, drena una superficie de **4.995 km²** y lleva un caudal medio de **38,81 m³/s**.

Al igual que el Eria, el Órbigo es un río de carácter pluvio-nival, sin embargo sus aguas están reguladas gracias al **embalse de Barrios de Luna** en el río Luna. Con una capacidad de **308 hm³** permite evitar inundaciones y proporcionar agua para regadío en la comarca del Páramo en la provincia de León y del Valle del Órbigo en la provincia de Zamora.

Datos e imágenes del embalse y presa de Barrios de Luna:

Tipo	Gravedad, hormigón
Altura	96m
Longitud de la coronación	197m

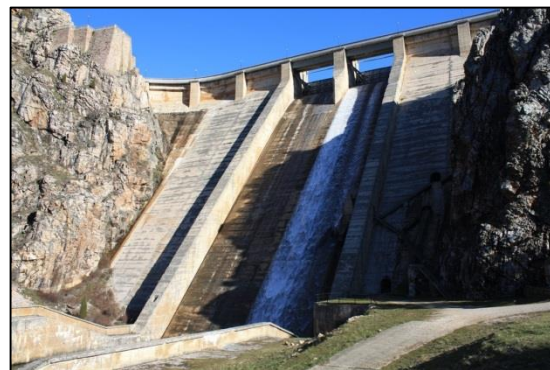


Figura XV. Datos e imágenes del embalse de Barrios de Luna.

Dispone de cuatro estaciones de aforo en los municipios de **Santa Marina del Rey**, **Cebrones del Río**, **Manganeses de la Polvorosa** y **Santa Cristina de la Polvorosa**. Debido a que este estudio se centra en Morales del Rey, los datos de caudales que se proporcionan a continuación proceden de la estación de aforo de Manganeses de la Polvorosa.

El río Eria es afluente del río Órbigo y se une a este poco antes de la estación de aforo de Manganeses, sin embargo no importa porque en los meses de estudio la aportación del río Eria al río Órbigo es nula o mínima.

3.3. Río Tera

El río Tera es un afluente del río Esla, que con una longitud de **139 km** recorre de oeste a este el norte de la provincia de Zamora pasando por las comarcas de Sanabria, la Carballada y los Valles de Benavente. Lleva un caudal medio de **25,41 m³/s** y su cuenca de drenaje es de **2.412 km²**.

Nace en la **sierra de Vigo** en el municipio de Galende (Provincia de Zamora) y desemboca en el río Esla a la altura de Bretocino.

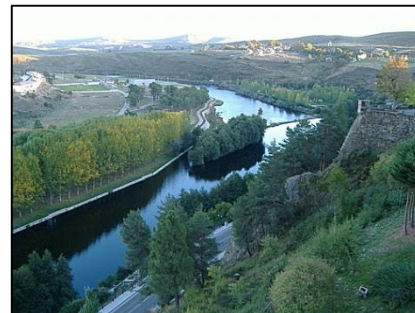


Figura XVI. Río Tera a su paso por Puebla de Sanabria.

- En las comarca de **Sanabria** algunos de sus afluentes son **el río Truchas** (en el Puente de Sanabria), **el río Castro** (en Puebla de Sanabria) y **el río Valdalla** (en el embalse de Valparaíso).
- En la comarca de la **Carballada** **el río Negro** (en Rionegro del Puente).
- En la comarca de los **Valles de Benavente** **el río Castrón** (en Mózar de Valverde) y **el Arroyo de la Almucera** (en Vecilla de Trasmonte).

El río Tera también es un río de carácter pluvio-nival, y que está regulado por tres embalses destinados a la laminación de avenidas, producción hidroeléctrica, abastecimiento de la población del norte de Zamora y regadío del Valle del Tera.

Datos de los tres embalses del río Tera:

	Capacidad	Tipo de presa	Altura de presa	Longitud de la coronación
Embalse de Valparaíso	162 hm ³	Gravedad, hormigón	67 m	540 m
Embalse de Cernadilla	255 hm ³	Gravedad, hormigón	69 m	388 m
Embalse de Nuestra S ^a de Agavanzal	36 hm ³	Gravedad, hormigón	42 m	481m

Tabla VII. Características de los embalses del río Tera.

En el río Tera hay tres estaciones de aforo: **En Puebla de Sanabria, en el embalse de Cernadilla y en Mózar de Valverde.**

Por la proximidad a la zona del estudio se tomarán los datos de caudales de la estación de aforo de Mózar de Valverde.

3.4. Datos de las estaciones de aforo y caudales

3.4.1. Estación de aforo de Morales del Rey

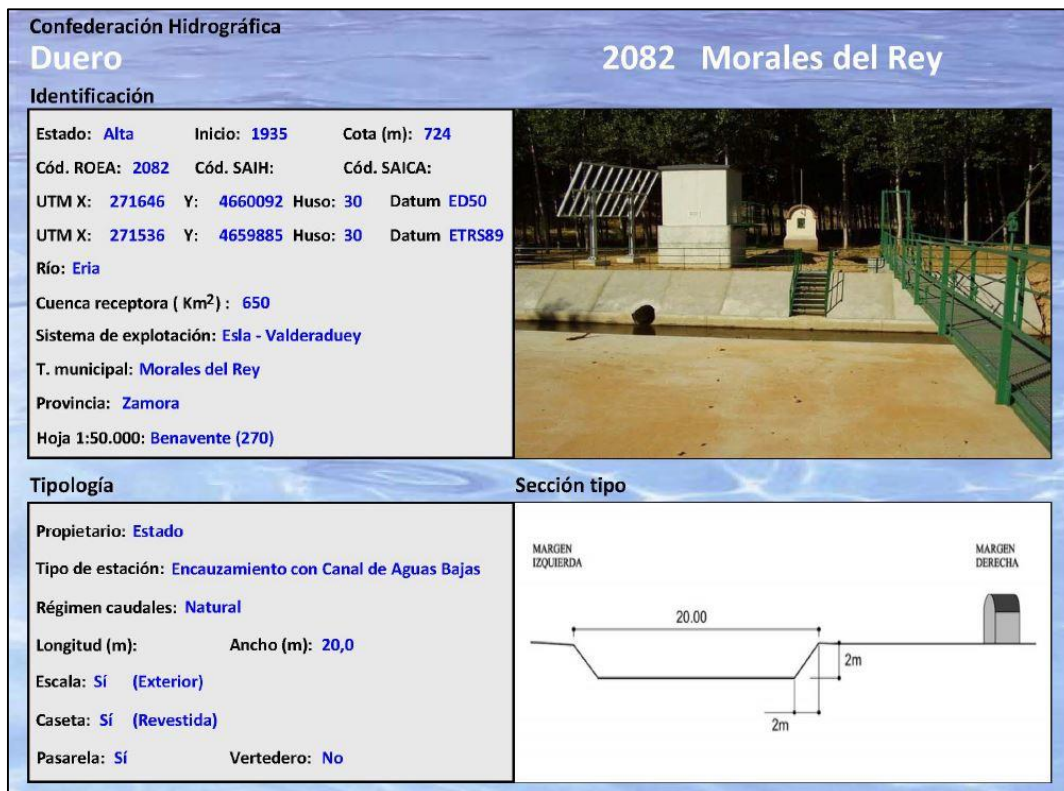


Figura XVII. Ficha y ubicación de la estación de aforo de Morales del Rey.

3.4.2. Estación de aforo de Manganeses de la Polvorosa

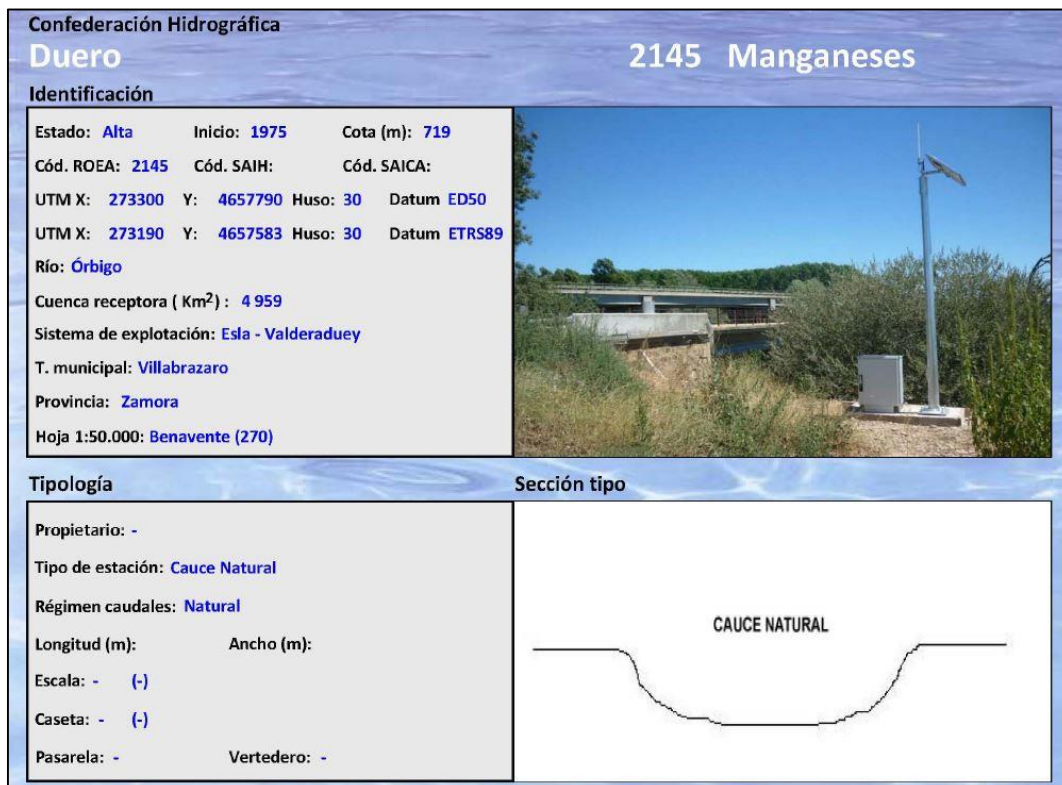


Figura XVIII. Ficha y ubicación de la estación de aforo de Manganeses de la Polvorosa.

3.4.3. Estación de aforo de Mózar de Valverde

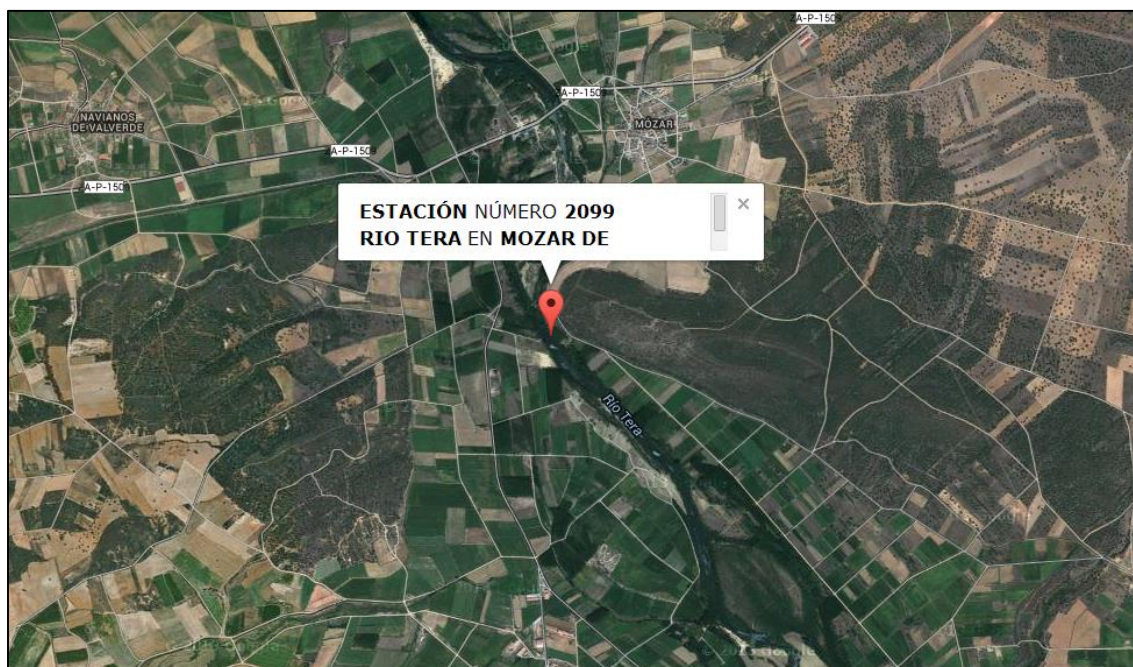
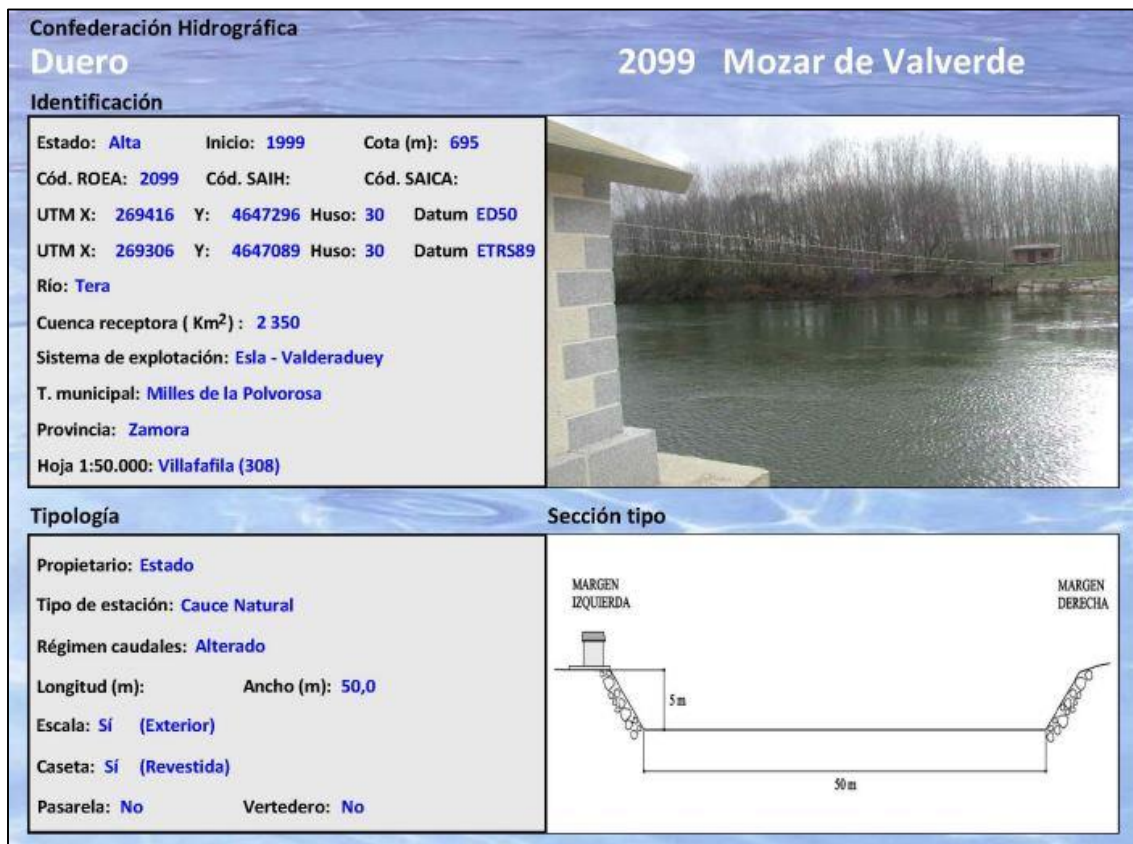


Figura XIX. Ficha y ubicación de la estación de aforo de Mózar de Valverde.

4. Regadío en Morales del Rey

4.1. Origen de la agricultura en Morales del Rey

Se podría decir que allá por el 5000 a.C. (Neolítico = Nueva Edad de Piedra) el noreste de la provincia de Zamora sufrió un proceso de transformación en el que muchas especies ligadas a los bosques de encina y roble dieron paso a nuevas especies ligadas a los cultivos.

El hombre comienza a ocupar el territorio (se hace sedentario), elabora cabañas en las que desarrolla su actividad, fabrica utensilios de caza con huesos y piedra pulimentada, se dedica a la alfarería, empieza a tener constancia de la muerte (los dólmenes) y sobre todo **aparece la agricultura y la ganadería**.



Figura XX. Dolmen el Tesoro.



Figura XXI. Recreación de un ritual funerario.

En Morales del Rey, al igual que en todo el Valle del río Eria y el Valle de Vidriales encontramos vestigios de esta civilización, que aprovecharon la proximidad al río para cultivar cereales y la proximidad a la sierra de Carpurias para cazar. Estos vestigios que han llegado hasta nuestros días, son los dólmenes, estructuras construidas con grandes ortostatos de cuarcita procedente de la sierra y que servían de cementerios colectivos.

En Morales del Rey se encuentra el dolmen “El Tesoro” en una terraza en la margen derecha del río Eria, próximo a la carretera que lleva a Santa María de la Vega.

Gracias a estas estructuras se puede afirmar que **la agricultura en Morales del Rey comenzó hace unos 6000 años**. Esta agricultura primitiva estaba basada en el cultivo de cereales.

4.2. Evolución de la agricultura.

Como ya se ha visto el río Eria presenta un fuerte estiaje en los meses de verano por lo que antiguamente en la vega sólo se podían cultivar **cultivos de secano**.

El azud de los Linos fue construido con la finalidad de derivar agua del río Eria a un canal durante la primavera y principios del verano para regar los cultivos de cereal y obtener mayores rendimientos.

En el siglo XIX se construyeron los molinos de Morales del Rey, y con ellos un pequeño azud rudimentario en la Garafa y en la Huerta del Molino de Abajo, que servían para moler el cereal de la vega de Morales del Rey.

Ya a finales del siglo XX con las nuevas técnicas de excavación de pozos se pudo acceder a los acuíferos subterráneos, y con ellos aparecieron **cultivos de regadío** como la patata y la remolacha.

Progresivamente el cereal fue desapareciendo y los molinos dejaron de funcionar. Los azudes dejaron de derivar agua y pasaron a tener la finalidad de retener agua para el regadío. El ayuntamiento de Morales del Rey demolió el azud de la Garafa para construir uno nuevo, de mayores dimensiones y que permitiera disponer de un mayor volumen de agua durante los meses de Julio y Agosto.

Estas obras unidas a las nuevas técnicas de excavación de pozos y la aparición de las bombas de riego hicieron posible el cultivo de maíz, que vino a sustituir a casi todos los demás cultivos.

En la actualidad la vega de Morales del Rey cuenta con unas **510 ha** y la superficie destinada a cada cultivo es la siguiente.

Cultivo	Superficie (ha)	Porcentaje
Maíz	300	60%
Chopos	150	30%
Patata	30	5%
Cereal	25	4%
Remolacha	5	1%
Total	510	100%

Tabla VIII. Superficie destinada a cada cultivo en la vega de Morales del Rey.

4.3. Cultivos y necesidades hídricas

4.3.1. Cultivos y tipos de riego

Los cultivos de la vega de Morales del Rey son principalmente maíz, patata, trigo y remolacha azucarera. Por simplicidad se ha asumido que sólo hay trigo, pero se pueden encontrar otros cereales en menor proporción.

La forma de riego actual es extrayendo agua de los acuíferos subterráneos con bombas de riego y los tipos de riego son los siguientes:

- **El maíz y los cereales se riegan por fajas.**

Se hace una zanja en la cabecera de la parcela llamada por la población local “regadera”. La bomba saca el agua del pozo y la vierte sobre la regadera y se deriva de forma directa a las diferentes fajas. La costumbre es regar de una sola vez.



- **La patata y la remolacha se riegan por aspersión.**

El marco de riego es de 12x15, y para garantizar la uniformidad del regadío (variación de la presión < 20%) no se disponen más de diez aspersores por ramal lateral. En función de esto se dispondrán de forma bilateral o unilateral.



- **Los chopos no se riegan.**

Se instalan en las orillas del río Eria, y si bien en verano el río se seca por completo, los chopos no tienen problema, ya que con los nuevos sistemas de plantación, las raíces llegan a mayores profundidades y tienen acceso a los acuíferos subterráneos.



4.3.2. Necesidades hídricas

Para calcular las necesidades hídricas, primero hay que determinar la evapotranspiración potencial o de referencia (ET_o). A partir de los datos climáticos que se han visto en el apartado “2.5 Clima” se aplica el **método empírico de Blaney- Criddle**:

1. Se calcula el **factor de Blaney-Criddle** (f mm/día) que es función de la temperatura media mensual t °C y del número de horas diurnas respecto del total anual p, función del mes y de la latitud.

$$f = p \cdot (0,46 \cdot t + 8,13) \quad (I)$$

2. Se determina la **ET_o** con la siguiente fórmula, donde A y B son función de la humedad del aire, de la insolación y del viento:

$$ET_o = A \cdot f + B \quad (II)$$

3. Como no se disponen datos de humedad del aire, insolación y viento, se puede asumir sin mucho error que:

$$ET_o = p \cdot (0,46 \cdot t + 8,13) \quad (III)$$

4. Una vez que se tiene p (tabla IX) y t (“2.5.1. Factores climáticos térmicos”) se procede a calcular la ET_o con la ecuación III.

E	F	Mr	Ab	My	Jn	Jl	Ag	S	O	N	D
0,21	0,24	0,27	0,3	0,33	0,34	0,33	0,31	0,28	0,25	0,22	0,21

Tabla IX. Número de horas diurnas respecto del total (p) en el municipio de Morales del Rey.

Latitud 42° N.

Mes	T media (°C)	P	ET _o (mm/día)
Abril	10,9	0,3	3,9
Mayo	13,4	0,33	4,7
Junio	18,7	0,34	5,7
Julio	21,0	0,33	5,9
Agosto	20,3	0,31	5,4
Septiembre	17,7	0,28	4,6
Octubre	12,6	0,25	3,5

Tabla X. Evapotranspiración de referencia (ET_o) en el municipio de Morales del Rey.

5. Además de las condiciones climatológicas, las necesidades hídricas van a depender del periodo vegetativo en que se encuentre la planta. En las tablas XI y XII se obtienen la duración de las diferentes fases del periodo vegetativo de los cultivos y el coeficiente de cultivo K_c.

	Total	Fase de inicio	Fase de desarrollo	Fase de media estación	Fase de última estación
		1ª Fase	2ª Fase	3ª Fase	4ª Fase
Maíz	125 – 180	20 - 30	35 - 50	40 - 60	30 - 40
Patata	105 - 145	25 – 30	30 - 35	30 - 50	20 – 30
Remolacha	160 - 230	25 - 45	35 - 65	60 - 80	40 - 40
Trigo	120 - 150	15 - 15	25 - 30	50 - 65	30 - 40

Tabla XI. Duración aproximada de las fases en el periodo vegetativo de cultivos (C.Brouwer y M.Heibloem).

	Fase de inicio	Fase de desarrollo	Fase de media estación	Fase de última estación
	1ª Fase	2ª Fase	3ª Fase	4ª Fase
Maíz	0,4	0,8	1,15	0,7
Patata	0,45	0,75	1,15	0,85
Remolacha	0,45	0,8	1,15	0,8
Trigo	0,35	0,75	1,15	0,45

Tabla XII. Coeficientes de cultivo (Kc) de varios cultivos (C.Brouwer y M.Heibloem).

Con estos datos se va al apartado “6.3. Anejo de necesidades hídricas” donde aparecen los cálculos hasta llegar a los resultados que se presentan a continuación.

4.3.3. Resultados

El mes de Julio es el más exigente, luego habrá que dimensionar las estructuras del proyecto para un caudal de 680.000 m³/mes que entre 31 días que tiene el mes:

$$22.000 \text{ m}^3/\text{día} \approx 1.000 \text{ m}^3/\text{hora} \approx 0,28 \text{ m}^3/\text{s}.$$

En la zona los agricultores no tienen costumbre de regar durante la noche, así que se proporcionará el caudal entre las 07:00 y las 22:00 (15 horas/día). El caudal que hay que satisfacer será entonces de:

$$22.000 \text{ m}^3/\text{día} \approx 1.500 \text{ m}^3/\text{hora} \approx 0,42 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Se multiplica el resultado obtenido por un coeficiente de mayoración por las pérdidas que puedan darse en la conducción, distribución y aplicación. En la tabla siguiente se presentan la eficiencia y la superficie destinada a cada método de riego:

Método de riego	Eficiencia de conducción	Eficiencia de distribución	Eficiencia de aplicación	Eficiencia global	Superficie %
Gravedad	0,60 a 0,90	0,50 a 0,80	0,40 a 0,70	0,20 a 0,50	80 %
Aspersión	0,70 a 0,90	0,80 a 0,95	0,70 a 0,95	0,50 a 0,80	20 %

Tabla XIII. Eficiencia de los métodos de riego por gravedad y por aspersión y porcentaje de superficie regada con cada método en la vega de Morales del Rey.

Se asume que al tratarse de una conducción y distribución de pequeña longitud las pérdidas serían del 10%, y lo que se mantiene como la tabla anterior es la eficiencia de aplicación.

Método de riego	Eficiencia de conducción + Eficiencia de distribución	Eficiencia de aplicación	Superficie (excluyendo chopos)
Gravedad	0,9	0,65	80 %
Aspersión	0,9	0,85	20 %

Tabla XIV. Eficiencia de los métodos de riego por gravedad y por aspersión y porcentaje de superficie regada con cada método en la vega de Morales del Rey.

$$0,65 \cdot 0,8 + 0,85 \cdot 0,2 = 70\%$$

Se multiplica por $0,9^{-1}$ para tener en cuenta la eficiencia en la conducción y distribución, y por $0,7^{-1}$ para tener en cuenta la eficiencia de aplicación, obteniendo el siguiente caudal de diseño:

$$0,42 \cdot 0,9^{-1} \cdot 0,7^{-1} = 0,66 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.4. Del pozo a la acequia

Con este estudio se pretenden solucionar todos los problemas vistos en la introducción. La vuelta al secoano sería la solución más inmediata, sin embargo los agricultores no estarían de acuerdo, ya que los beneficios que obtienen con el regadío superan con creces a los del secoano.

Además la población mundial está creciendo a un ritmo muy elevado, y con el regadío se pueden obtener mayores producciones. Por esto habrá que introducir mejoras en las técnicas de riego que conlleven a una optimización de los recursos hídricos.

Como la vuelta al secoano no es viable, habrá que conseguir los recursos que necesita la vega de Morales del rey, y construir una red de distribución por acequias que lleven el agua a cada una de las parcelas.

1. **Fuente alternativa de recursos hídricos para la vega de Morales del Rey** (objeto de este estudio).
2. **Canalización que distribuya el caudal por las parcelas** (que no es objeto de este estudio).

Con la concentración parcelaria del 1 de Junio de 1971 se consiguieron parcelas de mayores dimensiones, y se expropió el terreno necesario para ejecutar las acequias, desagües y demás elementos necesarios, sin embargo nunca se llegó a ejecutar esta obra.

La acequia principal (con pendiente 5/10.000) tiene su comienzo en la presa de los Linos, por lo que habrá que llevar el agua hasta esta acequia.



Figura XXII. Ubicación actual de la presa de los Linos.

El terreno de la vega de Morales del Rey se distribuye en cuatro polígonos. En el apartado “6.5. Anejo de distribución de acequias” se puede ver cada polígono y el trazado de las acequias.

5. Estudio de alternativas

No es objeto de este estudio la **canalización de la vega de Morales del Rey**, pero para resolver el problema planteado **se precisa conocer las dimensiones y localización de la acequia principal**, porque influirá en el cálculo del azud de los Linos.

Por tanto antes de analizar las alternativas se procede a determinar la acequia principal.

1. Se supone un **canal de sección rectangular revestido con hormigón** ($n = 0,014$). Se tiene una **pendiente de canal de $5 \cdot 10^{-4}$** para ganar cota suficiente y tener el agua a mayor nivel que las parcelas de cultivo. Para el **caudal máximo de $0,66 \text{ m}^3/\text{s}$** y un **ancho de canal de $1,5 \text{ m}$** se procede a determinar el calado:

$$Q = V \cdot A = \frac{1}{n} \cdot (Rh)^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot A$$

$$0,66 = V \cdot A = \frac{1}{0,014} \cdot \left(\frac{1,5 \cdot y}{2 \cdot y + 1,5} \right)^{2/3} \cdot 0,0005^{1/2} \cdot 1,5 \cdot y$$

$$y = 0,58 \text{ m}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0,66 \text{ m}^3/\text{s}}{1,5 \cdot 0,58} = 0,76 \text{ m}^3/\text{s}$$

2. Hay que tener en cuenta que **el calado a la entrada del canal es mayor** porque hay que considerar el término de la velocidad:

$$y = 0,58 + \frac{V^2}{2 \cdot g} = 0,58 + \frac{0,76^2}{2 \cdot g} = 0,61 \text{ m}$$

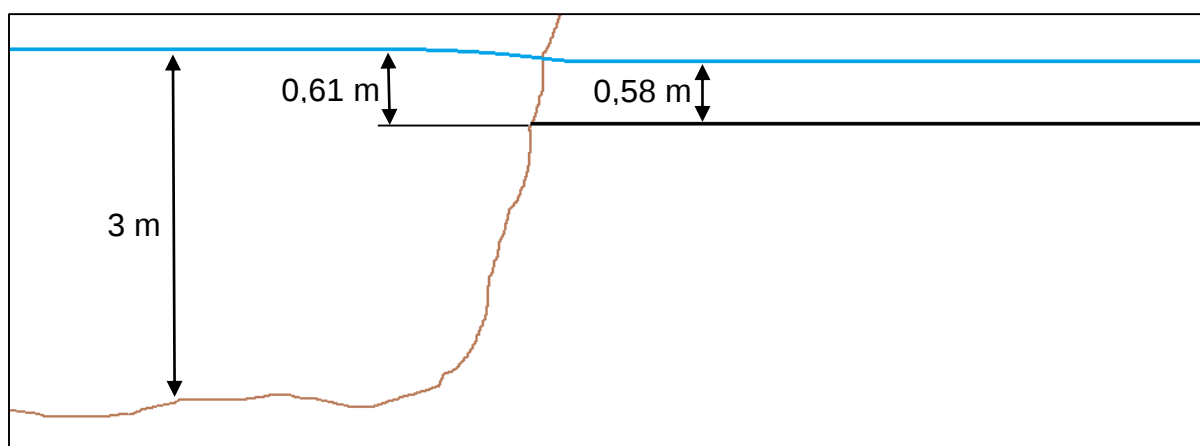


Figura XXIII. Sección transversal de la salida del agua del río Eria a la acequia principal y sección de la acequia principal.

3. Con estos resultados se afirma que el umbral del azud debe estar a cota 722,5 m, como se refleja en la figura XXIV:

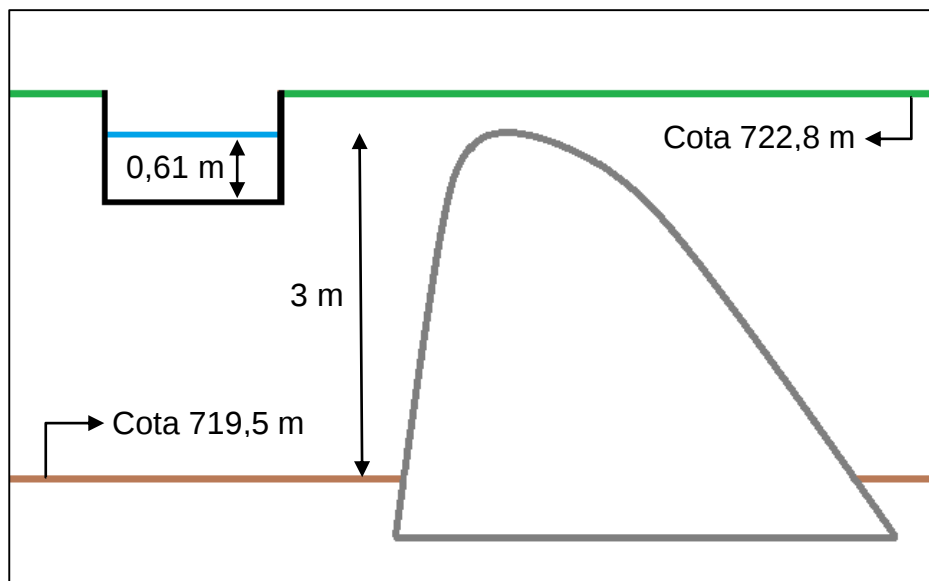


Figura XXIV. Situación del canal y el azud en funcionamiento.

5.1. Traslase Órbigo – Eria

El objeto de esta alternativa es **derivar agua desde el río Órbigo durante los meses en que tiene lugar el riego (Abril-Octubre) hasta el río Eria** aguas arriba del punto en que parte la acequia principal (Presa de los Linos).

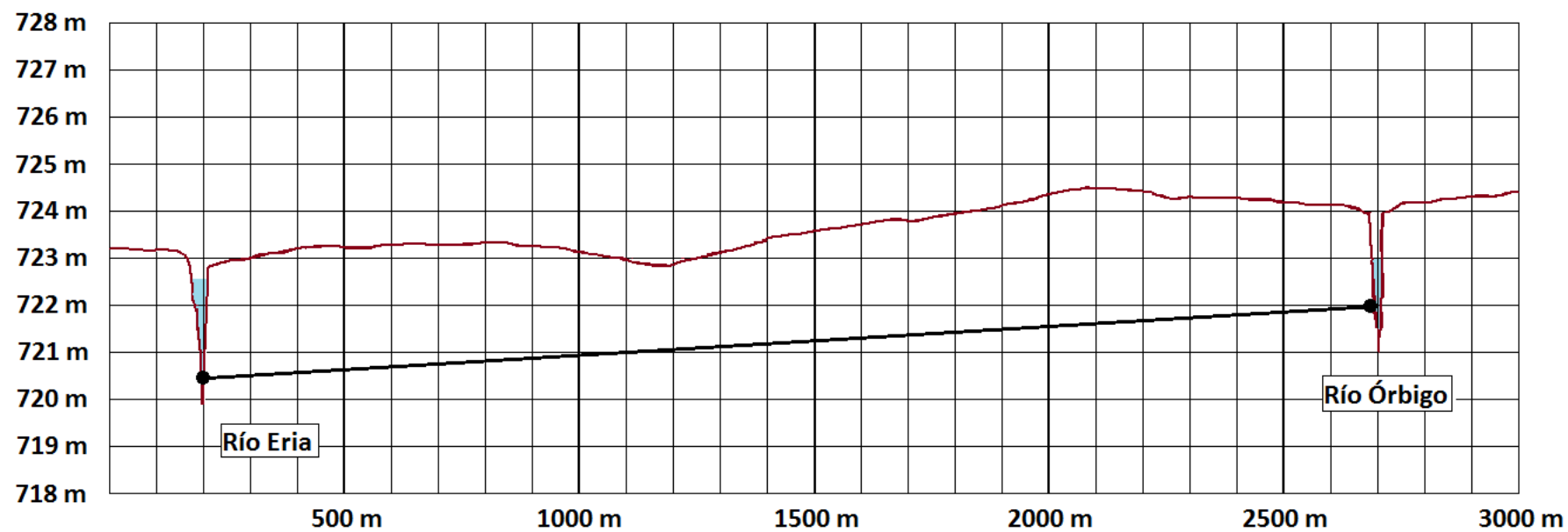
Como el río Órbigo se encuentra a mayor cota que el río Eria **no sería necesario ningún bombeo**. Tampoco sería preciso un azud en el río Órbigo, ya que la cota del umbral de la presa de los Linos (722,5 m) es más baja que la de la lámina de agua en el río Órbigo en el mes de Julio cuando la demanda es mayor (723 m).

Se llevará el agua del río Órbigo mediante una **conducción enterrada por gravedad** al río Eria para evitar expropiaciones de tierras de cultivo.

A continuación se presenta la planta, el perfil longitudinal del terreno, y las secciones de los ríos Eria y Órbigo.



Figura XXV. Traslase Órbigo – Eria. Planta.



Escala horizontal 1:10.000

Escala vertical 1:100

Figura XXVI. Trasvase Órbigo – Eria. Perfil longitudinal del terreno y del trasvase.

Se presenta la cota del río Eria durante el periodo estival en funcionamiento del trasvase. La lámina de agua tendría una cota de 722,5 m como ya se ha indicado gracias al azud de los Linos. En este punto se derivaría el agua por la acequia principal a las parcelas de la vega de Morales del Rey. Ver apartado “6.5 Anejo de distribución de acequias”.

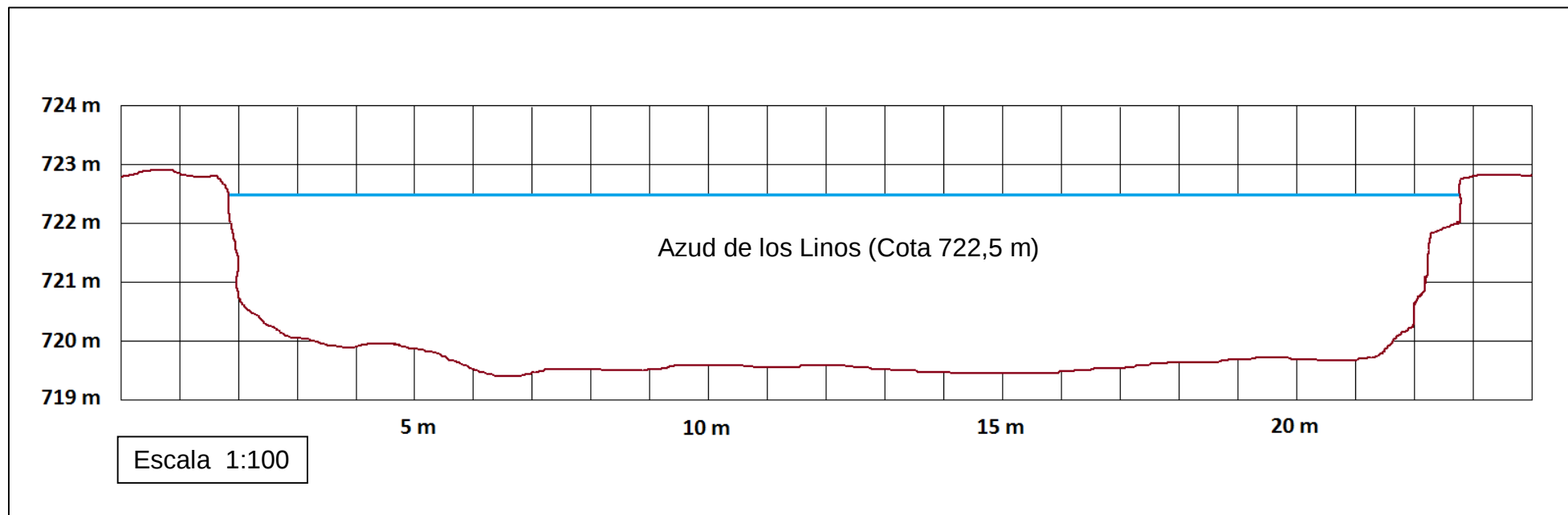


Figura XXVII. Trasvase Órbigo – Eria. Sección del río Eria.

El río Órbigo tiene un caudal medio en el mes de julio es de $14,01 \text{ m}^3/\text{s}$, sin embargo para los cálculos se ha asumido el caudal medio del mes de septiembre que es de $6,36 \text{ m}^3/\text{s}$, porque es la situación de menor calado en el río Órbigo y si cumple no sería necesario construir un azud para garantizar el funcionamiento del trasvase.

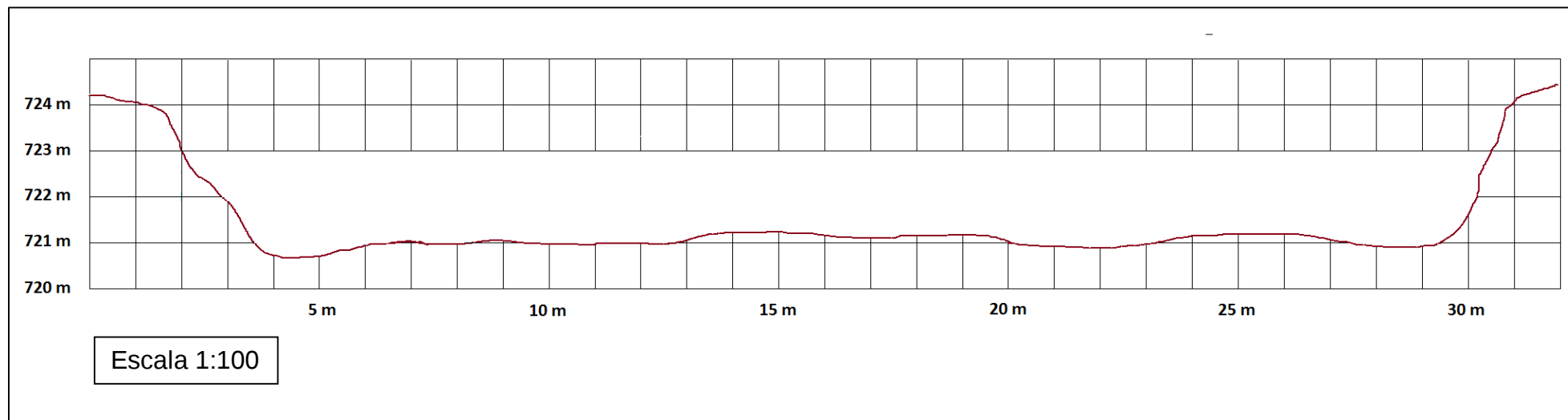


Figura XXVIII. Trasvase Órbigo – Eria. Sección del río Órbigo.

5.1.1. Elementos del trasvase

- A. **Tubería** capaz de llevar el caudal correspondiente a la máxima demanda y enterrada para que se pueda cultivar el terreno evitando expropiaciones.
- B. **Reconstrucción de la presa de los Linos** para elevar la lámina de agua y derivar el caudal por la acequia principal. El azud de los Linos permitiría además regular los caudales que llegan al río Eria, ya que si la demanda en el canal fuera menor que la aportación, el agua circularía por el cauce del río.
- C. **Compuertas tipo Miller en la entrada del trasvase en el río Órbigo y en la salida del trasvase en el río Eria.** La primera permitiría el paso del caudal, y la segunda evitaría el acceso de organismos a la tubería.
- D. Para evitar que los materiales sólidos del río lleguen a obstruir la tubería en el río Eria, se colocaría una **compuerta vertical en el azud de los Linos** y se construiría un **contra azud aguas arriba**.

5.1.1.1. Tubería.

Cálculos.

1. En el apartado “4.3.2. Necesidades hídricas” se ha determinado el **caudal máximo que circularía por el trasvase**:

$$Q = \text{Caudal} = 0,66 \text{ m}^3/\text{s}$$

2. Con el perfil longitudinal, se calcula la **pendiente de la línea de agua**:

$$I = \frac{Z_{\text{Órbigo}} - Z_{\text{Eria}}}{L} = \frac{723 - 722,5}{2238} = 2,234 \cdot 10^{-4}$$

3. Finalmente aplicando la **fórmula de Hazen-Williams** se determina el diámetro de la tubería y la velocidad:

$$V = \frac{Q}{S} = 0,85 \cdot C \cdot R_h^{0,63} \cdot I^{0,54}$$

$$V = \frac{0,66 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \cdot \frac{\Phi^2}{4} \text{ m}^2} = 0,85 \cdot 150 \cdot \left(\frac{\Phi}{4}\right)^{0,63} \cdot (2,234 \cdot 10^{-4})^{0,54}$$

$$\Phi = \text{Diámetro} = 1,16 \text{ m} \quad \Phi_{\text{tubería}} = 1.200 \text{ mm}$$

$$V = \text{Velocidad} = Q/A = \frac{0,66 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \cdot \frac{1,2^2}{4} \text{ m}^2} = 0,58 \text{ m/s}$$

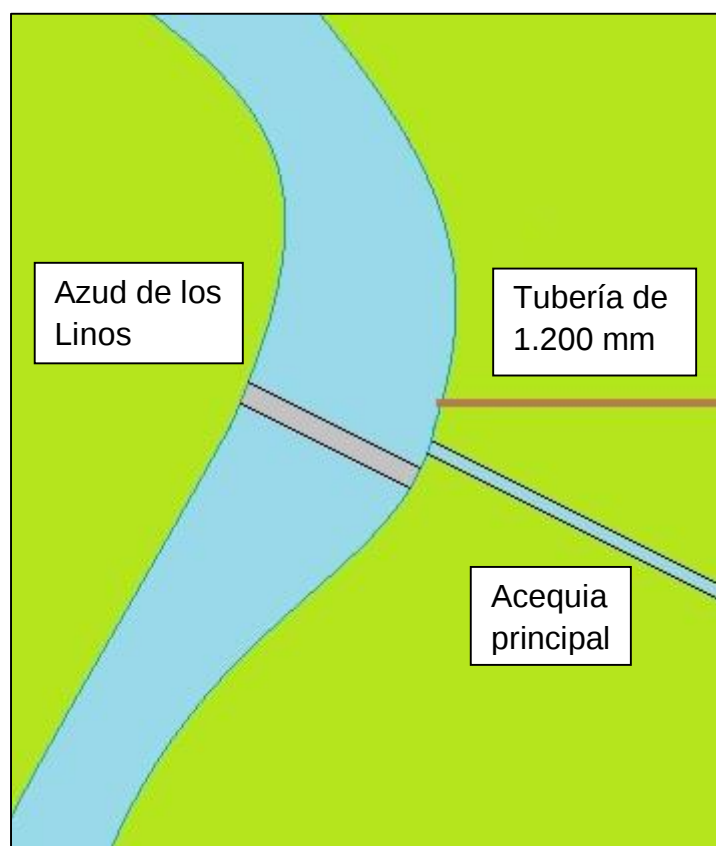


Figura XXIX. Trasvase Órbigo – Eria. Detalle de la llegada del trasvase y salida del agua por la acequia principal.

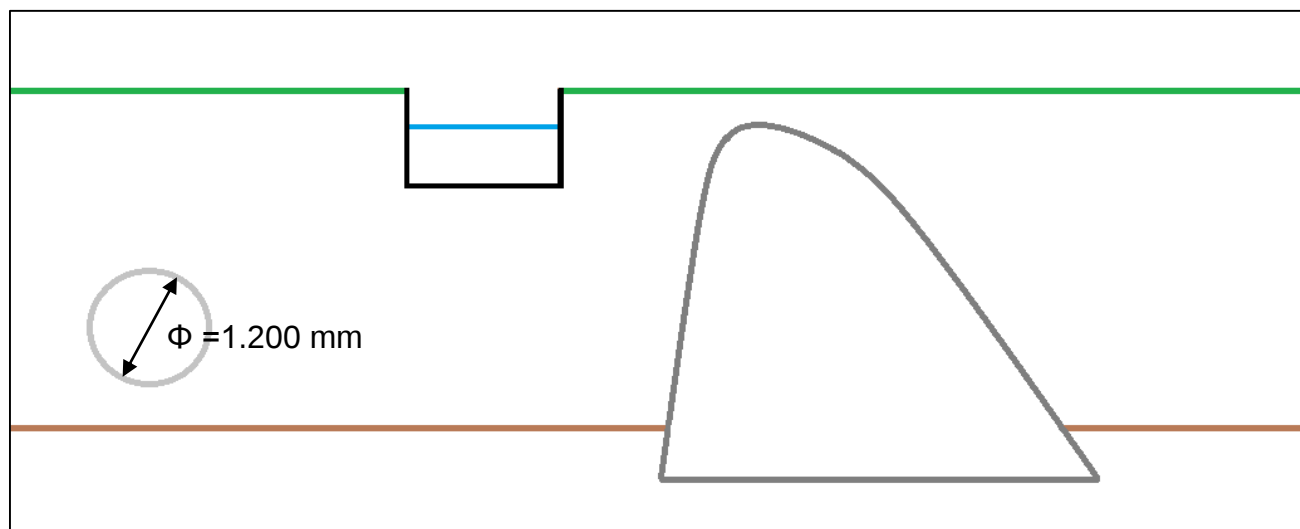


Figura XXX. Trasvase Órbigo – Eria. Detalle de la llegada del trasvase y salida de agua por la acequia principal.

Materiales.

En la conducción se utilizarán **tubos de poliéster reforzado con fibra de vidrio** (PRFV) por sus características:

- Presentan una gran resistencia a la corrosión.
- Alta resistencia mecánica proporcionada por la fibra de vidrio.
- No requieren mantenimiento teniendo una vida útil prácticamente ilimitada.
- La estanqueidad de los tubos y uniones es absoluta.
- Fácilmente manejables debido a que es un material de bajo peso (tubos ligeros).
- La longitud habitual de suministro es de 12 metros lo cual favorece un rápido montaje.

Impermeabilidad	Resistencia	Ajuste al terreno	Incorrosibilidad	Lisura
Excelente	Buena	Buena	Excelente	excelente
Facilidad de transporte y montaje		Costo	Diámetros (mm)	Presiones (Kg/cm ²)
Buena		Buena	300-2600	6-25

Tabla XIV. Características de los tubos de poliéster reforzado con fibras de vidrio.

Las juntas son mediante manguitos, que se fabrican a partir de tubos de diámetro superior al de los tubos a unir cortándolos a la longitud del manguito y mecanizándolos interiormente para preparar los alojamientos de las juntas.

Se emplean **juntas de elastómero tipo REKA** para conseguir la estanqueidad.



Figura XXXI. Poliéster reforzado con fibras de vidrio y elastómero tipo REKA.

Construcción.

Las obras tendrán lugar en el periodo estival, ya que el nivel freático está muy bajo y no supondrá un problema a la hora de ejecutar las obras. El inconveniente en esta época del año son los cultivos, así que habrá que expropiar durante un año la superficie necesaria para ejecutar las obras, devolviéndola a los propietarios una vez finalizado el trasvase.

1. Topografía. Se comienza por el replanteo en obra, mediante estaquillado, marcando una serie de vértices fijos en el terreno debidamente triangulado. A partir de dichos puntos que no disten más de 50 metros, marcando la cota de excavación en cada uno.

2. Excavación. Se hace con una pala excavadora, y un operario debe comprobar la profundidad de excavación, que debe hacerse unos 10 cm por debajo de la rasante de la tubería (para el lecho de arena).

De nuevo hay que estaquillar el fondo de la excavación para determinar el eje de la rasante (de forma que el lecho de arena oscilará en valores aproximados a 10 cm).

Antes de transportar e instalar la tubería habrá que hacer pruebas en fábrica:

- Prospección visual de los tubos.
- Comprobar dimensiones, espesores, rectitud.
- Realizar pruebas de estanqueidad a presión normalizada.
- Pruebas de rotura por presión interior hidráulica.
- Pruebas de rotura por acción de cargas exteriores.

3. Transporte, colocación y montaje. Tras el examen en fábrica, los tubos son transportados a la zona de trabajo, descargándolos en el lado contrario en el que se encuentra el material excavado.

Los tubos se bajan a la zanja con una grúa (debido a sus grandes dimensiones) y personal especializado ejecutará las juntas entre tubos contiguos y anclajes necesarios para garantizar la estanqueidad.

4. Pruebas y relleno de la zanja. Tras la colocación se hará un relleno parcial y se realizan las pruebas de estanqueidad y presión, reponiendo aquellas piezas que no las superen.

Una vez superadas estas pruebas se procede al relleno con cuidado de no mover las tuberías ya montadas.

El ancho de la zanja debe tener un mínimo de 20 cm a cada lado de la tubería para que los operarios puedan ejecutar el montaje de los tubos y retacado.

El relleno será por tongadas sucesivas, Entre 20 y 30 cm por encima de la tubería se hará de forma manual para evitar que piedras de tamaño superior a 2 cm puedan dañar la

tubería. Las tongadas sucesivas ya no será necesario colocarlas de forma manual y el material puede ser superior a los 2 cm, limitado por 20 cm.

5. Plan de trabajo:

A continuación se adjunta el plan de trabajo de la construcción de la conducción de la tubería calculada. Se suponen 5 días de trabajo a la semana en dos turnos de 8 horas.

La duración total es de 98 días.

UNIDAD DE OBRA	CALENDARIO (Semanas)													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Replanteo														
Apertura de zanja														
Rasante y lecho														
Transporte y acopio de tubos y anclajes														
Montaje de tubos, piezas y anclajes														
Relleno entre juntas y pruebas														
Obras de fábrica y relleno definitivo														
Prueba final														
Seguridad y salud														

Tabla XVI. Plan de trabajo de ejecución de las tuberías.

5.1.1.2. Azud de los Linos y compuertas.

En la actualidad el azud de los Linos tiene una cota de 722 m, se plantea la posibilidad de recrecer el nuevo azud hasta 722,5 m porque así lo exige la acequia principal. En este apartado **se estudiará si es posible ejecutar dicho recrecimiento y se determinará la situación más desfavorable** para diseñar el azud.

En primer lugar se procede a determinar los **caudales para diferentes periodos de retorno**:

- Según el **CEDEX (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas)** los caudales del río Eria por encontrarse en la región 21 se ajustan bien a una **función tipo Gumbel**.

$$Q_{ci} = -a - c \cdot \ln\left(-\ln\left(\frac{T-1}{T}\right)\right)$$

$$a = 0,577 \cdot c - Q_{ci_{Medio}}$$

$$c = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot S_{n-1}$$

- Del apartado “6.3 Anejo de datos de caudales” se han extraído los **caudales instantáneos máximos anuales (Q_{ci})** del río Eria entre 1973 y 2007.

	Año	$Q_{ci} (m^3/s)$	$(Q_{ci} - Q_{ci_{Medio}})^2$
1	1973 - 1974	79,5	1,0
2	1974 - 1975	46,1	1184,1
3	1975 - 1976	19,4	3734,6
4	1976 - 1977	84,9	19,2
5	1977 - 1978	119,2	1496,7
6	1978 - 1979	175,2	8965,8
7	1979 - 1980	44,4	1304,0
8	1980 - 1981	16,4	4110,3
9	1981 - 1982	98,4	319,9
10	1982 - 1983	95,3	218,6
11	1983 - 1984	48,5	1024,5
12	1984 - 1985	124,8	1961,4
13	1985 - 1986	35,4	2035,7
14	1986 - 1987	80,2	0,9
15	1987 - 1988	114,4	1148,1
17	1989 - 1990	138,8	3397,1
18	1990 - 1991	95,7	230,6

19	1991 – 1992	69,5	121,2
20	1992 – 1993	58,2	497,8
21	1993 – 1994	112,8	1042,5
22	1994 – 1995	40,7	1584,9
23	1995 – 1996	82,8	5,2
24	1996 – 1997	66,5	196,3
25	1997 – 1998	71,3	84,8
26	1998 – 1999	42,5	1444,8
27	1999 – 2000	63,3	296,2
28	2000 – 2001	91,2	114,2
29	2001 – 2002	18,4	3857,8
30	2002 – 2003	88,3	60,6
31	2003 – 2004	62,2	335,3
32	2004 – 2005	45,9	1197,9
33	2005 – 2006	65,1	237,5
34	2006 – 2007	324	59286,5
	SUMATORIO	2737,4	105412,2
Caudal instantáneo medio.		QciMedio = 80,51	
Desviación típica		Sn-1 = 56,52	

Tabla XVII. Datos de caudales instantáneos anuales entre 1973 y 2007.

$$c = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot 56,52 = 44,1$$

$$a = 0,577 \cdot 44,1 - 80,51 = -55,1$$

$$Q_{ci} = 55,1 - 44,1 \cdot \ln\left(-\ln\left(\frac{T-1}{T}\right)\right)$$

3. Se sustituye en la ecuación anterior el periodo de retorno T y se obtienen los siguientes caudales instantáneos.

T (años)	2,33	5	25	100	500
Qci (m³/s)	80,6	121,3	196,2	258	329

Tabla XVIII. Caudales instantáneos para diferentes periodos de retorno.

Una vez determinados los caudales instantáneos, **se procede a comprobar que la sobreelevación del azud de los Linos es posible**, para lo que se utiliza el programa HEC-RAS.

1. Se introducen los **valores de caudales obtenidos y siete secciones del río Eria** (se ven desde aguas arriba hacia aguas abajo) que se detallan a continuación.

Sección	Distancia entre secciones	Cota del fondo	Cota margen izquierdo	Cota margen derecho	Ancho del cauce.
1	0 m	719,2 m	722,5 m	722,5 m	20 m
2	200 m	719,4 m	722,7 m	722,7 m	19,3 m
3	160 m	719,5 m	722,8 m	722,8 m	20 m
4	2 m	719,5 m	722,8 m	722,8 m	20 m
5	0,5 m	719,5 m	722,8 m	722,8 m	20 m
6	120 m	719,6 m	723 m	723 m	28 m
7	280 m	719,8 m	723 m	723 m	22,3 m

Tabla XIX. Datos de las secciones del río Eria y azud de los Linos a 722,5 m.

2. La **sección 4** se corresponde con el **umbral del azud**. Se ejecuta el programa HEC – RAS para diferentes cotas de fondo (umbral del azud) de dicha sección:
- Sección 4. Cota del fondo (umbral) a **722 m**.
 - Sección 4. Cota del fondo (umbral) a **722,5 m**.

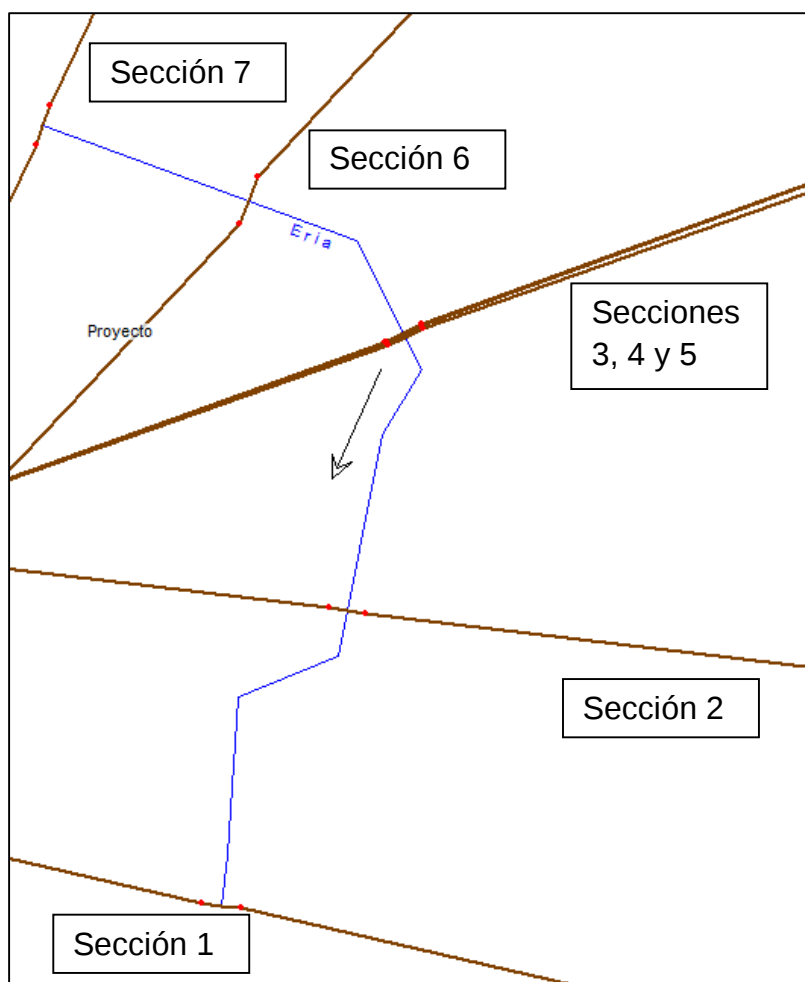


Figura XXXII. Secciones del río Eria introducidas en el programa HEC - RAS.

En la tabla siguiente se pueden ver los resultados obtenidos, de los que se obtiene la siguiente conclusión: **Para la avenida de 500 años**, al aumentar 0,5 m el umbral del azud de los Linos, **la variación de la lámina de agua es de 1 cm** (amplia llanura aluvial) < 10 cm que obliga la legislación, por lo que el azud de los Linos se puede diseñar para el umbral de 722,5 m.

River Sta	Profile	Plan	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
7	T = 500	H=2,5 m	329	719,8	724,22		724,31	0,000931	1,78	474,94	520	0,27
	T = 500	H=3,0 m	329	719,8	724,22		724,31	0,000927	1,77	475,95	520	0,27
6	T = 500	H=2,5 m	329	719,6	724,11		724,21	0,00078	1,68	474,76	520	0,26
	T = 500	H=3,0 m	329	719,6	724,12		724,21	0,000776	1,67	476,08	520	0,25
5	T = 500	H=2,5 m	329	719,5	724,04		724,11	0,00073	1,58	552,66	520	0,24
	T = 500	H=3,0 m	329	719,5	724,05		724,11	0,000725	1,58	554,28	520	0,24
4	T = 500	H=2,5 m	329	722	724,06		724,1	0,001595	1,53	509,19	520	0,35
	T = 500	H=3,0 m	329	722,5	724,07		724,1	0,001769	1,39	504,15	520	0,36
3	T = 500	H=2,5 m	329	719,5	724,02		724,09	0,000894	1,7	533,47	520	0,27
	T = 500	H=3,0 m	329	719,5	724,02		724,09	0,000894	1,7	533,47	520	0,27
2	T = 500	H=2,5 m	329	719,4	723,93	722.47	723,97	0,000577	1,36	629,59	520	0,21
	T = 500	H=3,0 m	329	719,4	723,93	722.47	723,97	0,000577	1,36	629,59	520	0,21
1	T = 500	H=2,5 m	329	719,2	722,63	722.17	723,59	0,008315	4,4	109,72	337,2	0,78
	T = 500	H=3,0 m	329	719,2	722,63	722.17	723,59	0,008315	4,4	109,72	337,2	0,78

Tabla XX. Datos obtenidos con el programa HEC – RAS para la avenida de 500 años de cada una de las secciones y distinto umbral del azud de los Linos.

Con el nuevo azud de 3 metros de altura, **se procede a determinar** con el programa HEC - RAS el **caudal con periodo de retorno más desfavorable.**

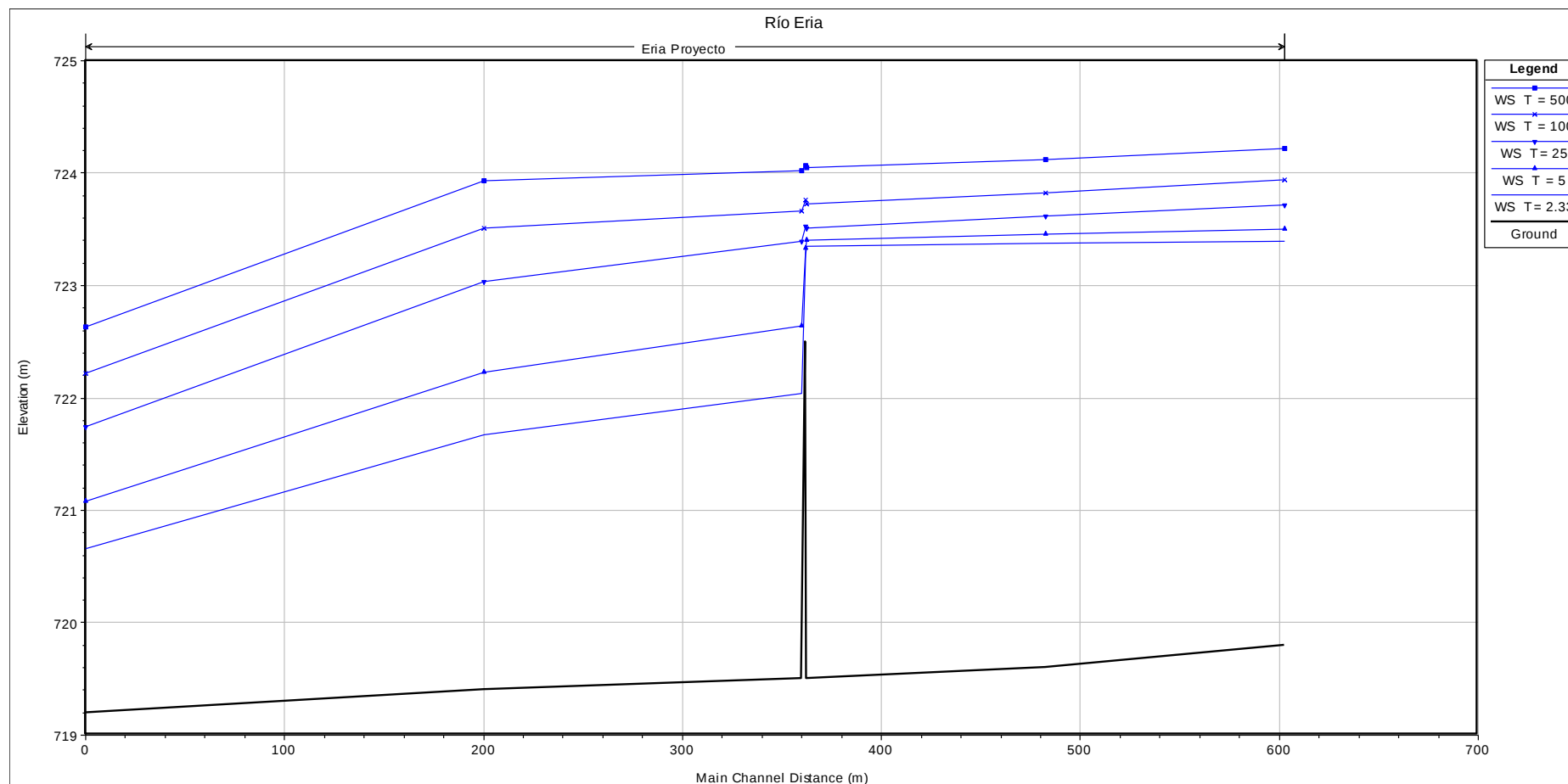


Figura XXXIII. Perfil longitudinal del río Eria y calados para diferentes periodos de retorno.

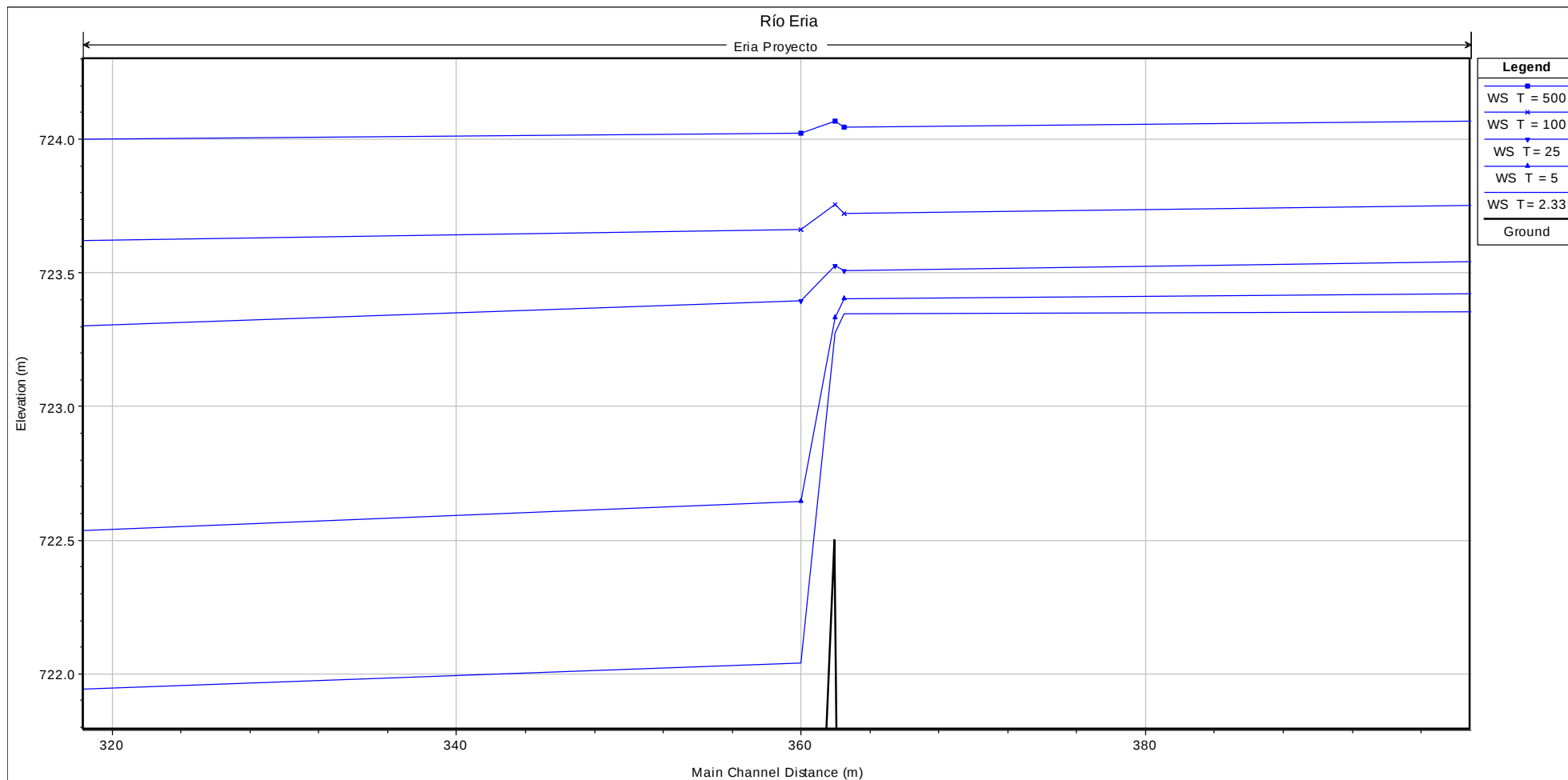


Figura XXXIV. Detalle del perfil longitudinal del río Eria y calados para diferentes periodos de retorno.

Los resultados obtenidos reflejan que **la situación más desfavorable** se produce **para el caudal con periodo de retorno de 5 años**, ya que **a partir de este caudal el flujo no pasa por calado crítico, se produce un depresión y el agua contribuye a la estabilidad del azud tanto en el paramento de aguas arriba como en el paramento de aguas abajo.**

En la tabla adjunta se ven los resultados de los gráficos anteriores.

River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
		(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
7	T= 2,33	80,6	719,8	723,4		723,44	0.000357	0,95	124,86	251,07	0,16
	T = 5	121,3	719,8	723,5		723,59	0.000667	1,33	155,08	311,91	0,22
	T= 25	196,2	719,8	723,72		723,84	0.001085	1,77	231,63	402,01	0,29
	T = 100	258	719,8	723,94		724,06	0.00111	1,85	331,7	495,68	0,3
	T = 500	329	719,8	724,22		724,31	0.000927	1,77	475,95	520	0,27
6	T= 2,33	80,6	719,6	723,38		723,4	0.000204	0,76	142,32	240,31	0,13
	T = 5	121,3	719,6	723,46		723,52	0.000408	1,09	164,37	287,43	0,18
	T= 25	196,2	719,6	723,62		723,73	0.000815	1,58	219,45	432,08	0,26
	T = 100	258	719,6	723,82		723,94	0.000912	1,73	322,53	520	0,27
	T = 500	329	719,6	724,12		724,21	0.000776	1,67	476,08	520	0,25
5	T= 2,33	80,6	719,5	723,35		723,38	0.000254	0,83	195,7	455,7	0,14
	T = 5	121,3	719,5	723,4		723,46	0.000499	1,18	222,68	479,91	0,2
	T= 25	196,2	719,5	723,51		723,62	0.000999	1,7	275,1	520	0,28
	T = 100	258	719,5	723,72		723,82	0.000973	1,74	386,66	520	0,28
	T = 500	329	719,5	724,05		724,11	0.000725	1,58	554,28	520	0,24

Riego de la vega de Morales del Rey. Estudio de alternativas

4	T= 2,33	80,6	722,5	723,28	723,28	723,37	0,010292	2,05	103,18	426,36	0,77
	T = 5	121,3	722,5	723,33	723,33	723,46	0,013371	2,45	127,97	450,1	0,88
	T= 25	196,2	722,5	723,53		723,61	0,007822	2,17	222,84	520	0,7
	T = 100	258	722,5	723,76		723,81	0,003674	1,72	342,75	520	0,5
	T = 500	329	722,5	724,07		724,1	0,001769	1,39	504,15	520	0,36

3	T= 2,33	80,6	719,5	722,04		722,22	0,002402	1,9	42,39	19,39	0,41
	T = 5	121,3	719,5	722,65		722,9	0,002623	2,22	54,53	20,67	0,44
	T= 25	196,2	719,5	723,39	722,03	723,59	0,001875	2,2	208,5	475,54	0,38
	T = 100	258	719,5	723,66		723,79	0,001454	2,04	345,34	520	0,34
	T = 500	329	719,5	724,02		724,09	0,000894	1,7	533,47	520	0,27

2	T= 2,33	80,6	719,4	721,67		721,84	0,002303	1,81	44,41	19,76	0,39
	T = 5	121,3	719,4	722,23		722,47	0,002652	2,19	55,41	19,87	0,42
	T= 25	196,2	719,4	723,04	721,58	723,26	0,002203	2,29	164,86	520	0,39
	T = 100	258	719,4	723,51	722,01	723,59	0,000985	1,66	410,27	520	0,26
	T = 500	329	719,4	723,93	722,47	723,97	0,000577	1,36	629,59	520	0,21

1	T= 2,33	80,6	719,2	720,66	720,37	721,03	0,008301	2,7	29,81	20,88	0,72
	T = 5	121,3	719,2	721,08	720,74	721,58	0,008305	3,14	38,66	21,14	0,74
	T= 25	196,2	719,2	721,74	721,31	722,44	0,008308	3,72	52,76	21,54	0,76
	T = 100	258	719,2	722,22	721,73	723,07	0,008301	4,08	63,17	21,83	0,77
	T = 500	329	719,2	722,63	722,17	723,59	0,008315	4,4	109,72	337,2	0,78

Tabla XXI. Datos obtenidos con HEC – RAS de cada una de las secciones.

Cálculos.

Se procede a diseñar la **geometría del azud de los Linos**. De la tabla anterior se ha obtenido que la situación más desfavorable se producía para el **caudal de la avenida de 5 años** ($Q_{ci5} = 121,3 \text{ m}^3/\text{s}$). De la **tabla XXI** se obtiene que la **altura de la lámina de agua en la sección 4 para dicha avenida es de 723,33 m**, esto quiere decir que el **calado sobre el umbral del azud de los Linos es de**:

$$723,33 \text{ m} - 722,5 \text{ m} = 0,83 \text{ m}$$

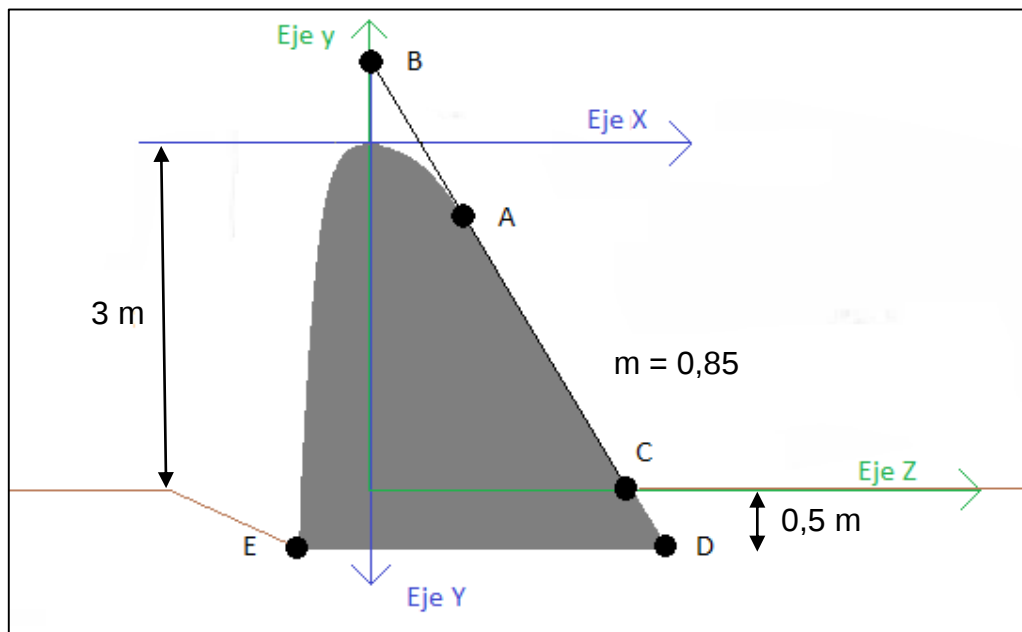


Figura XXXV. Esquema previo para realizar los cálculos del azud de los Linos.

1. En primer lugar **se calcula el perfil Bradley**.

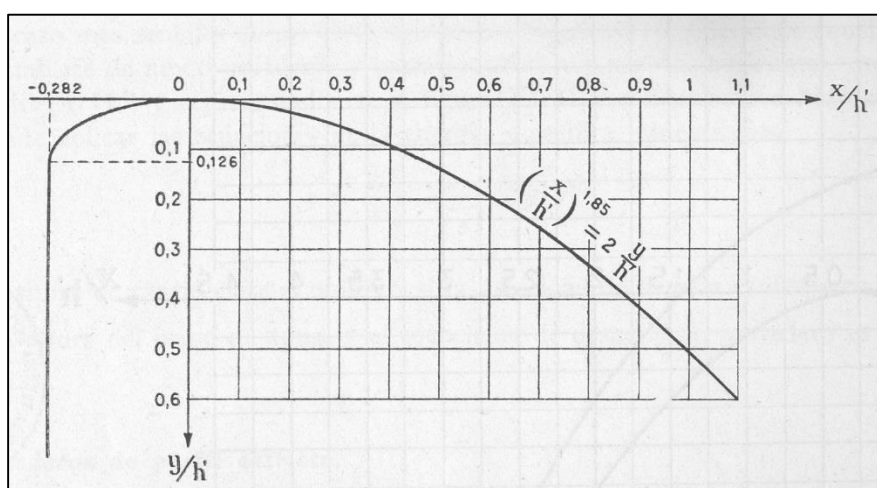


Figura XXXVI. Perfil Bradley.

$$\left(\frac{x}{H_0}\right)^{1,85} = 2 \cdot \frac{Y}{H_0} \rightarrow \left(\frac{x}{0,83}\right)^{1,85} = 2 \cdot \frac{Y}{0,83} \rightarrow y = 0,586 \cdot x^{1,85}$$

2. Una vez determinado el perfil, **se calcula la recta BC**, para ello:

- a. Se utilizan los **ejes x e y en color azul y se calcula el punto A**. La pendiente en este punto es igual a la pendiente del talud de aguas abajo = 0,85, luego:

$$y' = 1,85 \cdot 0,586 \cdot x^{0,85} = \frac{1}{0,85}$$

$$X_A = 1,1 \text{ m}$$

$$Y_A = 0,70 \text{ m}$$

- b. Con los mismos ejes se determina el **punto de comienzo del vertedero**:

$$x = -0,282 \cdot 0,83 = -0,23 \text{ m}$$

$$y = 0,126 \cdot 0,83 = 0,10 \text{ m}$$

- c. Se utilizan los **ejes z e y en color verde y se calcula la recta AB**. Se tiene el **punto A** y la pendiente de la recta.

$$y - (3 - 0,70) = \frac{-1}{0,85} \cdot (z - 1,1)$$

$$y = \frac{-z}{0,85} + 3,59$$

El **punto C** pertenece a la recta AB, por lo que si se sustituye en la ecuación anterior $Y_c = 0 \text{ m}$, se obtiene:

$$Y_c = 0 \text{ m}; Z_D = 3,05 \text{ m}$$

- d. Por último se obtienen los **puntos D y E**. El azud tiene 0,5 m por debajo de la cota del terreno, por lo que **el punto D se calcula sustituyendo en la recta AB $Y_D = -0,5$** . El punto E se coloca a 1 m, una distancia mayor de los 0,23 m en que se encontraba el comienzo del vertedero. Se tienen los siguientes resultados:

$$Y_D = -0,5 \text{ m}; Z_D = 3,48 \text{ m}$$

$$Y_E = -1 \text{ m}; Z_E = -0,5 \text{ m}$$

3. Se presenta la **geometría del azud de los Linos calculada**:

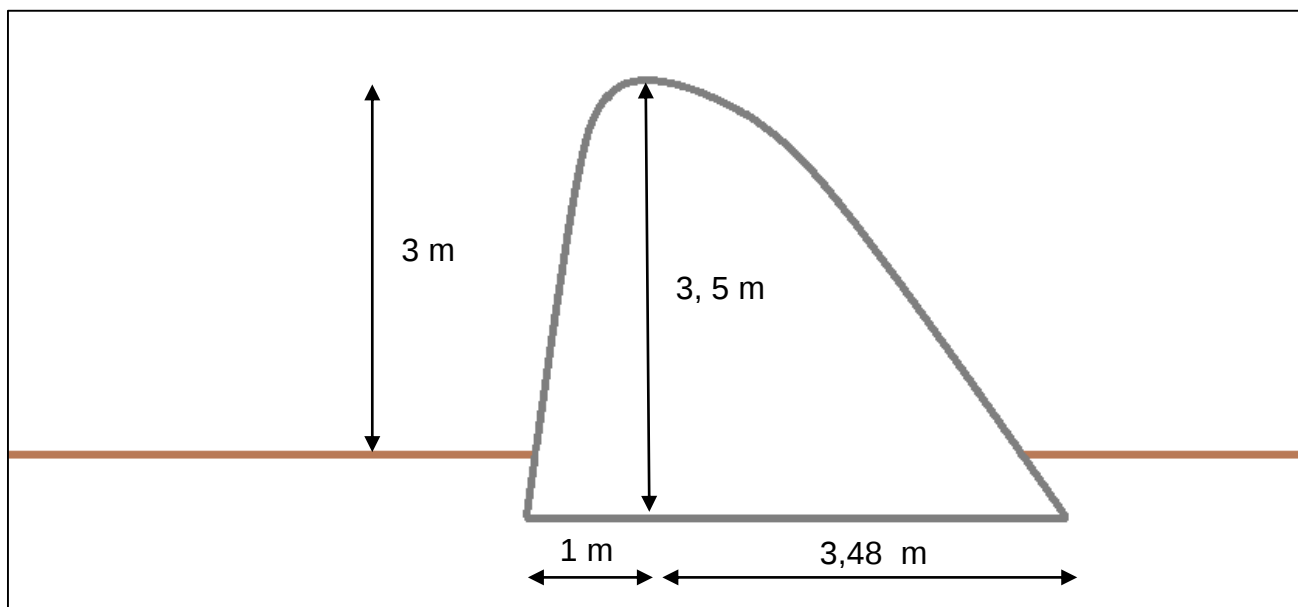


Figura XXXVII. Sección del azud de los Linos.

A continuación **hay que comprobar que el azud es estable a deslizamiento y a vuelco.** Se simplifica la sección por otra más sencilla para realizar los cálculos:

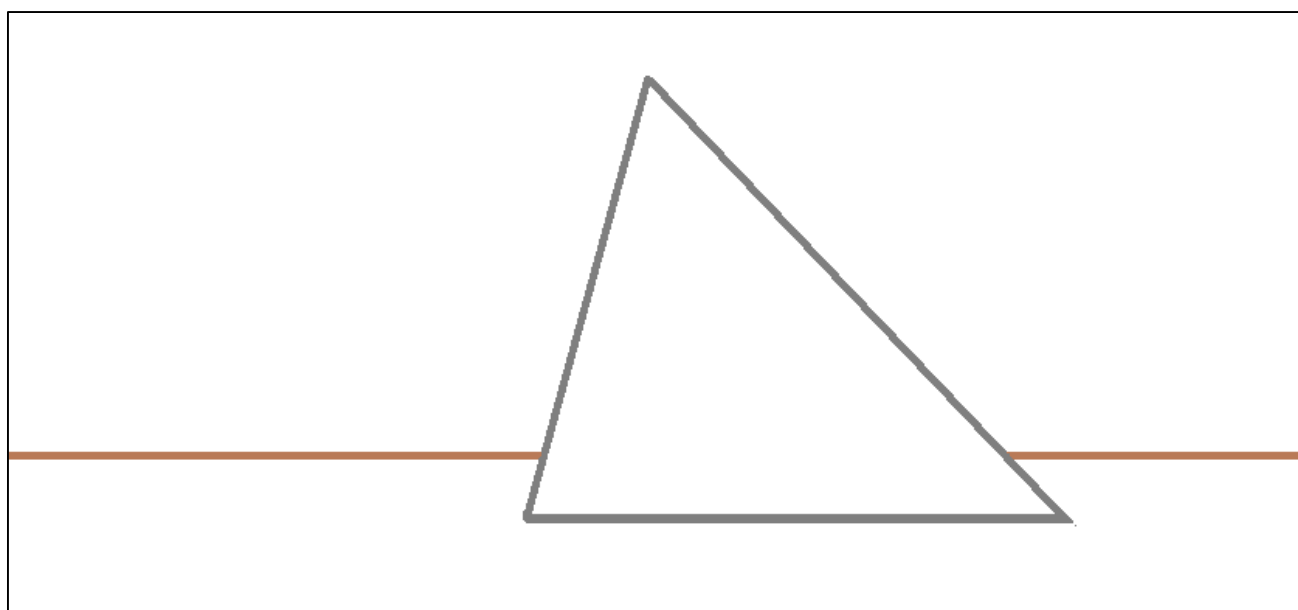


Figura XXXVIII. Sección simplificada del azud de los Linos.

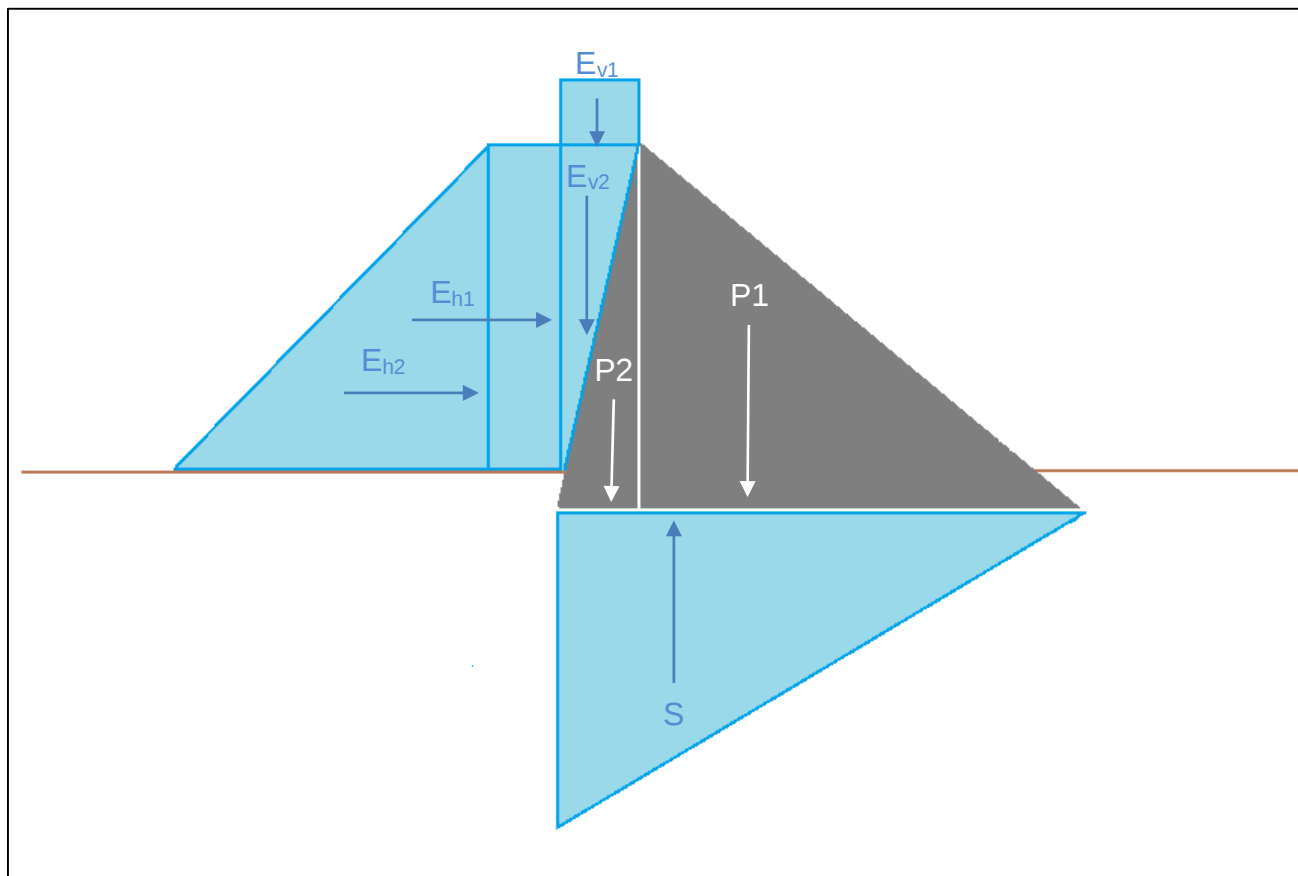


Figura XXXIX. Fuerzas en el azud de los Linos.

Fuerzas estabilizadoras

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot 3,48 \text{ m} \cdot 3,5 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 2,4 \frac{\text{T}}{\text{m}^3} = 14,62 \text{ T}$$

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot 1 \text{ m} \cdot 3,5 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 2,4 \frac{\text{T}}{\text{m}^3} = 4,2 \text{ T}$$

$$E_{v1} = 1 \text{ m} \cdot 0,83 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot \gamma_w = 0,83 \text{ T}$$

$$E_{v2} = \frac{1}{2} \cdot 1 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot \gamma_w = 1,5 \text{ T}$$

Fuerzas desestabilizadoras

$$E_{h1} = 0,83 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} \cdot 1 \cdot \gamma_w = 2,49 \text{ T}$$

$$E_{h2} = \frac{1}{2} \text{ m} \cdot 3 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} \cdot 1 \cdot \gamma_w = 4,5 \text{ T}$$

$$S = \frac{1}{2} \cdot 4,48 \text{ m} \cdot 3,83 \text{ m} \cdot \gamma_w = 8,58 \text{ T}$$

Balance de fuerzas

$$T = E_{h1} + E_{h2} = 6,99 \text{ T}$$

$$N = P_1 + P_2 + E_{v1} + E_{v2} - S = 12,57 \text{ T}$$

La condición de **estabilidad al deslizamiento** se expresa mediante la siguiente inecuación:

$$T < \frac{N \cdot \text{tg}\varphi}{F_1} + \frac{c \cdot L}{F_2} + E_p$$

Donde:

T es la proyección de la resultante de las fuerzas actuantes en la dirección paralela al plano de deslizamiento. En este caso $T = 3,125 \text{ T}$

N es la proyección de la resultante de las fuerzas actuantes, incluida la subpresión, en la dirección perpendicular al plano de deslizamiento. En este caso $N = 4,65 \text{ T}$

$\text{Tg}\varphi$ es el coeficiente de rozamiento en el contacto presa-cimiento. En este caso $\text{Tg}\varphi = 0,8$

C es el valor de la cohesión en el contacto azud-cimiento. En este caso 15 t/m^2

L es la longitud de la zona de contacto sometida a compresiones normales. En este caso $L = 4,25 \text{ m}$

E_p es el empuje pasivo. Su consideración en la práctica resulta en la práctica bastante discutible.

F_1 es el coeficiente de seguridad del término asociado al rozamiento. Para presa tipo C en condición accidental $F_1 = 1,1$

F_2 es el coeficiente de seguridad del término asociado a la cohesión. Para presa tipo C en condición accidental $F_2 = 3,0$

$$6,99 \text{ T} < \frac{12,57 \cdot 0,8}{1,1} + \frac{15 \cdot 4,48}{3} = 31,54 \text{ T}$$

Luego **el azud de los Linos** con la geometría calculada **es estable al deslizamiento**.

La condición de **estabilidad al vuelco** se expresa mediante la siguiente inecuación:

$$\frac{\sum \text{Momentos estabilizadores}}{\sum \text{Momentos actuantes}} > 1,5$$

$\sum$ Momentos estabilizadores

$$= P_1 \cdot \frac{2}{3} \cdot 3,48 + P_2 \cdot \left(3,48 + \frac{1}{3} \cdot 1\right) + E_{V1} \cdot \left(3,48 + \frac{1}{2} \cdot 1\right) + E_{V2} \cdot \left(3,48 + \frac{2}{3} \cdot 1\right) = 59,46 \text{ Tm}$$

$$\sum \text{Momentos actuantes} = S \cdot \frac{2}{3} \cdot 4,48 + E_{h1} \cdot \left(\frac{3}{2} + 0,5\right) + E_{h2} \cdot \left(\frac{3}{2} + 0,5\right) = 37,36 \text{ Tm}$$

$$\frac{59,46}{37,36} = 1,59 > 1,5$$

Luego el **azud de los Linos** con la geometría establecida **es estable al vuelco**.

Materiales.

A la entrada de la conducción en el río Órbigo y a la salida en el río Eria, se colocarán unas compuertas; las primeras para permitir el flujo del río Órbigo al río Eria, y las segundas para evitar la entrada de diferentes organismos que tienen su hábitat en el río o en las riberas.

Las **compuertas** serán **tipo Miller** (acero inoxidable) debido a que son apropiadas para controlar el flujo en la tubería y tienen las siguientes ventajas:

- Bajo coste.
- Mínimo mantenimiento.
- Fácil operación manual.
- Larga vida útil.
- Baja tolerancia de fuga.

El esquema del azud sería el que se presenta en la figura XL. Se eleva la lámina de agua del río Eria y se deriva por la acequia principal que distribuirá el caudal previsto por las parcelas de la vega de Morales del Rey.



Figura XL. Compuerta tipo Miller.

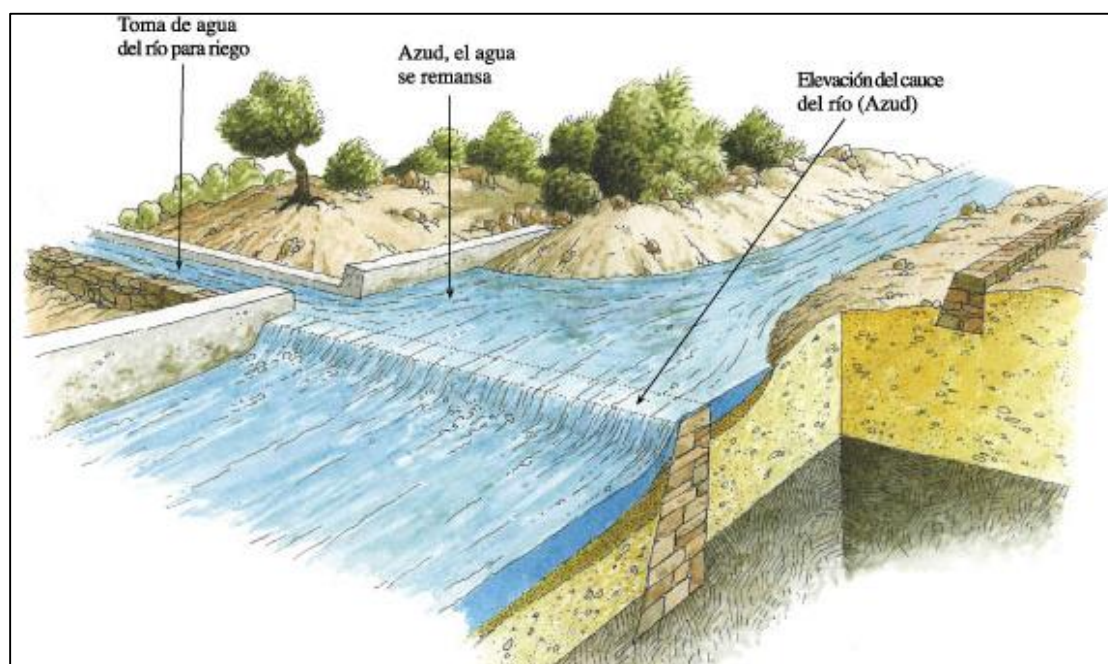


Figura XLI. Esquema de funcionamiento de un azud.

La **retención de material sólido aguas arriba del azud** supone un problema, ya que las tuberías de llegada pueden quedar enterradas. Se proponen dos soluciones complementarias:

1. En primer lugar se plantea la **construcción de un azud aguas arriba del azud de los Linos (contra azud) que retenga los materiales sólidos**. Se trataría de un azud de idénticas características que el que se ha calculado.

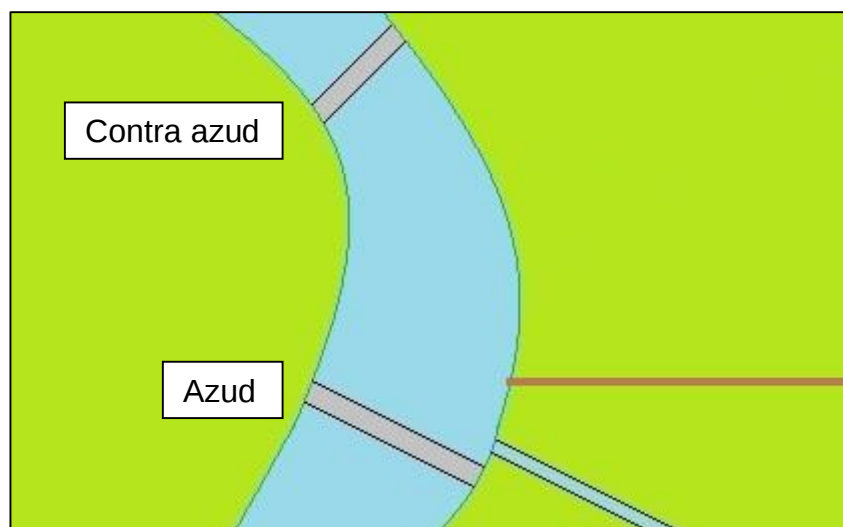


Figura XLII. Azud y contra azud.

2. La otra solución es **construir una compuerta en el propio azud** para realizar la limpieza de sedimentos cuando circulen fuertes caudales de agua por el río. En este caso las compuertas serían verticales.

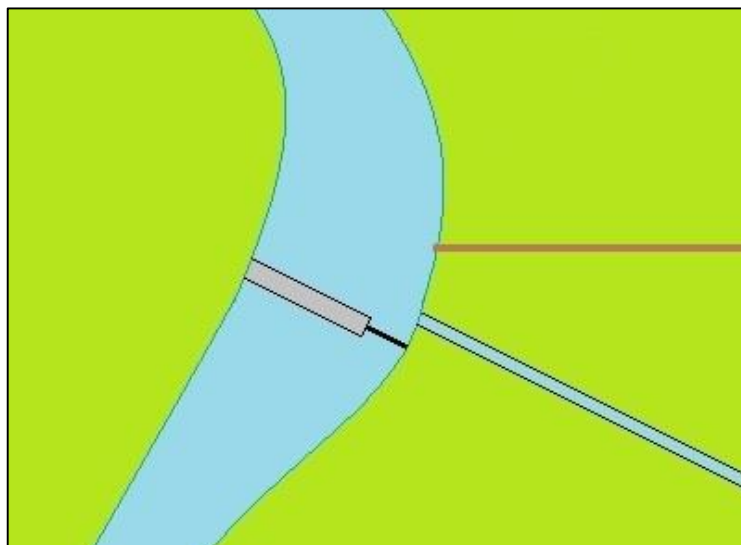


Figura XLIII. Compuerta para limpieza de material sólido.

3. Combinando ambas soluciones se evita la acumulación de materiales sólidos y el soterramiento de la tubería del trasbase. El resultado sería similar al que se puede ver en la figura XLIV

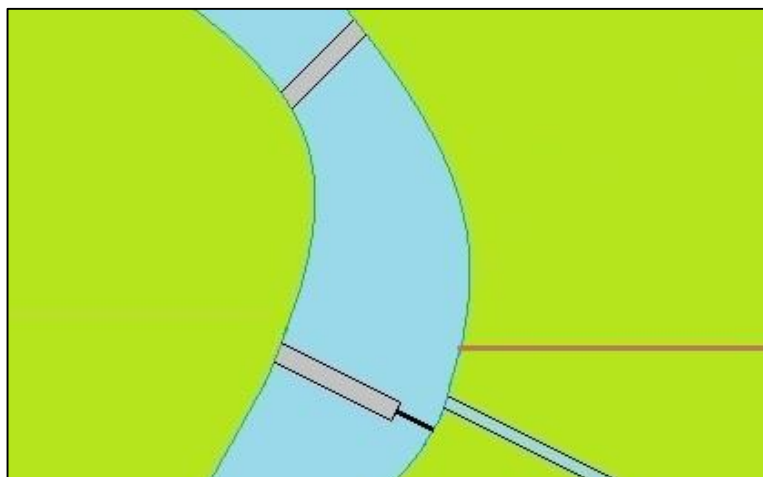


Figura XLIV. Trasvase Órbigo – Eria. Solución definitiva de la llegada del trasvase al azud de los Linos

Construcción.

La construcción del azud ha de realizarse en seco. Esto obliga a realizar las obras de demolición del viejo azud de la presa de los linos y construcción de uno nuevo durante el periodo estival.

1. Demolición del azud previo.

2. Excavación del cauce.

- Limpieza, desbroce y deforestación de la parte superior.
- Excavación del material suelto
- Excavación en roca meteorizada (sin explosivos)
- Excavación en roca dura (con explosivos)

3. Construcción de azudes y compuertas.

- Se colocan los encofrados. En el caso del hormigón convencional la puesta en obra se realiza en bloques para permitir una mejor disipación del calor de fraguado.
- Se fabrica el hormigón. En un lugar próximo a la zona de ejecución de los azudes de forma que el tiempo de transporte sea inferior al de inicio de fraguado.
- Transporte del hormigón a la zona de trabajo y vertido. Para el vertido se utilizará una pequeña grúa.
- Manipulación del hormigón fresco. Extendido, vibrado, curado y tratamiento de la junta de trabajo, para que el nuevo hormigón se una perfectamente al antiguo.
- En las compuertas: Colocación de las compuertas tipo Miller de acero inoxidable y compuertas verticales para la eliminación de material sólido.

4. Plan de trabajo.

A continuación se adjunta el plan de trabajo de la construcción del azud, contra azud, compuertas verticales y compuerta tipo Miller. Se suponen 5 días de trabajo a la semana en dos turnos de 8 horas. La duración total es de 91 días.

UNIDAD DE OBRA	CALENDARIO (Semanas)												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Instalaciones													
Despeje y desbroce													
Excavación													
Encofrado													
Hormigonado de los azudes													
Compuertas													
Remates													
Seguridad y salud													

Tabla XXII. Plan de trabajo de azudes y compuertas.

5.1.2. Impacto ambiental

Esta solución afecta a la zona LIC Riberas del Órbigo y afluentes. La importancia de este LIC reside en que cuenta con varias especies de peces continentales. Al realizar esta obra, estas especies se verán afectadas.

Las labores en la proximidad de los ríos exigirán la tala de algunas de las especies del bosque ripario. En el caso del río Órbigo, el bosque de ribera ocupa más margen del río que en el río Eria, por lo que habrá un daño mayor en el río Órbigo. Sin embargo se puede afirmar que esta obra es pequeña, y por tanto el daño es mínimo.

Hay que destacar que no sería necesario construir un azud en el río Órbigo porque se encuentra a cota superior a la del río Eria. Al evitar alterar el curso fluvial con un azud no se ve afectada la fauna del río. En el caso del río Eria, el azud de los Linos ya existía, por lo que su reconstrucción no supone un impacto añadido a la fauna del río.

Entre los bosques de ribera de ambos ríos, se encuentra la vega de Morales del Rey con cultivos de regadío. Como la tubería se ejecutará enterrada, el impacto ambiental es mínimo y el impacto visual nulo.

5.1.3. Ventajas e inconvenientes

	Ventajas	Inconvenientes
Trazado.	En línea recta (menor longitud). 2.238 m.	Expropiaciones durante una temporada de cultivo.
Durante la ejecución de las obras.	No afecta el nivel freático (no es necesario bombeo).	Cultivos de chopos. Riberas (habría que talarlos para poder trabajar).
Durante el funcionamiento del trasvase.	Conducción por gravedad (no es necesario bombeo). Se evitan gastos de explotación	Cultivos de chopos. Riberas Daño a la tubería (raíces profundas).

Tabla XXIII. Ventajas e inconvenientes de la alternativa 1.

5.2. Trasvase Tera – Eria.

Hace unos años se ejecutó una obra en el río Tera para abastecimiento de agua potable a los municipios de la comarca de Benavente y los Valles.

La obra consistió en un azud en el municipio de Sitrama de Tera, para derivar el agua a una ETAP ubicada en el mismo municipio, y desde allí bombearla a dos depósitos en el término de Morales del Rey.



Figura XLV. Abastecimiento de agua potable a Benavente y los Valles.

La alternativa 2 pretende imitar el sistema de abastecimiento de agua potable en la comarca de Benavente y los Valles. Se aprovecharía el azud mencionado que existe en Sitrama de Tera y se extraería el caudal necesario. Esta alternativa se divide en dos tramos:

- **Tramo 1: Río Tera – Balsa de riego.** Constará de los siguientes elementos: captación, estación de bombeo y conducción a una balsa que se ejecutará próxima a los depósitos de Morales del Rey.
Para calcular el equipo de bombeo, la balsa y la conducción se tendrá en cuenta que el bombeo tendría lugar durante la noche (desde las 23:00 hasta las 07:00) ya que la energía eléctrica presenta un coste menor.
- **Tramo 2: Balsa de riego - Presa de los Linos.** Una vez en la balsa, el agua se llevará por gravedad hasta el río Eria a la presa de los Linos. En este segundo tramo será necesario rehabilitar la presa de los Linos al igual que en la alternativa 1.

A continuación se presenta la planta, el perfil longitudinal del terreno, y la sección del río Tera.

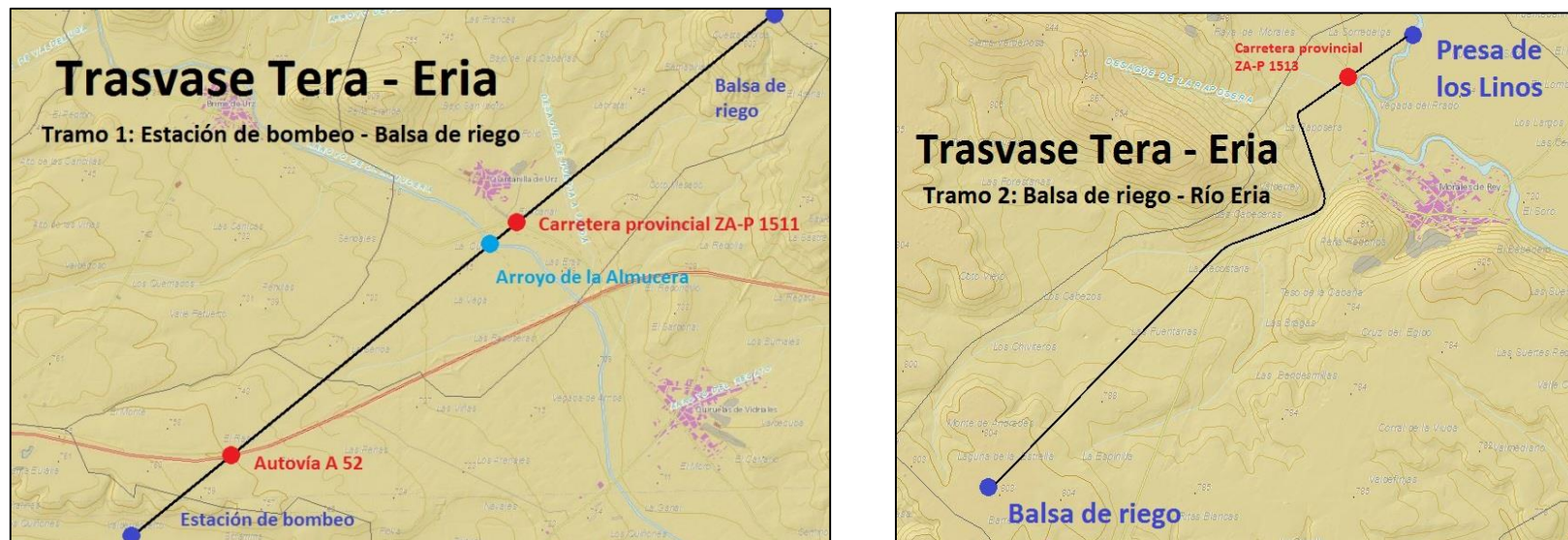


Figura XLVI. Trasvase Tera – Eria. Planta.

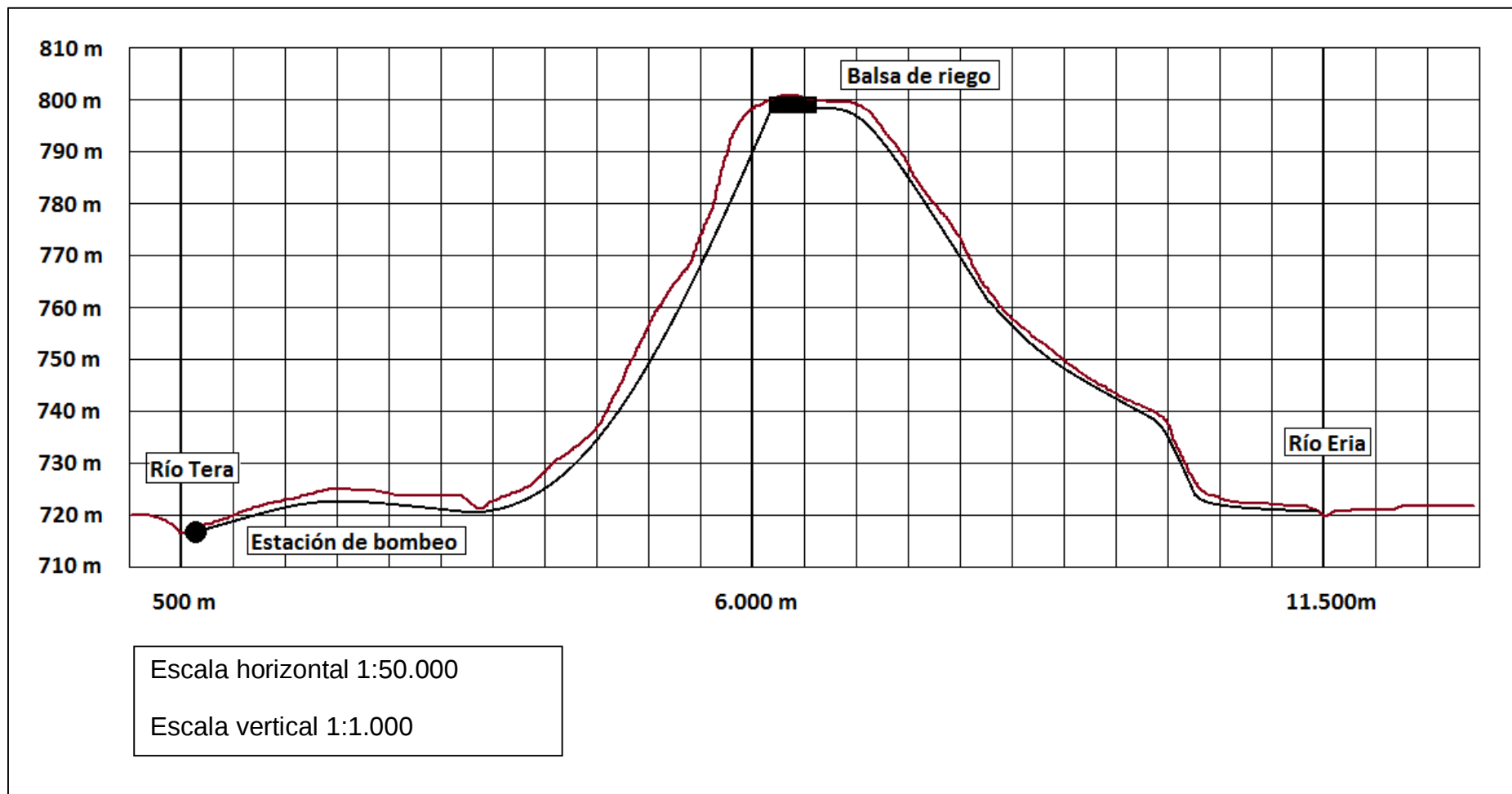


Figura XLVII. Trasvase Tera – Eria. Perfil longitudinal del terreno y del trasvase.

El río Tera está regulado por tres embalses como ya se ha visto en el apartado “3.3. Río Tera”. En esta regulación reside la ventaja de esta alternativa. El río tiene una profundidad de dos metros en la zona de estudio gracias al azud existente que deriva agua a la ETAP de Benavente y los Valles.

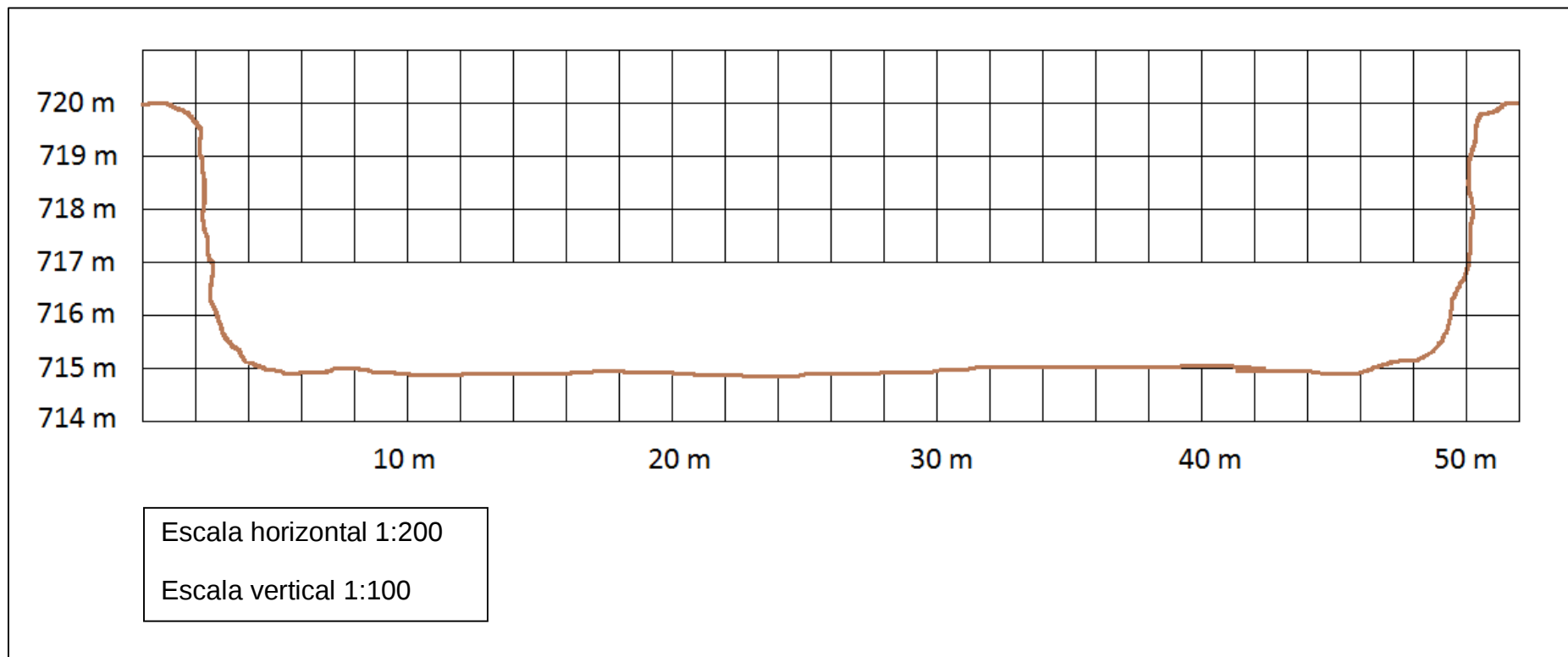


Figura XLVIII. Trasvase Tera – Eria. Sección transversal del río Tera.

5.2.1. Elementos del trasvase

- A. **Azud en el río Tera** en el municipio de Sitrama de Tera (ya existente).
- B. **Estación de bombeo** junto a la ETAP de Sitrama de Tera.
- C. **Balsa de riego** para el almacenamiento del agua.
- D. **Tubería subterránea**.
- E. **Rehabilitación de la presa de los Linos** para elevar la lámina de agua y derivar el caudal por la acequia principal.
- F. **Compuerta vertical en el azud de los Linos y azud aguas arriba del azud de los Linos** para retener los materiales sólidos.

5.2.1.1. Tubería.

Cálculos.

Río Tera – Balsa de riego.

Se procede a calcular el **diámetro del primer tramo de tubería**, que va desde la estación de bombeo hasta la balsa de riego.

1. El caudal necesario en la vega de Morales del rey es de:

$$Q = \text{Caudal necesario} = 0,66 \text{ m}^3/\text{s}$$

2. El **bombeo** se llevará a cabo **durante la noche**, ya que la energía es más barata, con lo que el caudal de bombeo será diferente del caudal necesario en Morales del Rey:

$$Q_{\text{bombeo}} \cdot 8\text{h} = Q_{\text{necesario}} \cdot 15\text{h}$$

$$Q_{\text{bombeo}} = 1,238 \text{ m}^3/\text{s}$$

3. Al tener el caudal que debe pasar por la tubería, si se establece una Velocidad de 1 m/s, se puede determinar el **diámetro de la tubería del primer tramo**.

$$V = 1 \text{ m/s}$$

$$1,238 \text{ m}^3/\text{s} = \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} \text{ m}^2 \cdot 1 \text{ m/s} \rightarrow \Phi = 1,26 \text{ m}$$

$$\Phi = \text{Diámetro} = 1,26 \text{ m} \quad \Phi_{\text{tubería}} = 1,3 \text{ m}$$

Balsa de riego – Río Eria.

Se procede a calcular el **diámetro del segundo tramo de tubería**, que va desde la balsa de riego hasta aguas arriba del azud de los Linos en el río Eria.

1. En este caso el caudal que se necesita en la vega de Morales del Rey se corresponde con el caudal que debe pasar por la tubería:

$$Q = \text{Caudal necesario} = 0,66 \text{ m}^3/\text{s}$$

2. Se calcula la pendiente de la línea de energía:

$$I = \frac{Z_{\text{Balsa}} - Z_{\text{Eria}}}{L} = \frac{800 - 722,5}{5500} = 0,0141$$

3. Se aplica la fórmula de Hazen – Williams y se determina el **diámetro y velocidad del segundo tramo de tubería**:

$$V = \frac{Q}{S} = 0,85 \cdot C \cdot Rh^{0,63} \cdot I^{0,54}$$

$$V = \frac{0,66 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \cdot \frac{\Phi^2}{4} \text{ m}^2} = 0,85 \cdot 150 \cdot \left(\frac{\Phi}{4}\right)^{0,63} \cdot (0,0141)^{0,54}$$

$$\Phi = \text{Diámetro} = 0,495 \text{ m} \quad \Phi_{\text{tubería}} = 500 \text{ mm}$$

$$V = \text{Velocidad} = Q/A = \frac{0,66 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \cdot \frac{0,5^2}{4} \text{ m}^2} = 3,36 \text{ m/s}$$

Los materiales y construcción son iguales a lo que se ha visto en el apartado “5.1.1.1 Tubería”. **La diferencia respecto de la alternativa 1 es el lugar por el que sale la tubería y la duración de la obra.**

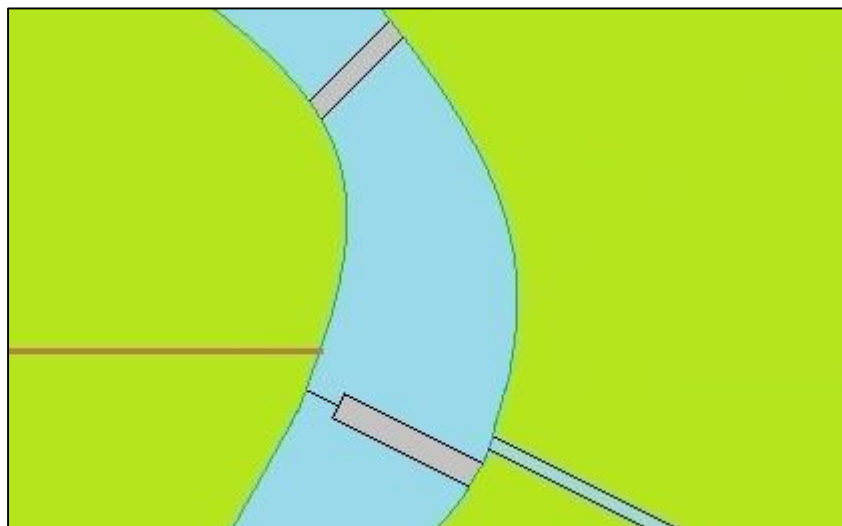


Figura XLIX. Trasvase Tera – Eria. Llegada del trasvase al azud de los Linos.

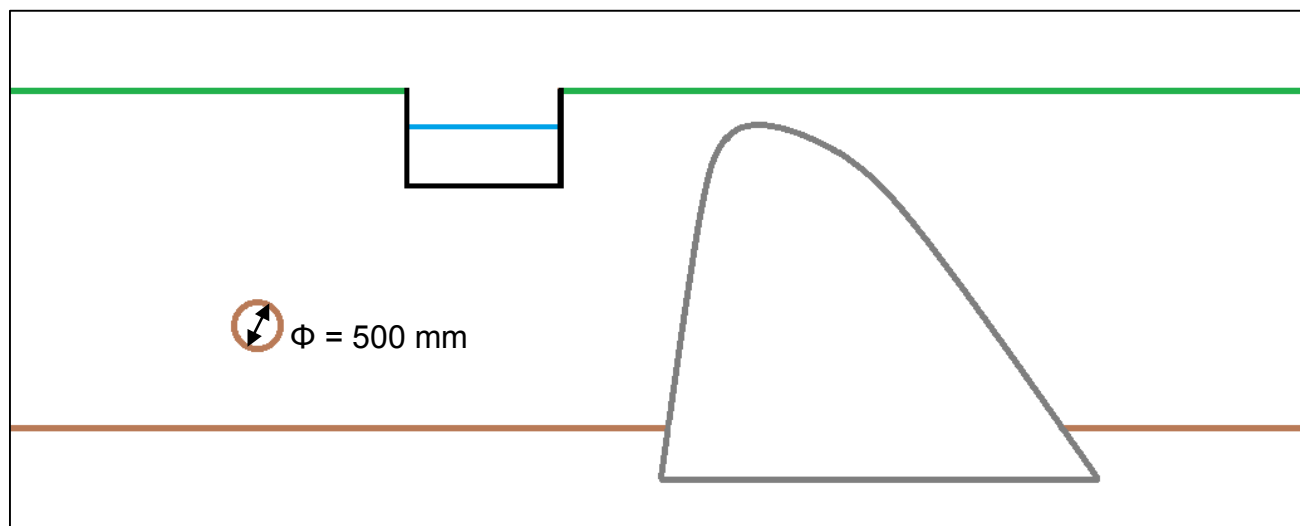


Figura L. Traslase Tera – Eria. Detalle de la llegada del trasvase y salida de agua por la acequia principal.

Plan de trabajo.

A continuación se adjunta el plan de trabajo de la construcción de la conducción de la tubería calculada. Se suponen 5 días de trabajo a la semana en dos turnos de 8 horas.

La duración total es de 450 días.

UNIDAD DE OBRA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Replanteo															
Apertura de zanja															
Rasante y lecho															
Transporte y acopio de tubos y anclajes															
Montaje de tubos, piezas y anclajes															
Relleno entre juntas y pruebas															
Obras de fábrica y relleno definitivo															
Prueba final															
Seguridad y salud															

Tabla XXIV. Plan de trabajo de ejecución de las tuberías.

5.2.1.2. Estación de bombeo.

Cálculos.

Se procede a determinar el **tipo de bomba** necesaria para salvar el desnivel que presenta la sierra de Carpurias entre el río Tera y el río Eria.

- Hay que bombear un caudal de 1,238 m³/s por una tubería de 1,30 m de diámetro. Con estos datos se calcula la **pendiente de la línea de energía**:

$$V = \frac{Q}{S} = 0,85 \cdot C \cdot Rh^{0,63} \cdot I^{0,54}$$

$$\frac{1,238 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \cdot \frac{1,30^2}{4} \text{ m}^2} = 0,85 \cdot 150 \cdot \left(\frac{1,30}{4}\right)^{0,63} \cdot (I)^{0,54}$$

$$I = 4,115 \cdot 10^{-4}$$

- Con la pendiente se calcula la **pérdida de carga**:

$$\text{Pérdida de carga} = I \cdot L = 0,0004115 \cdot 5500 = \mathbf{2,26 \text{ m}}$$

- Con estos datos se obtiene el **tipo de bomba**:

$$H_m = \text{Altura manométrica} = (800-717) + 2,26 = \mathbf{85,26 \text{ m}}$$

$$N_q = \text{Velocidad específica} = N \cdot \frac{\sqrt{Q}}{H^{3/4}} = 3000 \text{ rpm} \cdot \frac{\sqrt{1,238 \text{ m}^3/\text{s}}}{85,26^{3/4} \text{ m}^3} = \mathbf{119}$$

$$P = \text{Potencia de la bomba} = \frac{Q \left(\frac{\text{kg}}{\text{s}}\right) \cdot H_m(\text{m})}{\eta \cdot 75 \left(\text{kg} \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)/\text{CV}} = \frac{1238 \frac{\text{kg}}{\text{s}} \cdot 85,26 \text{ m}}{0,7 \cdot 75 \text{ kg} \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}}/\text{CV}} = \mathbf{2.010,5 \text{ CV}}$$

Utilizaremos una **bomba semiaxial**: $80 < n_q < 160$

5.2.1.3. Balsa de riego.

Cálculos.

Se procede a calcular las **dimensiones de la balsa de riego** para que sea capaz de almacenar el máximo volumen necesario en la vega de Morales del Rey en un día del mes de Julio que es el más exigente.

1. Se establece una altura de balsa de 2,5 metros, de los cuales solo se aprovechan 2 metros por los desagües:

$$\text{Volumen necesario} = 1,238 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 3600 \text{ s} \cdot 8 \text{ h} = 35.655 \text{ m}^3$$

$$\text{Altura de la balsa} = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{Altura aprovechable} = 2 \text{ m}$$

$$\text{Talud: } 3\text{H: } 2\text{V} \rightarrow \alpha = 56,3^\circ$$

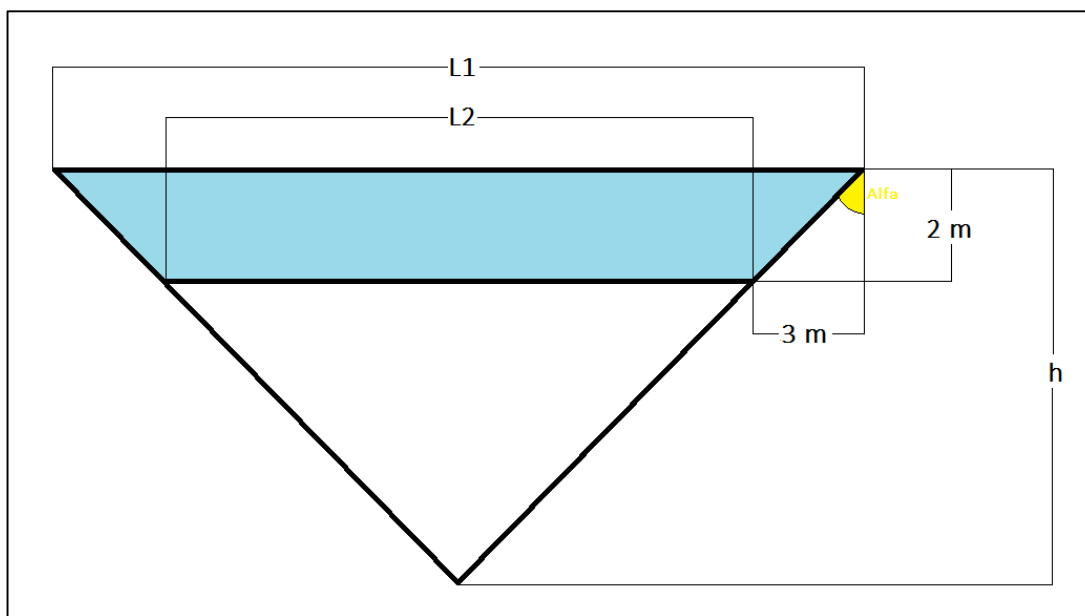


Figura LI. Características geométricas de la balsa de riego.

2. El volumen necesario sería el triángulo grande de altura h y base L_1 , menos el triángulo de altura $h - 2$ y base L_2 . Se deja la ecuación 1 en función de L_1 :

$$V = 35.655 \text{ m}^3 = V_1 - V_2 = \frac{L_1^2 \cdot h}{3} - \frac{L_2^2 \cdot (h-2)}{3} \quad (\text{I})$$

$$L_2 = 2 \cdot \left(\frac{L_1}{2} - 3 \right) \quad (\text{II})$$

$$h = \frac{L_1/2}{\text{tg}(56,3)} \quad (\text{III})$$

3. Y se obtienen los siguientes resultados:

$$L_1 = 136,5 \text{ m}$$

$$L_2 = 2 \cdot \left(\frac{136,5}{2} - 3 \right) = 130,5 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = \tan 56,3 = \frac{x}{0,5} \rightarrow x = 0,75 \text{ m}$$

$$L_3 = 2 \cdot \left(\frac{136,5}{2} - 3 \right) = 136,5 + 2 \cdot 0,75 = 138 \text{ m}$$

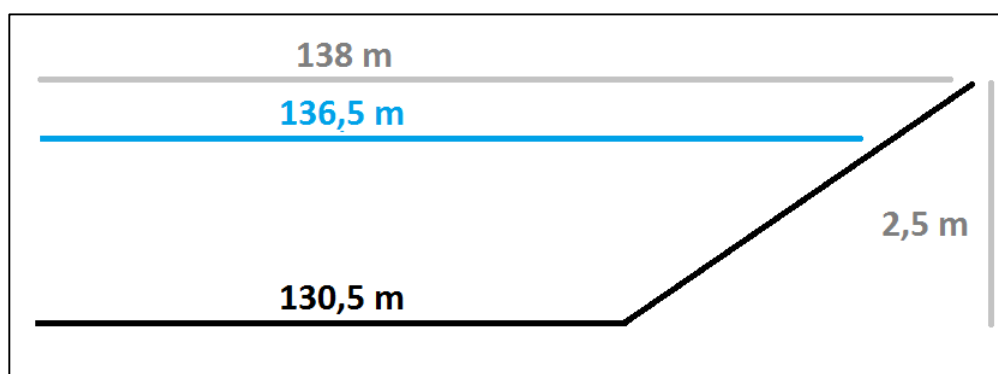


Figura LII. Dimensiones de la balsa de riego.

Hay que ser capaces de evacuar el caudal máximo de entrada a la balsa (1238 l/s) y la máxima lluvia diaria sobre la superficie de la balsa para un periodo de retorno de 500 años (Q_p), por los que se procede a calcular las **dimensiones de la tubería aliviadero**.

1. Se determina la máxima lluvia diaria con periodo de retorno de 500 años sobre la superficie de la balsa, para ello hay que utilizar el “**Mapa de las máximas precipitaciones diarias de la España peninsular**”.

P	C _v	Y _t	X _t = Y _t · P
Máxima precipitación diaria anual	Coficiente de variación	Cuantil regional	Cuantil local
36 mm/día	0,35	2,831	102 mm/día = 0,0012 mm/s

Tabla XXV. Máxima lluvia diaria en Morales del Rey.

$$Q_{\text{aliviadero}} = Q_e + Q_p = 1,238 \text{ m}^3/\text{s} + 0,0000012 \text{ m/s} \cdot (138 \text{ m})^2 = 1,26 \text{ m}^3/\text{s}$$

2. Se colocará un **aliviadero de sección circular**. Se asume una **velocidad de vertido de 1 m/s** para determinar el diámetro.

$$1,26 \text{ m}^3/\text{s} = \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} \text{ m}^2 \cdot 1 \text{ m/s}$$

$$\Phi = \text{Diámetro} = 1,266 \text{ m} \quad \Phi_{\text{Aliviadero}} = 1.270 \text{ mm}$$

Elementos de la balsa.**1. Dispositivo de entrada de agua.**

Mediante arqueta. La ventaja de este sistema es que se produce una disipación de energía a la salida del flujo (durante el llenado parcial) que reduce el riesgo de daño en el cuerpo de la balsa. Cuando hay un cierto volumen de agua en la balsa, este disipa la energía.

Esta arqueta será de planta cuadrada y paramentos verticales tal y como se aprecia en la figura LIII.

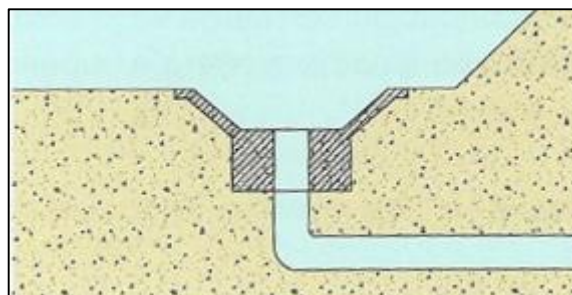


Figura LIII. Arqueta.

La coronación de la arqueta coincide con la rasante del fondo de la balsa, evitando así la caída de la lámina vertiente sobre la geomembrana del fondo. Esta disposición beneficia también la unión entre la geomembrana y el hormigón.

2. Aliviaderos.

El aliviadero tiene por finalidad evacuar los volúmenes de agua sobrantes hacia un cauce natural y evitar desbordamientos. El aliviadero debe ser capaz de evacuar el caudal máximo previsto de entrada en el vaso de la balsa (1,238 m³/s) más el aguacero más desfavorable cayendo sobre la superficie de la misma para un periodo de retorno de 500 años sin que se agote el resguardo.

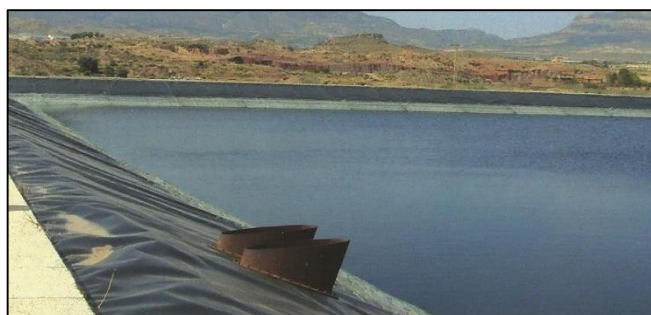


Figura LIV. Aliviaderos.

La salida del caudal por el aliviadero será libre (sin compuertas o elementos de regulación)

Se adoptarán aliviaderos en tubo. El sistema consiste en varios tubos de PVC con embocadura circular (diámetro superior a 60cm para evitar que sean taponadas)

3. Dispositivo de salida de agua.

Las tomas permiten la salida del agua de la balsa de acuerdo con el régimen de explotación establecido.

Detrás de la toma se situará la conducción que atravesará el dique de cierre en el interior de otra conducción de diámetro mayor o galería visitable en caso que el presupuesto lo permita, ya que permitirá detectar fugas y reparaciones instantáneas.

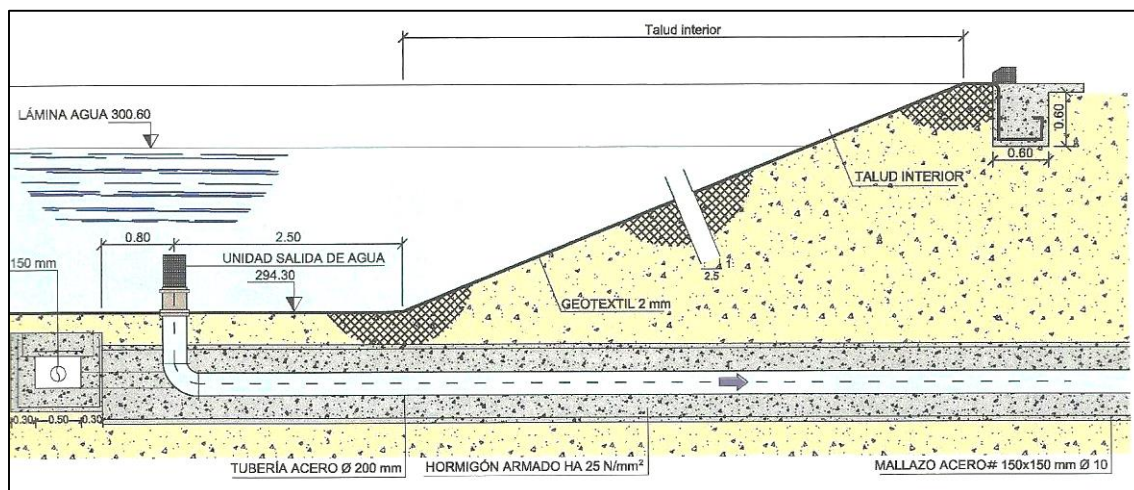


Figura LV. Dispositivo de salida de agua.

4. Toma fija en la solera.

Constan de un dispositivo de toma, de un conducto y de una serie de válvulas a lo largo del mismo para su apertura y cierre (por lo general dos en serie) con sus correspondientes elementos auxiliares.

Habría que tener en cuenta el punto de unión de la geomembrana con la toma, ya que es el punto débil de este sistema.

La toma se colocará en cota algo superior a la del fondo para evitar que entren sólidos (de forma que el volumen no utilizado de balsa sea inferior al 5% de la capacidad máxima de almacenamiento). Además se colocará una alcachofa (en caso de ser metálica se galvanizará o de acero inoxidable) que también evitará el paso de sólidos.

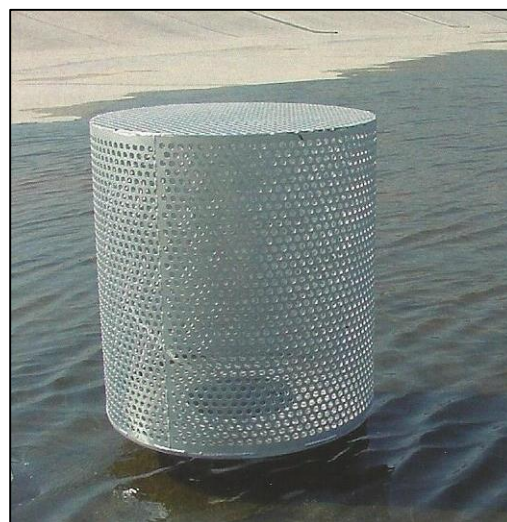


Figura LVI. Alcachofa.

Para garantizar la seguridad la conducción debe ser continua sin soldadura, tener suficiente espesor y estar protegida frente a corrosión.

5. Caseta de control.



Se construirá a la salida de la galería de servicio, y aquí se instalarán todas las válvulas de cierre y maniobra y dispositivos de control necesarios.

La ubicación de esta caseta será al pie del dique principal o en un lugar próximo aguas abajo de la balsa.

Figura LVII. Caseta de control.

La caseta debe estar bien ventilada para evitar la acumulación de humedad en su interior, para ello se colocaran ladrillos perforados enfrentados en los muros y ventanas que permitan el paso del aire y no de pájaros u otros animales mediante tela metálica.

La solera de la caseta deberá tener una inclinación del orden del 2% hacia un sumidero que permita evacuar las aguas producidas por piezas especiales (ventosas, drenajes de tubos, fallos de cierres...)

Dentro de la caseta se colocarán los dispositivos de control necesarios por cada tubería que llegue a la misma, tales como llaves de corte de emergencia, Venturi o ultrasonidos para controlar caudales, manómetros para controlar la presión, ventosas para evacuar el aire...

6. Elementos de cubierta.

Uno de los inconvenientes de las balsas es la pérdida por evaporación directa. Para minimizar estas pérdidas se recurre a elementos de cubierta que minimizan la acción de la radiación solar y viento sobre la superficie de agua de la balsa.

Las mallas de sombreado. Se crea una retícula cuadrangular sobre la balsa de 0,5 m de lado, mediante el empleo de cables de acero o cordones de nylon anclados en unos muros perimetrales o en estacas de acero hincadas sobre el talud. Sobre esta retícula se fija una malla que debe ser ligera y permeable al viento y a la lluvia con el fin de que los momentos transmitidos al muro perimetral o a las estacas no sean excesivos. La malla de sombreado más utilizada es la rafia negra de polietileno.

Además de reducir las pérdidas de agua por evaporación, las estructuras de sombreado permiten:

- Aumentar la calidad del agua embalsada en lo que se refiere a sólidos en suspensión, lo que implica menor necesidad de filtrado.
- Aumentar la calidad del agua porque disminuye el crecimiento de algas y ahorro en productos para su tratamiento.
- Menor temperatura del agua de riego.

Sin embargo presentan algunos inconvenientes:

- Fuertes lluvias o vientos pueden dañarla.
- No permite la inspección visual de la lámina.

Construcción.

A la hora de construir una balsa, todas las fases están relacionadas y es difícil solapar varias actividades, por lo que la duración de la obra es difícil de rebajar. A continuación aparecen algunas de las actividades básicas en la construcción.

1. Inicio de la obra.

El inicio de la obra incluye los trabajos de replanteo topográfico, instalaciones provisionales y caminos de acceso, así como la reposición de servicios afectados en caso necesario.

Antes del movimiento de tierras se debe realizar el replanteo de la obra con el estaquizado de la zona de desmonte y de apoyo del terraplén.

Para la comunicación de los diferentes tajos, las instalaciones provisionales de la obra, zona de acopios, y la red viaria general, es necesario disponer de un sistema de accesos y viales provisionales. Además se dispondrá de un acceso al vaso que por lo general es una rampa adosada al talud interior.

2. Movimiento de tierras.

A la hora de llevar a cabo el movimiento de tierras se tendrá en cuenta el relieve de la zona en cuestión para compensar el volumen de tierra excavado en los desmontes con el volumen de tierra de los terraplenes.

Desbroce y saneo del terreno. Afecta a una capa de entre 15 y 30 cm y consiste en eliminar el manto de materia orgánica, hierbas y raíces. Esta tierra vegetal se debe acopiar para su aprovechamiento en la regeneración de taludes exteriores o la zona afectada temporalmente por las obras.

Excavaciones y desmontes. Para excavar suelos blandos, y tierra vegetal se puede utilizar retroexcavadoras y dúmpers. Con una retroexcavadora y dos peones, en terrenos sueltos, los rendimientos de excavación son superiores a 200 m³/h.

3. Formación de terraplenes para los diques de cierre.

El dique de cierre se construirá extendiendo capas (tongadas) horizontales (nunca de forma inclinada), que posteriormente se compactará hasta alcanzar los requisitos de densidad establecidos previamente.

La primera aproximación al talud teórico del terraplén se puede realizar con un bulldozer. Después de pasar la niveladora o la retro, se procede a compactar los taludes para el perfecto acabado, sin materiales sueltos o punzantes, para que se pueda recibir sin problemas el geotextil y la lámina en su caso.

Posteriormente se nivela el fondo. La pendiente irá en la dirección de la salida de los drenajes y deberá ser como mínimo del 0,4%. Los taludes exteriores se perfilarán con retroexcavadora, con bulldozer o con niveladora, en función de la inclinación del perfil.

4. Coronación.

Una vez llegados a la coronación, esta se nivela, dando una mínima pendiente hacia el exterior para permitir el drenaje superficial. Sobre la coronación de la balsa se colocará un camino para inspecciones y circulación alrededor de la balsa.

5. Drenajes.

Vamos a realizar la impermeabilización con geomembrana, por lo que debajo de la misma habrá que colocar un material drenante que puede consistir en una capa de gravilla entre 25 y 40 cm de espesor, y una red de drenaje que recoja las posibles fugas.

La red de drenaje se construye antes de colocar la impermeabilización. Las líneas de la red de drenaje se disponen de forma perimetral al pie del talud interior, y en espina de pez en el fondo del vaso.

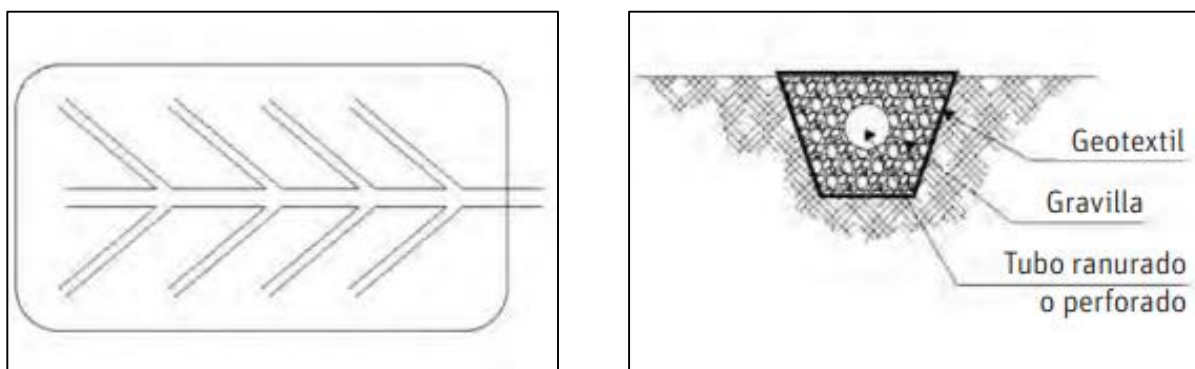


Figura LVIII. Red de drenaje.

5. Impermeabilización de taludes interiores.

La instalación del geotextil debe iniciarse por los taludes, de arriba hacia abajo y mediante desenrollado. La unión de piezas se realizará por calentamiento.

Encima del geotextil se extiende la lámina, que se suelda dependiendo del material de distinto modo. Las uniones entre paños deben coincidir en los taludes laterales con las líneas de máxima pendiente.

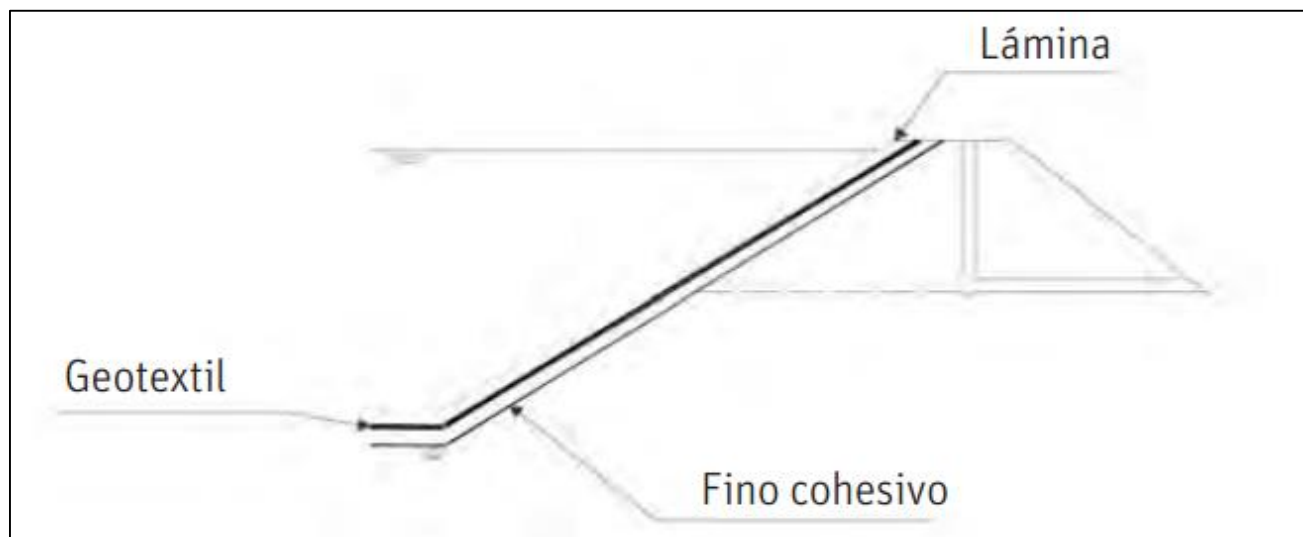


Figura LIX. Disposición del geotextil.

7. Protección del talud exterior.

Es una de las últimas fases de la obra. Se realizará con hidrosiembra (preferiblemente en meses húmedos) con especies vegetales autóctonas.

8. Dispositivos de entrada y salida de agua.

Conducciones de agua. Las conducciones en carga de las obras de entrada y salida de agua tienen que atravesar el dique de cierre, por lo que deben replantearse y construirse lo antes posible, antes de comenzar los terraplenes. Las conducciones irán en zanja excavada bajo el terraplén y posteriormente hormigonadas. Se dispondrá además de una capa drenante que envuelva al conjunto, con salida al exterior para detectar filtraciones.

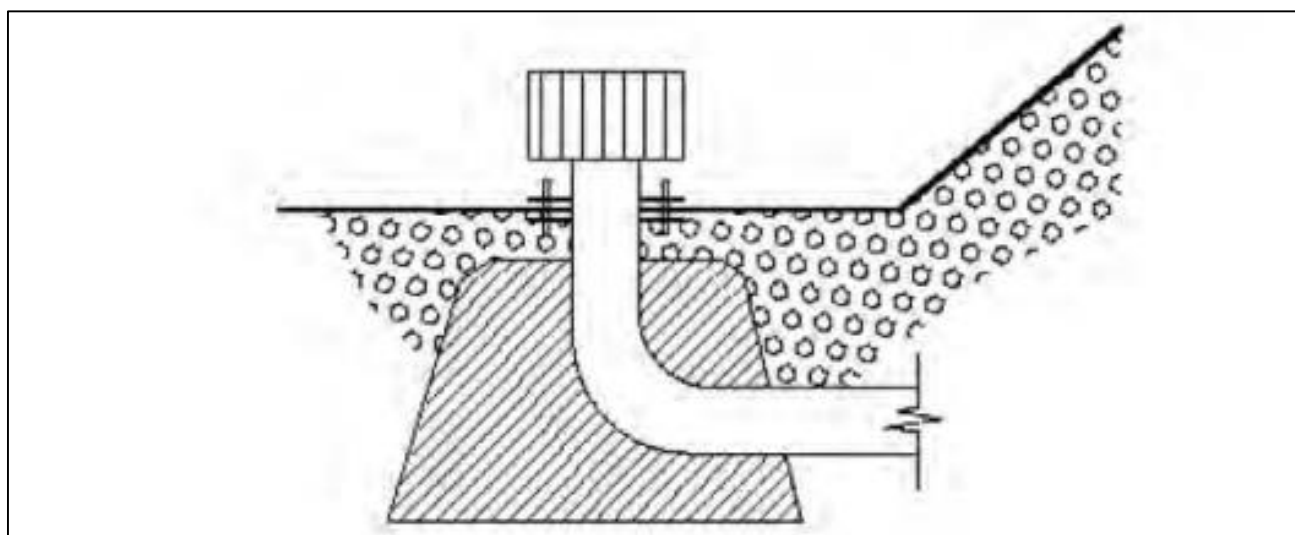


Figura LX. Dispositivos de entrada y salida de agua.

Válvulas y conexiones de tuberías. Las conducciones tanto de entrada como de salida de agua dispondrán de válvulas de cierre y/o regulación del caudal. Dichas válvulas se colocarán con carretes de montaje para que durante la vida útil de la balsa se puedan desmontar para labores de mantenimiento o reparación de las mismas.

Aliviaderos. Se construyen una vez terminado el dique de cierre. La entrada al aliviadero como ya se ha especificado es mediante tubos de PVC. El aliviadero continúa por el talud exterior con un canal de hormigón, que termina en un elemento de disipación de energía.

Otras obras de fábrica y albañilería. Arquetas de entrada y salida de las conducciones, las casetas para las válvulas, etc. En este caso se precisa de volúmenes de hormigón reducidos y por lo tanto no se instalará una planta de hormigón, sino que se trae de alguna planta existente en la zona.

Para la puesta en obra del hormigón se utilizará una bomba automóvil y el extendido y vibrado será manual. Con un equipo de trabajo formado por 1 capataz, 4 ayudantes y 4 peones, el rendimiento de colocación del hormigón es aproximadamente de 15 a 25 m³/h.

9. Plan de trabajo.

A continuación se adjunta el plan de trabajo de la construcción de la balsa. Se suponen 5 días de trabajo a la semana en dos turnos de 8 horas.

La duración total es de 126 días.

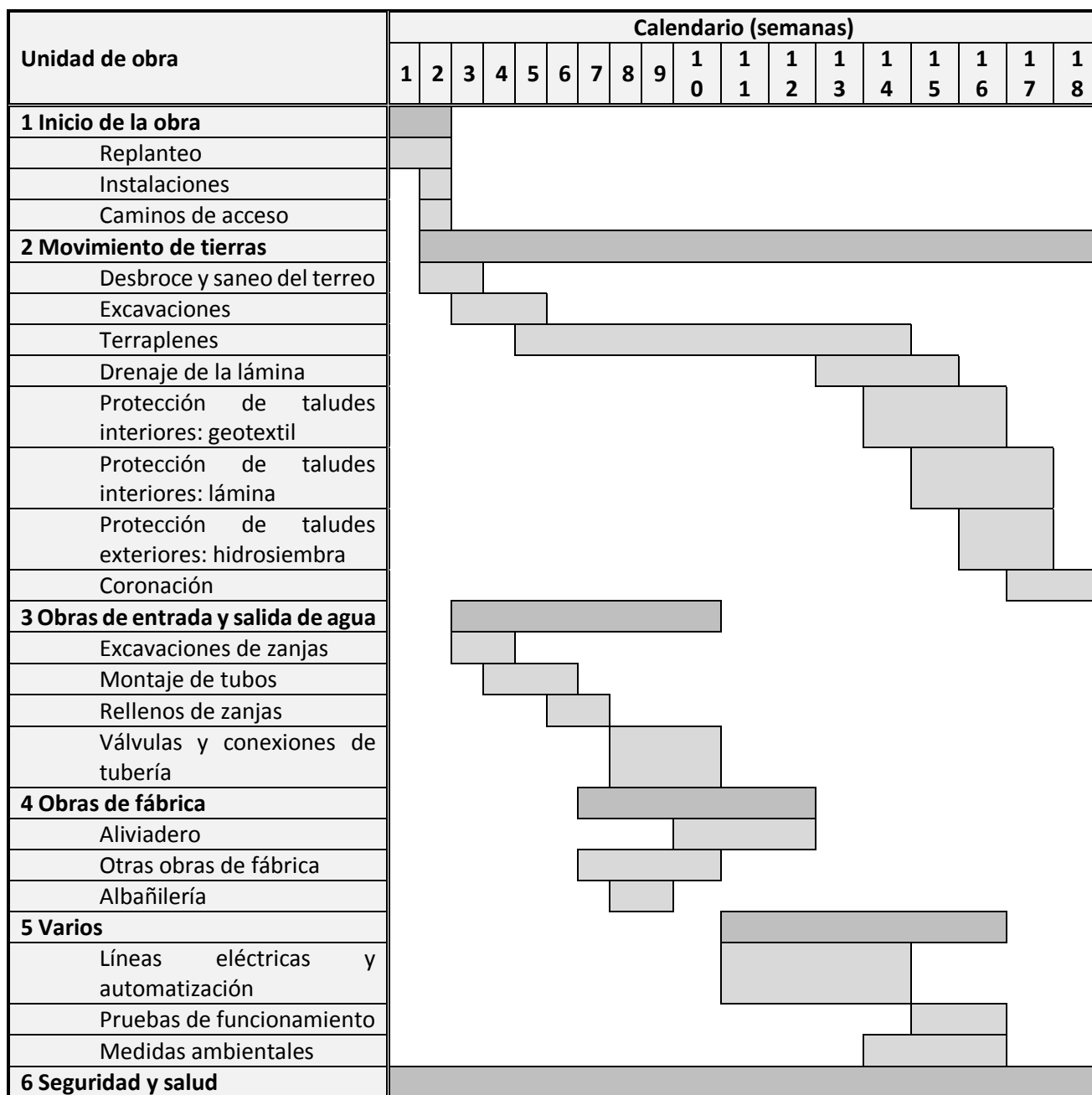


Tabla XXVI. Plan de obra de la balsa de riego.

5.2.1.4. Azud de los Linos y compuertas.

Igual que en el apartado “5.1.1.2. Azud de los Linos y compuertas”.

5.2.2. Impacto ambiental

La alternativa 2 afecta al LIC Rieras del Tera, y por tanto a un buen número de especies recogidas por la **directiva 92/43/CEE**. Si bien no es necesario construir un azud en el río Tera porque ya existe para abastecimiento de la ETAP de Benavente y los Valles, habrá que talar especies del bosque ripario y por tanto el hábitat de muchas especies (ver apartado “6.2.2. LIC Riberas del río Tera y afluentes”)

Al igual que en la alternativa 1, **reconstruir el azud de los Linos no supone un impacto añadido** a la fauna del río Eria, ya que este azud existe en la actualidad.

Entre el río Tera y el río Eria, la tubería discurre por la Sierra de Carpurias, una zona con elevado valor natural y escasamente antropizada (bosque de encina, y roble). Cualquier actuación que se haga en esta zona supondrá un **fuerte impacto negativo** añadido sobre el medio ambiente.

5.2.3. Ventajas e inconvenientes

	Inconvenientes	Ventajas
Trazado	Limpieza, desbroce y deforestación en la Sierra de Carpurias. Hay que atravesar dos carreteras, una autovía y el arroyo de la Almucera. 11.000 m.	El río Tera tiene una mayor regulación, y por tanto en los meses de demanda se tiene una garantía mayor del caudal de riego . No hay que expropiar parcelas de labor agrícola durante el verano (el nivel freático no afecta)
Durante la ejecución de las obras	La Sierra de Carpurias no se ve afectada por el nivel freático (no es necesario bombear) sin embargo en el río Tera (muy regulado) se va a tener que bombear durante la ejecución de las obras.	
Durante el funcionamiento del trasvase	Necesidad de bombeo y balsa de riego. Gasto energético asociado al bombeo.	
Ambiental	Afecta al LIC Riberas del Tera y afluentes. Afecta a la Sierra de Carpurias.	

Tabla XXVII. Ventajas e inconvenientes de la alternativa 2.

5.3. Presa del Cobanayo

La presa del Cobanayo se proyectó con una capacidad de 62 hm³ y tenía como finalidad solucionar el problema del regadío en todos los municipios ribereños del Eria y en particular de Morales del Rey.

Esta presa no se llegó a ejecutar por problemas ambientales, sin embargo la ubicación era óptima porque el embalse no inundaba ningún pueblo y se garantizaba la impermeabilidad del vaso al tratarse de una zona de pizarras.

Analizar esta alternativa no es objeto de este estudio porque su proyecto ya ha sido realizado y no se ha ejecutado.

5.4. Presupuesto

Este estudio no tiene el nivel de detalle suficiente como para determinar un presupuesto definitivo, por lo que se adjunta un presupuesto aproximado de cada alternativa obtenido de la comparación con obras similares.

Una vez que se tome la decisión de elegir una u otra alternativa, y se lleve a cabo el proyecto constructivo habrá que analizar este apartado.

5.4.1. Presupuesto alternativa 1

Unidad de obra				Precio
Azud de los Linos	m³ unitarios	m³ totales	Precio por m³ de azud	
2	313,6 m³	627,2 m³	556,51 €	349.043,07 €
Tubería del trasvase	Diámetro	m de longitud	Precio por m de tubería	
1	1.200 mm	2.238 m	108,30 €	242.375,4 €
Compuertas tipo Miller			Precio unitario	
2			13.755,18 €	27.510,36 €
				618.928,83 €

Tabla XXVIII. Presupuesto de la alternativa 1.

5.4.2. Presupuesto alternativa 2

Unidad de obra				Precio
Azud de los Linos	m³ unitarios	m³ totales	Precio por m³ de azud	
2	313,6 m³	627,2 m³	556,51 €	349.043,07 €
Tubería del trasvase	Diámetro	m de longitud	Precio por m de tubería	
Tramo 1	1.300 mm	5.500 m	121,45 €	667.975,00 €
Tubería del trasvase	Diámetro	m de longitud	Precio por m de tubería	
Tramo 2	500 mm	5.500 m	59,83 €	329.065,00 €
Compuertas tipo Miller			Precio unitario	
2			13.755,18 €	27.510,36 €
Balsa de riego	Capacidad		Precio m³ embalsado	
1	35.655 m³		27,13 €	967.320,15 €
Caseta de bombeo				
1				80.988,50 €
				2.421.902,41 €

Tabla XXIX. Presupuesto de la alternativa 2.

5.5. Conclusión y análisis comparativo de las alternativas

Al comienzo de este trabajo se ha visto la problemática que supone la escasez de recursos hídricos para la agricultura y para el municipio de Morales del Rey. Disponer del agua o no disponerla marca grandes diferencias en la cosecha, y por tanto grandes diferencias en el beneficio económico del agricultor.

Garantizar el agua para los cultivos en los últimos riegos del verano podría asegurar la agricultura como un medio de vida atractivo para la población local, contribuyendo al desarrollo del municipio y luchando contra el éxodo hacia las ciudades.

La alternativa 3 se ha descartado por las razones ya mencionadas, y por lo tanto no se ha desarrollado. En este apartado se procederá a comparar las alternativas 1 y 2.

Criterio 1: Análisis del coste. La alternativa 1 es la mejor solución. La longitud de tubería en la alternativa 1 es considerablemente menor a la de la tubería 2, y además como esta alternativa carece de bombeo y balsa de riego, se reducen los costes de ejecución y explotación.

Criterio 2: Análisis del impacto ambiental. La alternativa 1 es la mejor solución. Se ha visto que en el LIC Riberas del Tera y afluentes hay presencia de un mayor número de especies recogidas por la **directiva 92/43/CEE**, sobre Conservación de los Hábitats Naturales y de la Fauna y Flora Silvestres que en el LIC Riberas del Órbigo y afluentes.

Criterio 3: Análisis de garantía de caudales. La alternativa 2 es la mejor solución. Sería difícil conseguir el derecho de los 3,65 hm³ anuales de la alternativa 1 porque aguas abajo de la captación planteada hay una gran superficie agrícola regada por las aguas del río Órbigo, que ve su caudal bastante reducido en los meses de verano (ver apartado “6.3.2. Estación de aforos N° 145”). Este inconveniente de la alternativa 1 es la ventaja de la alternativa 2 en la que a pesar de los elevados gastos de ejecución y explotación, la garantía de caudal es mayor (elevada regulación del río Tera) con un caudal medio en el mes de agosto de 10 m³/s.

Criterio 4: Análisis del tiempo de ejecución. La alternativa 1 es la mejor solución. Si se ejecutan todas las obras de la alternativa 2 a la vez, se finalizarían las obras al cabo de 15 meses, mientras que en el caso de la alternativa 1 se finalizarían al cabo de 4 meses.

Como conclusión se obtiene que si se consigue el derecho de 3,74 hm³ del río Órbigo, se ejecutaría la alternativa 1 cuyo coste, impacto ambiental y tiempo de ejecución resultan inferiores a la alternativa 2.

6. Anejos

6.1. Anejo de geología

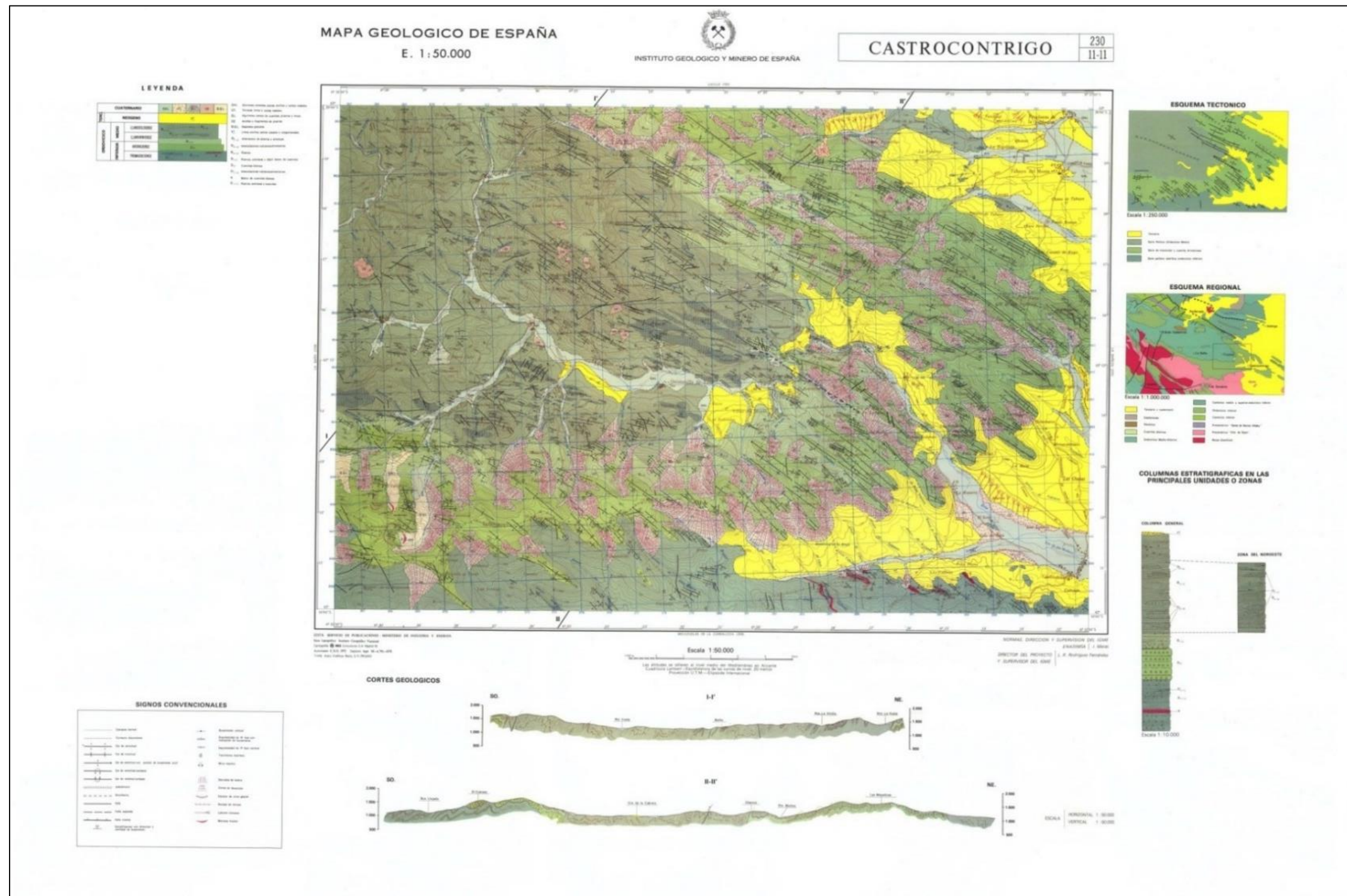


Figura LXI. Hoja 230. Castrocontrigo.

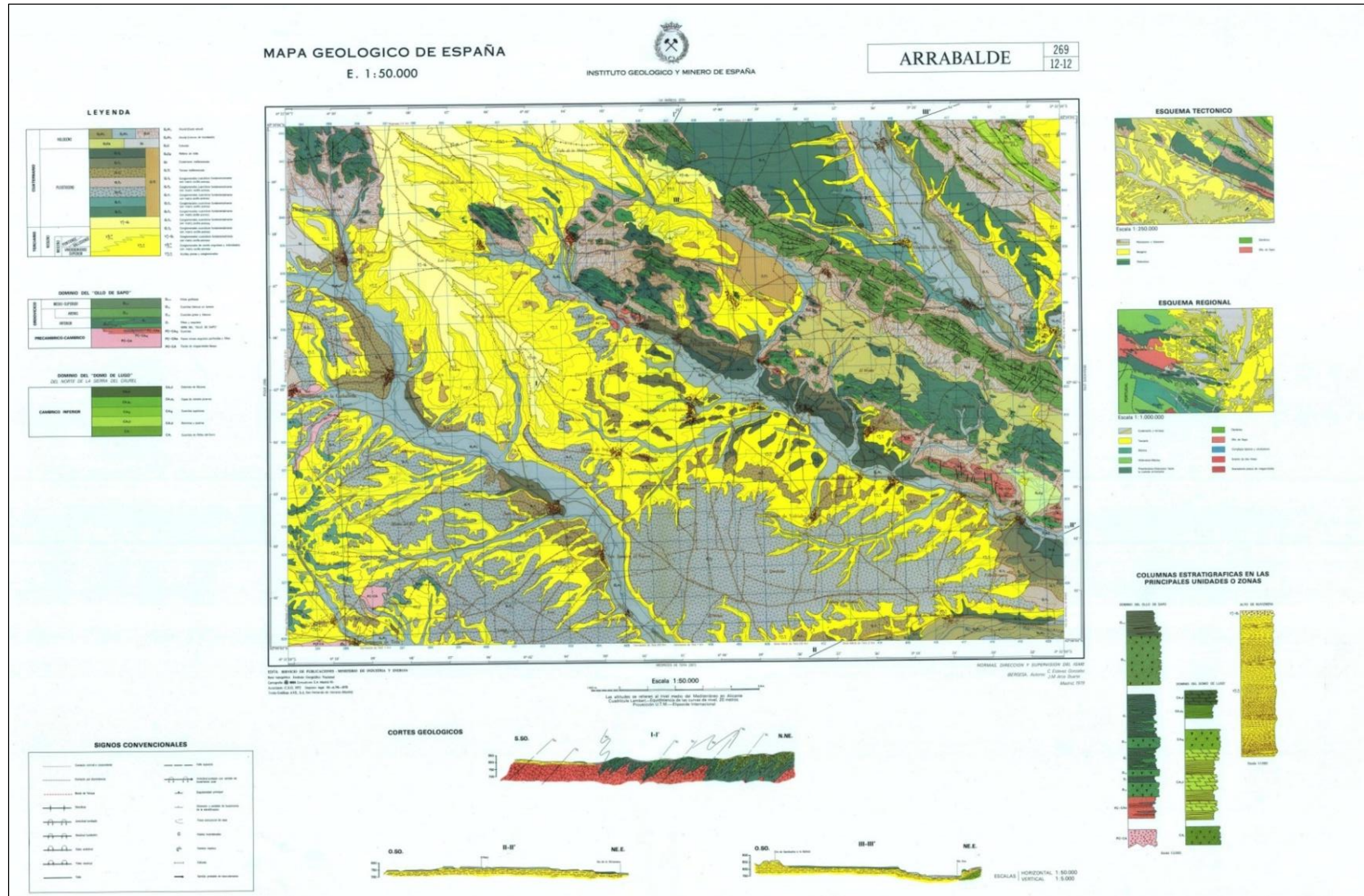


Figura LXII. Hoja 269. Arrabalde.

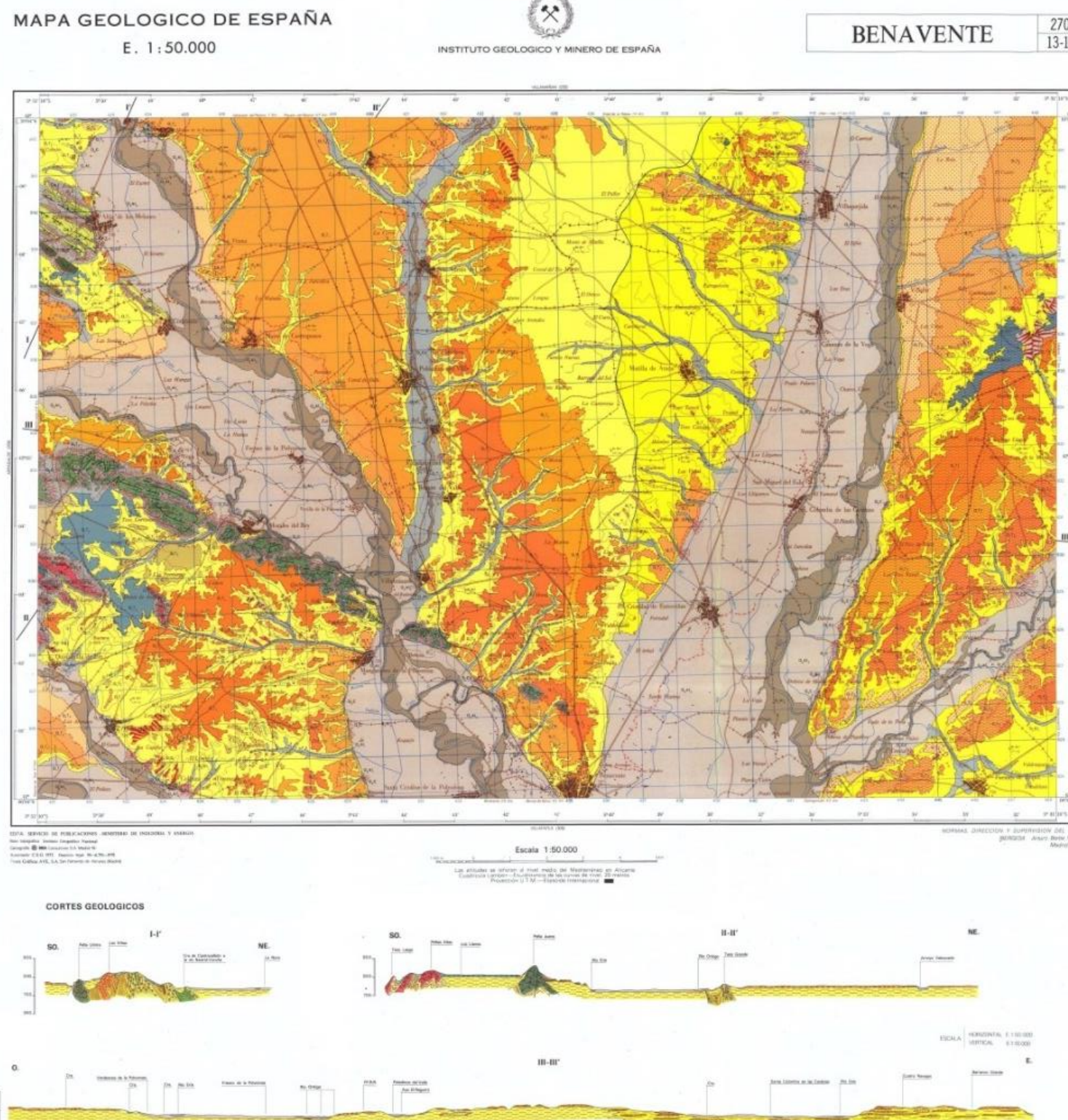


Figura LXIII. Hoja 270. Benavente.

6.2. Anejo de flora y fauna

La **directiva 92/43/CEE**, sobre Conservación de los Hábitats Naturales y de la Fauna y Flora Silvestres, traspuesta al ordenamiento jurídico español por el R.D. 1997/1995, propone en su artículo 3 la creación de una red ecológica europea de zonas de especial conservación, denominada **RED NATURA 2000**. El objetivo de esta Red es contribuir al mantenimiento de la diversidad biológica mediante la conservación de los hábitats naturales y de las especies de fauna y flora silvestres consideradas de interés comunitario.

En este anejo se presentan las especies que recoge dicha directiva y que se encuentran presentes en los LIC que se han visto en el apartado “2.6. Flora y fauna” de las alternativas 1 y 2.

6.2.1. LIC Riberas del río Órbigo y afluentes

Mamíferos	Lutra lutra (Nutria europea) Galemys pyrenaicus (Desmán ibérico, desmán de los pirineos o almizclera)
Peces	Rutilus arcasii (Bermejuela) Chondrostoma polylepis (Boga de río)

Tabla XXIX. Especies que aparecen en la directiva 92/43/CEE.

6.2.2. LIC Riberas del río Tera y afluentes

Mamíferos	Lutra lutra (Nutria europea) Galemys pyrenaicus (Desmán ibérico, desmán de los pirineos o almizclera) Myotis emarginatus (Murciélago ratonero pardo)	
Peces	Rutilus arcasii (Bermejuela) Rutilus alburnoides Rutilus lemmingii (Pardilla) Chondrostoma polylepis (Boga de río)	
Anfibios reptiles	y	Discoglossus galganoi (Sapillo pintojo ibérico)
Invertebrados	Margaritifera margaritifera (ostra perlífera) Unio crassus Euphydryas aurinia (doncella de ondas) Lucanus cervus (Ciervo volante)	
Plantas	Veronica micrantha Festuca elegans (Cañuela elegante) Narcissus asturiensis (Narciso de Asturias) Narcissus pseudonarcissus nobilis Eryngium viviparum Dianthus langedanus Erysimum linifolium	Hispidella hispanica (Asperilla) Nepeta coerulea Paradisea lusitánica Salsola soda Scrophularia herminii Thymelaea coridifolia

Tabla XXX. Especies que aparecen en la directiva 92/43/CEE.

6.3. Anejo de datos de caudales

6.3.1. Estación de aforos Nº 82 Morales del Rey

RESUMEN HISTÓRICO DE DATOS

ESTACIÓN DE AFOROS Nº: 82

Río: ERIA

En: MORALES DE REY

Clasificación decimal: 02-01-34-06-08

Superficie cuenca estación: 650 Km²

UTM X: 271646 UTM Y: 4660092

AÑOS	DATOS ANUALES			APORTACIONES MENSUALES EN Hm³												CAUDALES MÁXIMOS ANUALES					
	PREC	APORTACIÓN		OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	Q _c	Fecha		Q _{cl}	Fecha	
	mm.	mm.	Hm³													m³/s	mes	día	m³/s	mes	día
1985-86	540	171	111,2	0,40	2,24	6,75	12,59	28,43	24,54	16,04	14,98	2,79	0,36	0,35	1,71	32,7	2	26	35,4	2	17
1986-87	700	217	141,3	2,83	11,06	8,89	17,86	30,90	20,79	25,24	14,95	4,08	1,25	0,32	3,15	47,9	1	29	80,2	11	15
1987-88	800	531	345,3	35,51	22,85	57,28	60,76	54,42	12,82	16,99	37,38	28,37	16,82	1,76	0,36	98,5	10	16	114,4	10	16
1988-89	400	178	115,9	6,77	12,99	9,07	6,21	5,24	11,60	25,77	21,40	15,84	0,97	0,06	0,03	16,7	4	26	18,1	4	25
1989-90	900	488	317,5	0,06	41,95	136,34	45,65	43,50	16,74	16,40	10,07	6,04	0,67	0,04	0,05	106,2	12	21	138,8	12	17
1990-91	-	267	173,8	5,81	15,87	7,31	20,65	9,73	69,82	24,58	12,76	7,04	0,18	0,06	0,04	84,9	3	6	95,7	3	6
1991-92	-	92	60,0	0,49	6,25	5,54	10,04	4,51	3,43	14,60	5,22	9,24	0,65	0,06	0,03	26,6	1	9	69,5	1	9
1992-93	-	-	-	0,01	0,69	10,13	6,00	3,39	4,35	5,05	28,65	18,34	-	-	-	-	-	-	58,2	5	28
1993-94	-	316	205,1	36,18	20,52	13,56	29,81	18,02	23,75	11,66	34,12	17,38	0,15	0,00	0,00	95,1	10	17	112,8	10	17
1994-95	-	107	69,3	0,00	9,18	6,06	14,74	13,50	15,13	4,77	5,05	0,63	0,22	0,00	0,00	18,8	11	9	40,7	1	20
1995-96	-	590	383,3	0,00	11,39	44,25	140,95	69,54	33,61	33,46	34,31	13,96	1,82	0,00	0,00	78,0	1	9	82,8	1	9
1996-97	-	305	198,5	5,15	9,38	42,67	39,60	26,69	17,12	11,00	11,47	25,59	7,46	0,51	1,89	52,2	12	22	66,5	12	21
1997-98	-	325	211,6	11,44	34,92	34,20	38,16	20,52	15,64	25,07	17,88	11,70	2,03	0,00	0,00	46,4	11	26	71,3	1	13
1998-99	-	121	78,7	1,98	3,39	4,02	7,68	5,55	15,37	10,25	22,00	7,30	0,00	0,00	1,17	20,7	3	12	42,5	3	11
1999-00	-	221	143,7	16,81	16,40	9,80	10,52	9,51	6,67	28,00	36,25	9,74	0,00	0,00	0,00	38,8	10	24	63,3	10	24
2000-01	-	688	447,2	0,00	9,43	87,37	108,87	74,66	111,72	33,87	19,37	1,92	0,01	0,00	0,00	86,4	2	7	91,2	2	7
2001-02	-	91,4	59,4	3,09	1,43	1,04	8,91	12,42	19,83	9,02	2,50	0,96	0,00	0,00	0,22	16,3	3	16	18,4	3	16
2002-03	-	434	282,1	9,24	21,66	67,51	57,21	30,27	32,10	39,48	21,99	2,25	0,43	0,00	0,00	87,0	12	27	88,3	12	27
2003-04	-	185	120,4	6,63	26,27	33,63	16,22	10,04	9,34	10,28	6,41	1,53	0,00	0,00	0,00	51,6	11	23	62,2	11	23
2004-05	-	96,5	62,7	9,77	9,61	10,13	7,16	4,18	6,15	12,23	3,49	0,02	0,00	0,00	0,00	28,2	10	21	45,9	10	21
2005-06	-	120	78,1	0,62	3,53	7,57	4,58	4,22	30,09	18,60	7,96	0,97	0,00	0,00	0,00	39,7	3	24	65,1	3	24
2006-07	-	344	223,8	47,41	54,69	34,82	13,71	15,87	16,61	9,10	17,84	11,48	2,07	0,08	0,08	244,0	10	26	324,0	10	26

VALORES

MEDIOS:	716	306	198,7	6,69	15,56	25,35	29,16	27,53	27,48	21,98	20,97	11,96	2,96	0,47	1,17	56,1	-	-	76,1	-	-
MÁX.:	1.087	760	493,8	47,41	70,73	136,34	140,95	127,21	127,07	71,34	83,33	69,14	25,71	5,06	16,73	244,0	-	-	324,0	-	-
MÍN.:	400	69	44,8	0,00	0,69	1,04	1,72	1,14	3,43	3,27	2,12	0,02	0,00	0,00	0,00	13,7	-	-	16,4	-	-
CAUDAL MEDIO (m ³ /s)	6,30	2,50	6,00	9,47	10,89	11,38	10,26	8,48	7,83	4,61	1,10	0,18	0,45								

Tabla XXXI. Resumen histórico de datos de caudales de la estación de aforo de Morales del Rey.

CAUDALES CLASIFICADOS

ESTACIÓN DE AFOROS N°: 82

Río: ERIA

En: MORALES DE REY

Clasificación decimal: 02-01-34-06-08

Superficie cuenca estación: 650 Km²

UTM X: 271646 UTM Y: 4660092

Años	Q Caudal Medio (Módulo)	Q _{CI} Caudal Máximo Instantáneo	Q _C Caudal Máximo medias diarias	Q _{MC} Caudal Máximo característico	Q ₃₀ Caudal superado días	Q ₆₀ Caudal superado días	Q ₉₀ Caudal superado días	Q ₁₂₀ Caudal superado días	Q ₁₅₀ Caudal superado días	Q ₁₈₀ Caudal superado días	Q ₂₁₀ Caudal superado días	Q ₂₄₀ Caudal superado días	Q ₂₇₀ Caudal superado días	Q ₃₀₀ Caudal superado días	Q ₃₃₀ Caudal superado días	Q _{ME} Caudal mínimo característico	Q _E Caudal mínimo medias diarias
1981-82	3,70	98,44	75,76	17,40	10,20	6,55	4,72	3,55	2,95	2,10	1,06	0,500	0,400	0,120	0,110	0,110	0,080
1982-83	5,20	95,32	59,70	23,61	14,60	10,20	7,01	5,23	3,87	2,65	2,10	1,600	1,130	0,170	0,150	0,130	0,130
1983-84	4,60	48,46	33,14	16,44	10,20	8,95	7,70	5,86	4,89	3,87	3,10	1,800	0,160	0,140	0,130	0,120	0,110
1984-85	10,20	124,80	95,32	52,06	23,24	15,50	12,54	10,98	9,95	8,45	6,78	3,870	1,060	0,170	0,150	0,130	0,120
1985-86	3,50	35,36	32,72	15,20	7,95	6,55	5,86	4,38	3,25	1,40	1,06	0,320	0,150	0,140	0,130	0,120	0,110
1986-87	4,48	80,16	47,88	17,72	12,02	8,70	7,01	5,23	3,40	2,50	2,00	1,130	0,640	0,250	0,120	0,110	0,100
1987-88	10,92	114,37	98,46	43,76	25,41	17,62	13,99	11,52	11,27	8,19	6,53	4,870	4,070	2,310	0,330	0,040	0,020
1988-89	3,68	18,14	16,68	12,80	9,87	6,54	5,11	4,11	3,67	3,24	2,44	2,070	0,670	0,060	0,010	0,010	0,000
1989-90	10,07	138,85	106,20	70,06	32,30	17,55	11,07	6,73	5,28	3,82	2,44	0,930	0,050	0,020	0,020	0,010	0,010
1990-91	5,51	95,69	84,90	34,38	13,33	8,12	5,96	4,60	4,11	3,67	2,80	2,190	0,070	0,030	0,020	0,010	0,010
1991-92	1,90	69,48	26,56	6,93	4,76	3,53	2,56	2,07	1,83	1,71	1,42	0,720	0,060	0,020	0,010	0,000	0,000
1992-93	-	58,22	38,66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1993-94	6,50	112,78	95,09	27,25	13,87	9,54	8,08	6,94	6,29	5,65	4,66	3,420	0,670	0,000	0,000	0,000	0,000
1994-95	2,20	40,74	18,80	7,84	6,29	5,06	3,42	2,47	2,04	1,64	0,85	0,100	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1995-96	12,12	82,79	77,95	58,72	43,32	24,40	14,02	11,20	9,94	6,90	4,57	1,090	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1996-97	6,30	66,51	52,24	25,41	14,68	10,57	8,30	6,50	5,33	4,00	3,63	3,070	2,890	1,090	0,160	0,000	0,000
1997-98	6,71	71,29	46,42	18,23	14,60	11,61	9,98	8,99	7,45	6,52	5,61	4,550	1,390	0,000	0,000	0,000	0,000
1998-99	2,50	42,49	20,72	9,62	6,91	4,55	3,51	2,67	2,34	1,69	1,37	1,050	0,590	0,000	0,000	0,000	0,000
1999-00	4,54	63,29	38,79	17,86	13,58	8,63	5,62	4,20	4,03	3,51	3,17	2,180	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2000-01	14,20	91,20	86,40	70,10	43,30	31,70	22,20	15,10	9,19	6,06	1,21	0,003	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2001-02	1,88	18,40	16,30	11,80	6,76	3,51	1,91	1,19	0,77	0,51	0,40	0,242	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2002-03	8,95	88,30	87,00	39,10	20,20	15,20	12,40	10,80	9,34	8,27	3,28	0,620	0,192	0,000	0,000	0,000	0,000
2003-04	3,81	62,20	51,60	15,60	8,52	6,21	5,10	3,91	3,54	3,00	2,29	1,020	0,002	0,001	0,001	0,001	0,000
2004-05	1,99	45,90	28,20	7,25	5,32	3,72	3,08	2,52	1,88	1,56	0,89	0,004	0,001	0,001	0,001	0,001	0,000
2005-06	2,48	65,10	39,70	13,30	6,82	4,91	2,39	1,82	1,61	1,24	0,73	0,013	0,001	0,001	0,001	0,001	0,000
2006-07	7,10	324,00	244,00	28,10	13,30	8,75	7,67	6,26	5,36	4,59	3,89	2,960	0,638	0,043	0,006	0,000	0,000

VALORES

MEDIOS:	6,11	80,51	58,55	27,60	16,86	11,29	8,16	6,09	4,98	3,95	2,85	1,704	0,731	0,206	0,072	0,053	0,045
MÁX.:	14,20	324,00	244,00	80,16	43,32	31,70	22,20	15,10	11,27	8,45	6,78	4,870	4,070	2,310	0,330	0,190	0,180
MÍN.:	1,80	16,44	13,70	6,93	4,76	3,51	1,70	1,06	0,71	0,51	0,40	0,003	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Tabla XXXII. Caudales clasificados de la estación de aforo de Morales del Rey.

6.3.2. Estación de aforos Nº 145 Manganeses de la Polvorosa

RESUMEN HISTÓRICO DE DATOS

ESTACIÓN DE AFOROS Nº: 145
Río: ÓRBIGO
En: MANGANESES DE LA POLVOROSA

Clasificación decimal: 02-01-34-06
Superficie cuenca estación: 4.959 Km²
UTM X: 273300 UTM Y: 4657790

AÑOS	DATOS ANUALES			APORTACIONES MENSUALES EN Hm ³												CAUDALES MÁXIMOS ANUALES					
	PREC	APORTACIÓN		OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	Q _c		Q _{cl}		Fecha	
	mm.	mm.	Hm ³													m ³ /s	mes	dia	m ³ /s	mes	dia
1975-76	501	64	315	7,48	12,65	20,61	10,02	38,77	52,09	64,74	39,75	21,67	20,92	13,90	12,77	46,7	4	5	46,7	4	4
1976-77	599	218	1.080	22,85	56,04	109,86	133,19	326,39	140,73	37,71	40,78	123,72	33,72	32,08	22,47	217,4	2	11	245,8	2	11
1977-78	722	334	1.656	28,41	27,16	237,12	148,72	442,49	423,60	100,03	134,54	57,85	23,83	18,26	13,93	549,9	3	1	584,7	3	1
1978-79	1.154	464	2.302	26,11	38,16	305,72	465,47	618,16	255,60	330,69	96,33	70,71	43,42	23,98	27,96	476,5	2	11	501,0	2	11
1979-80	649	182	901	60,70	93,30	55,34	120,25	122,76	86,29	100,55	152,39	47,83	27,59	21,67	12,62	126,9	1	26	148,0	1	25
1980-81	534	75	374	20,27	27,49	34,43	36,70	32,27	57,60	68,43	44,88	23,58	12,30	11,33	4,78	43,9	4	15	44,6	4	15
1981-82	624	121	602	39,96	16,34	99,94	188,97	74,11	75,03	38,35	26,29	27,06	7,83	4,14	3,64	178,6	12	31	205,6	12	31
1982-83	645	273	1.353	27,92	97,34	155,79	89,29	72,98	100,21	210,26	377,66	127,41	46,19	29,50	18,62	187,0	5	2	200,4	5	2
1983-84	735	170	842	11,48	48,71	112,76	91,29	81,29	89,18	144,95	91,89	89,28	42,86	24,64	13,70	122,1	12	2	127,4	12	24
1984-85	898	381	1.889	42,74	198,00	177,01	164,94	405,00	196,27	232,76	144,28	206,70	71,50	33,78	16,13	318,2	2	13	331,8	2	12
1985-86	611	132	657	14,67	30,82	44,16	87,08	117,78	155,24	90,14	63,65	22,16	3,06	2,81	25,00	119,2	2	25	132,7	2	25
1986-87	658	102	504	19,63	34,11	34,58	54,58	111,76	97,28	78,29	35,40	10,97	9,84	2,27	15,32	82,4	2	26	86,5	1	29
1987-88	1.024	369	1.831	115,44	99,26	241,39	260,47	268,07	103,94	156,65	206,32	170,24	144,77	36,91	27,45	199,0	1	31	221,0	1	30
1988-89	576	-	-	27,89	36,92	37,06	31,25	28,95	82,88	117,54	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

VALORES

MEDIOS:	709	222	1.100	33,25	58,31	118,98	134,44	195,77	136,85	126,51	111,86	76,86	37,52	19,63	16,49	205,2	-	-	221,2	-	-
MÁX.:	1.154	464	2.302	115,44	198,00	305,72	465,47	618,16	423,60	330,69	377,66	206,70	144,77	36,91	27,96	549,9	-	-	584,7	-	-
MÍN.:	501	64	315	7,48	12,65	20,61	10,02	28,95	52,09	37,71	26,29	10,97	3,06	2,27	3,64	43,9	-	-	44,6	-	-
CAUDAL MEDIO (m³/s)	34,90	12,42	22,49	44,42	50,20	80,92	51,09	48,81	41,76	29,65	14,01	7,33	6,36								

Tabla XXXIII. Resumen histórico de datos de caudales de la estación de aforo de Manganeses de la Polvorosa.

CAUDALES CLASIFICADOS

ESTACIÓN DE AFOROS N°: 145
Río: ÓRBIGO
En: MANGANESES DE LA POLVOROSA

Clasificación decimal: 02-01-34-06
Superficie cuenca estación: 4.959 Km²
UTM X: 273300 UTM Y: 4657790

Años	Q Caudal Medio (Módulo)	Q _{CI} Caudal Máximo instantáneo	Q _C Caudal Máximo medias diarias	Q _{MC} Caudal Máximo característico	Q ₃₀ Caudal superado días	Q ₆₀ Caudal superado días	Q ₉₀ Caudal superado días	Q ₁₂₀ Caudal superado días	Q ₁₅₀ Caudal superado días	Q ₁₈₀ Caudal superado días	Q ₂₁₀ Caudal superado días	Q ₂₄₀ Caudal superado días	Q ₂₇₀ Caudal superado días	Q ₃₀₀ Caudal superado días	Q ₃₃₀ Caudal superado días	Q _{ME} Caudal mínimo característico	Q _E Caudal mínimo medias diarias
1975-76	10,00	46,74	46,74	28,13	23,40	21,00	15,35	10,12	8,40	7,08	5,76	4,85	4,35	3,10	2,60	1,48	1,00
1976-77	34,20	245,80	217,36	150,04	96,24	58,18	42,58	32,25	24,83	20,40	15,35	12,70	10,12	9,26	7,08	5,76	4,60
1977-78	52,50	584,68	549,88	267,64	146,01	93,16	60,26	40,50	32,25	25,65	18,60	10,98	9,26	7,74	5,76	4,10	2,60
1978-79	73,00	501,00	476,50	333,00	198,00	155,00	119,90	80,40	50,01	32,12	18,30	14,77	13,18	10,00	9,12	5,60	3,44
1979-80	28,50	147,98	126,92	84,40	61,36	46,60	38,16	32,12	26,50	23,90	21,30	18,30	13,71	9,12	6,48	2,00	1,20
1980-81	11,90	44,65	43,85	32,32	24,28	19,95	16,90	15,19	12,34	10,72	10,24	8,32	5,72	3,00	0,92	0,36	0,36
1981-82	19,10	205,60	178,60	84,42	58,69	33,78	26,20	21,78	14,05	10,24	7,36	5,72	3,68	0,92	0,28	0,26	0,18
1982-83	42,90	200,44	187,00	161,32	118,16	83,39	61,30	43,86	33,78	28,76	23,64	18,73	12,91	9,28	7,36	4,70	1,70
1983-84	26,60	127,40	122,12	91,78	53,47	41,47	35,97	33,05	28,12	25,56	23,00	12,91	10,24	6,40	3,68	1,96	0,40
1984-85	59,90	331,82	318,20	200,44	123,44	102,40	84,42	70,00	59,56	51,01	41,47	31,59	20,56	14,62	8,80	4,36	3,00
1985-86	20,80	132,68	119,48	78,24	49,42	38,29	33,78	28,12	23,00	14,05	10,24	8,32	3,00	1,44	0,38	0,36	0,26
1986-87	15,98	86,48	82,36	63,04	43,06	30,13	24,28	15,19	13,48	12,34	8,32	5,72	4,70	1,96	0,40	0,32	0,30
1987-88	57,90	221,04	198,98	150,32	114,08	91,36	84,75	74,68	64,15	52,49	45,37	34,95	27,37	17,99	11,93	8,01	5,82

VALORES

MEDIOS:	34,87	221,25	205,23	132,70	85,35	62,67	49,53	38,25	30,04	24,18	19,15	14,45	10,68	7,29	4,98	3,02	1,91
MÁX.:	73,00	584,68	549,88	333,00	198,00	155,00	119,90	80,40	64,15	52,49	45,37	34,95	27,37	17,99	11,93	8,01	5,82
MÍN.:	10,00	44,65	43,85	28,13	23,40	19,95	15,35	10,12	8,40	7,08	5,76	4,85	3,00	0,92	0,28	0,26	0,18

Tabla XXXIV. Caudales clasificados de la estación de aforo de Manganeses de la Polvorosa.

6.3.2. Estación de aforos Nº 145 Mózar de Valverde

RESUMEN HISTÓRICO DE DATOS DE LA ESTACIÓN

ESTACIÓN DE AFOROS Nº: 99

Río: TERA

En: MOZAR DE VALVERDE

Clasificación decimal: 02-01-34-08

Superficie cuenca estación: 2.350 Km²

UTM X: 269409 UTM Y: 4647200

AÑOS	DATOS ANUALES			APORTACIONES MENSUALES EN Hm³												CAUDALES MÁXIMOS ANUALES					
	PREC	APORTACIÓN		OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	Q _C	Fecha		Q _{CI}	Fecha	
	mm.	mm.	Hm³													m³/s	mes	día	m³/s	mes	día
1998-99	-	-	-	-	-	-	-	10,59	18,26	31,76	34,70	30,62	22,73	18,00	18,53	-	-	-	-	-	-
1999-00	-	312	732,5	31,32	27,50	33,76	26,09	26,83	34,34	150,84	271,61	53,31	40,27	22,26	14,39	242,0	5	6	246,8	5	6
2000-01	-	928	2.180	3,43	23,21	415,98	527,68	318,03	592,98	83,25	72,80	36,36	34,79	40,21	31,68	517,0	3	22	664,0	3	4
2001-02	-	108	254,4	13,77	16,82	13,51	15,64	12,58	46,04	25,76	23,39	21,04	20,87	20,66	24,30	52,0	3	22	68,3	3	16
2002-03	-	475	1.115	13,36	27,26	296,78	268,23	100,93	139,56	116,26	62,65	15,79	17,02	14,83	42,41	562,0	12	27	647,0	12	27
2003-04	-	209	490,1	31,65	46,34	105,19	56,74	61,25	48,51	26,33	23,70	21,16	21,89	23,74	23,56	81,0	12	10	87,2	12	10
2004-05	-	113	266,5	24,18	13,15	25,60	15,39	13,87	18,65	23,34	33,11	27,97	24,98	25,17	21,13	37,4	12	2	66,5	12	2
2005-06	-	186	437,1	15,74	20,62	23,34	23,90	22,58	59,49	63,34	61,06	53,33	30,77	37,04	25,84	106,0	3	25	107,0	3	25
2006-07	-	398	935,5	83,57	161,22	182,13	27,32	137,17	71,51	27,73	65,35	36,55	29,19	46,34	67,39	232,0	11	25	348,0	11	25

VALORES

MEDIOS:	-	341	801	27,13	42,02	137,04	120,12	78,20	114,37	60,96	72,04	32,90	26,95	27,58	29,91	228,7	-	-	279,3	-	-
MÁX.:	-	928	2.180	83,57	161,22	415,98	527,68	318,03	592,98	150,84	271,61	53,33	40,27	46,34	67,39	562,0	-	-	664,0	-	-
MÍN.:	-	108	254,4	3,43	13,15	13,51	15,39	10,59	18,26	23,34	23,39	15,79	17,02	14,83	14,39	37,4	-	-	66,5	-	-
CAUDAL MEDIO (m³/s)		25,41	10,13	16,21	51,16	44,85	32,33	42,70	23,52	26,90	12,69	10,06	10,30	11,54							

Tabla XXXV. Resumen histórico de datos de caudales de la estación de aforo de Mózar de Valverde.

CAUDALES CLASIFICADOS

ESTACIÓN DE AFOROS N°: 99

Río: TERA

En: MOZAR DE VALVERDE

Clasificación decimal: 02-01-34-08

Superficie cuenca estación: 2.350 Km²

UTM X: 269409 UTM Y: 4647200

Años	Q Caudal Medio (Módulo)	Q _{CI} Caudal Máximo instantaneo	Q _C Caudal Máximo medias diarias	Q _{MC} Caudal Máximo característico	Q ₃₀ Caudal superado días	Q ₆₀ Caudal superado días	Q ₉₀ Caudal superado días	Q ₁₂₀ Caudal superado días	Q ₁₅₀ Caudal superado días	Q ₁₈₀ Caudal superado días	Q ₂₁₀ Caudal superado días	Q ₂₄₀ Caudal superado días	Q ₂₇₀ Caudal superado días	Q ₃₀₀ Caudal superado días	Q ₃₃₀ Caudal superado días	Q _{ME} Caudal mínimo característico	Q _E Caudal mínimo medias diarias
1998-99																	
1999-00	23,16	246,79	241,95	145,13	76,44	25,20	18,54	15,90	13,14	11,03	9,16	8,03	7,50	6,75	5,83	4,42	2,95
2000-01	69,10	664,00	517,00	436,00	196,00	125,00	83,30	69,20	22,70	16,70	14,60	13,30	12,20	9,69	1,64	0,45	0,23
2001-02	8,07	68,30	52,00	27,60	12,20	9,32	8,45	7,95	7,54	6,98	5,75	5,35	5,14	4,62	4,41	4,32	3,86
2002-03	35,40	647,00	562,00	177,00	83,50	65,20	45,90	31,60	17,20	10,70	7,24	6,33	5,64	5,00	4,35	4,28	3,29
2003-04	15,50	87,20	81,00	49,40	36,40	24,10	19,10	11,70	10,50	9,56	9,03	8,30	7,89	7,40	6,22	5,26	4,19
2004-05	8,45	66,50	37,40	16,30	12,40	10,70	9,97	9,37	8,84	8,16	6,76	5,89	5,80	5,64	5,11	4,71	4,01
2005-06	13,90	107,00	106,00	37,70	25,40	21,20	16,50	14,20	11,30	10,30	9,11	8,78	8,59	8,03	6,46	4,84	3,28
2006-07	29,70	348,00	232,00	134,00	81,70	45,50	34,90	28,10	20,30	15,70	13,90	11,70	10,90	9,75	7,48	5,72	4,40

VALORES

MEDIOS:	25,41	279,35	228,67	127,89	65,51	40,78	29,58	23,50	13,94	11,14	9,44	8,46	7,96	7,11	5,19	4,25	3,28
MÁX.:	69,10	664,00	562,00	436,00	196,00	125,00	83,30	69,20	22,70	16,70	14,60	13,30	12,20	9,75	7,48	5,72	4,40
MÍN.:	8,07	66,50	37,40	16,30	12,20	9,32	8,45	7,95	7,54	6,98	5,75	5,35	5,14	4,62	1,64	0,45	0,23

Tabla XXXVI. Caudales clasificados de la estación de aforo de Mózar de Valverde.

6.4. Anejo de necesidades hídricas

En este apartado se procede a determinar las necesidades hídricas de los cultivos que se han explicado en el apartado “4.3.2. Necesidades hídricas.” Se presenta cada uno de los cultivos de forma independiente.

En el primer caso se presenta el cultivo de maíz, donde se expone la forma de obtener los datos obtenidos. En los demás cultivos al tratarse de los mismos cálculos no se explican.

6.4.1 Maíz

1. Se presenta la duración de cada fase del periodo vegetativo y coeficiente de cultivo correspondiente del maíz.

Fase	Duración (días)	Fecha inicio	Fecha final	Kc
1ª Fase	25	01-may	25-may	0,4
2ª Fase	40	26-may	04-jul	0,8
3ª Fase	50	05-jul	23-ago	1,15
4ª Fase	35	24-ago	29-sep	0,7
Total	150	01-may	29-sep	

Tabla XXXVII. Periodo vegetativo y coeficiente de cultivo del maíz.

2. Se toman los datos de ETo del apartado “4.3.2. Necesidades hídricas.”
 - a. Se multiplica el coeficiente de cultivo Kc y la evapotranspiración de referencia ETo y se obtiene la evapotranspiración de cultivo ETc (mm/día).
 - b. Se multiplica la ETc y la duración de cada fase y se obtienen las necesidades hídricas en el periodo.
 - c. Las necesidades hídricas en el periodo se dividen por la duración de cada fase y se obtienen las necesidades hídricas diarias.
 - d. Se obtienen las necesidades hídricas de cada mes y las necesidades hídricas anuales.

	Fecha	Duración (días)	Eto (mm/día)	Kc	Etc (mm/día)	NH en el periodo (mm)	NH al día (mm)
1ª Fase	1 May - 25 May	25	4,7	0,4	1,88	47	
						47	1,88
2ª Fase	26 May -31 May	6	4,7	0,8	3,76	22,56	
	1 Jun -30 Jun	30	5,7	0,8	4,56	136,8	
	1 Jul - 4 Jul	4	5,9	0,8	4,72	18,88	
						178,24	4,45
3ª Fase	5 Jul - 31 Jul	27	5,9	1,15	6,78	183,19	
	1 Ago - 23 Ago	23	5,4	1,15	6,21	142,83	
						326,02	6,52
4ª Fase	23 Ago - 31 Ago	9	5,4	0,7	3,78	34,02	
	1 Sep - 26 Sep	26	4,6	0,7	3,22	83,72	
						117,74	3,36

Necesidades hídricas mensuales (mm)				
Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre
69,56	136,8	202,075	176,85	83,72
Necesidades hídricas anuales (mm)				
669				

Tabla XXXVIII. Necesidades hídricas del maíz.

6.4.2. Patata

Fase	Duración (días)	Fecha inicio	Fecha final	Kc
1ª Fase	30	01-may	30-may	0,45
2ª Fase	30	31-may	29-jun	0,75
3ª Fase	45	30-jun	13-ago	1,15
4ª Fase	25	14-ago	07-sep	0,85
Total	130	01-may	07-sep	

	Fecha	Duración (días)	Eto (mm/día)	Kc	Etc (mm/día)	NH en el periodo (mm)	NH al día (mm)	NH al mes (mm)	NH al año (mm)
1ª Fase	1 May - 30 May	30	4,7	0,45	2,11	63,45		Mayo	598,56
						63,45	2,11	66,97	
2ª Fase	31 May - 31 May	1	4,7	0,75	3,52	3,52			
	1 Jun - 29 Jun	29	5,7	0,75	4,27	123,97		Junio	
						127,5	4,25	130,53	
3ª Fase	30 Jun - 30 Jun	1	5,7	1,15	6,55	6,55			
	1 Jul - 31 Jul	31	5,9	1,15	6,78	210,33		Julio	
	1 Ago - 13 Ago	13	5,4	1,15	6,21	80,73		210,33	
						297,62	6,61		
4ª Fase	14 Ago - 31 Ago	18	5,4	0,85	4,59	82,62		Agosto	
	1 Sep - 7 Sep	7	4,6	0,85	3,91	27,37		163,35	
						109,99	4,39		
								Septiembre	
								27,37	

Tabla XXXIX. Periodo vegetativo, coeficiente de cultivo y necesidades hídricas de la patata.

6.4.3. Remolacha

Fase	Duración (días)	Fecha inicio	Fecha final	Kc
1ª Fase	30	01-abr	30-abr	0,45
2ª Fase	50	01-may	19-jun	0,8
3ª Fase	70	20-jun	28-ago	1,15
4ª Fase	40	29-ago	07-oct	0,8
Total	190	01-abr	07-oct	

	Fecha	Duración (días)	Eto (mm/día)	Kc	Etc (mm/día)	NH en el periodo (mm)	NH al día (mm)	NH al mes (mm)	NH al año (mm)
1ª Fase	1 Abr - 30 Abr	30	3,9	0,45	1,75	52,65		Abril	855,13
						52,65	1,755	52,65	
2ª Fase	1 May - 31 May	31	4,7	0,8	3,76	116,56		Mayo	
	1 Jun - 19 Jun	19	5,7	0,8	4,56	86,64		116,56	
						203,2	4,064	Junio	
3ª Fase	20 Jun - 30 Jun	11	5,7	1,15	6,55	72,105		158,745	
	1 Jul - 31 Jul	31	5,9	1,15	6,78	210,335		Julio	
	1 Ago - 28 Ago	28	5,4	1,15	6,21	173,88		210,335	
						456,32	6,51	Agosto	
4ª Fase	29 Ago - 31 Ago	3	5,4	0,8	4,32	12,96		186,84	
	1 Sep - 30 Sep	30	4,6	0,8	3,68	110,4		Septiembre	
	1 Oct - 7 Oct	7	3,5	0,8	2,8	19,6		110,4	
						142,96	3,574	Octubre	
								19,6	

Tabla XL. Periodo vegetativo, coeficiente de cultivo y necesidades hídricas de la remolacha.

6.4.4. Trigo

Fase	Duración (días)	Fecha inicio	Fecha final	Kc
1ª Fase	15	01-feb	15-feb	0,35
2ª Fase	25	16-feb	12-mar	0,75
3ª Fase	50	13-mar	01-may	1,15
4ª Fase	40	02-may	10-jun	0,45
Total	130	01-may	29-sep	

	Fecha	Duración (días)	Eto (mm/día)	Kc	Etc (mm/día)	NH en el periodo (mm)	NH al día (mm)	NH al mes (mm)	NH al año (mm)
1ª Fase	1 Feb - 15 Feb	15	2,4	0,35	0,84	12,6		Febrero	363,775
						12,6	0,84	36	
2ª Fase	16 Feb - 28 Feb	13	2,4	0,75	1,8	23,4			
	1 Mar - 12 Mar	12	3,2	0,75	2,4	28,8		Marzo	
						52,2	2,088	98,72	
3ª Fase	13 Mar - 31 Mar	19	3,2	1,15	3,68	69,92			
	1 Abr - 30 Abr	30	3,9	1,15	4,485	134,55		Abril	
	1 May - 1 May	1	4,7	1,15	5,405	5,405		134,55	
						209,875	4,1975		
4ª Fase	2 May - 31 May	30	4,7	0,45	2,115	63,45		Mayo	
	1 Jun - 10 Jun	10	5,7	0,45	2,565	25,65		68,855	
						89,1	2,2275		
								Junio	
								25,65	

Tabla XLI. Periodo vegetativo, coeficiente de cultivo y necesidades hídricas del trigo.

6.4.5. Tabla resumen

NECESIDADES HÍDRICAS POR CULTIVO EN LA VEGA DE MORALES DEL REY				
Cultivo	Superficie (ha)	NH al año (mm)	NH por hectárea (m3)	NH por cultivo (m ³)
Maíz	300	669,005	6.690,05	2.007.015
Patata	30	598,56	5.985,6	179.568
Cereal	25	363,775	3.637,75	90.943,75
Remolacha	5	855,13	8.551,3	42.756,5
Chopos	150	0	0	0
	510	2.486,47		2.320.283,25

2,33 hm³

Tabla XLII. Superficie y necesidades hídricas de cada cultivo en la vega de Morales del Rey.

El Cultivo más exigente es el maíz con unas necesidades hídricas anuales superiores a los 2 hm³ debido a la elevada demanda de agua y a la gran extensión de superficie (casi el 60% de la vega de Morales del Rey).

La patata y el cereal tienen unas necesidades hídricas inferiores a la del maíz y la superficie de cultivo es pequeña (Ambos suponen el 11% de la Vega de Morales del Rey). El cereal por su parte aprovecha las lluvias de invierno y primavera, por lo que el riego sólo es necesario a finales de mayo y junio si hay ausencia de precipitaciones.



Figura LXI. Cultivo de patatas en la vega de Morales del Rey.

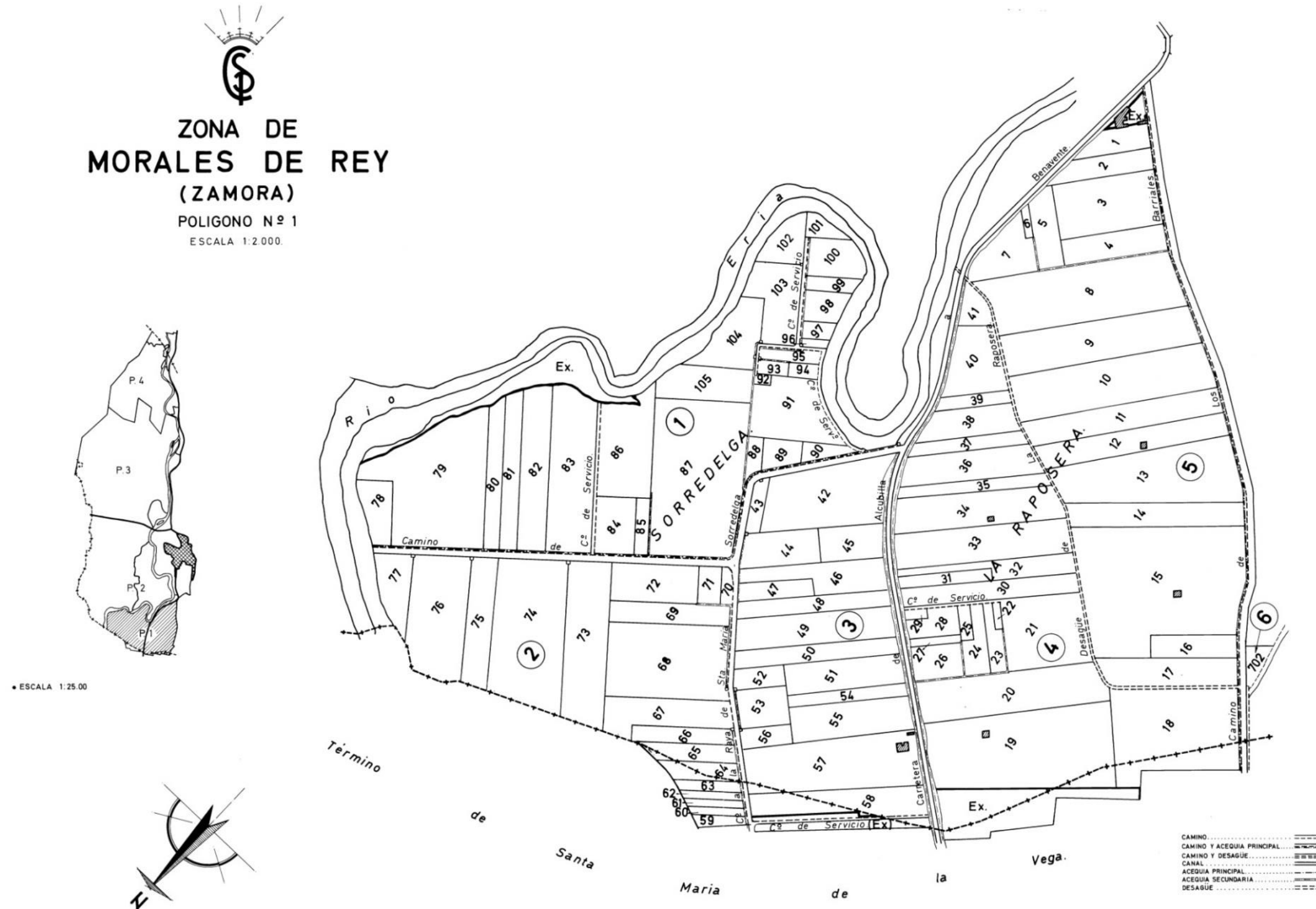
Por su parte la remolacha tiene unas necesidades hídricas superiores a la de cualquier otro cultivo, pero el beneficio que se obtiene con este cultivo hace que su presencia en la vega de Morales del Rey sea muy pequeña (tan solo 5 hectáreas).

Maíz				NH al mes (m3)
Mes	NH al mes (mm)	NH al mes (m3/ha)	NH al mes (m3)	Febrero
Mayo	69,56	695,6	208.680	9.000
Junio	136,8	1.368	410.400	Marzo
Julio	202,075	2.020,75	606.225	24.680
Agosto	176,85	1.768,5	530.550	Abril
Septiembre	83,72	837,2	251.160	36.270
			2.007.015	Mayo
				251.814,25
Patata				Junio
Mes	NH al mes (mm)	NH al mes (m3/ha)	NH al mes (m3)	463.908,75
Mayo	66,975	669,75	20.092,5	Julio
Junio	130,53	1.305,3	39.159	679.842,25
Julio	210,335	2.103,35	63.100,5	Agosto
Agosto	163,35	1.633,5	49.005	588.897
Septiembre	27,37	273,7	8.211	Septiembre
			179.568	264.891
				Octubre
				980
Remolacha				NH al año (mm)
Mes	NH al mes (mm)	NH al mes (m3/ha)	NH al mes (m3)	2.320.283,25
Abril	52,65	526,5	2.632,5	
Mayo	116,56	1.165,6	5.828	
Junio	158,745	1.587,45	7.937,25	
Julio	210,335	2.103,35	10.516,75	
Agosto	186,84	1.868,4	9.342	
Septiembre	110,4	1.104	5.520	
Octubre	19,6	196	980	
			4.2756,5	
Trigo				
Mes	NH al mes (mm)	NH al mes (m3/ha)	NH al mes (m3)	
Febrero	36	360	9.000	
Marzo	98,72	987,2	24.680	
Abril	134,55	1.345,5	33.637,5	
Mayo	68,855	688,55	17.213,75	
Junio	25,65	256,5	6.412,5	
			9.0943,75	

Tabla XLIII. Necesidades hídricas de cada cultivo en la vega de Morales del Rey.

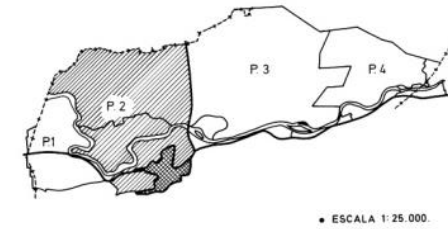
El mes más exigente es Julio con unas necesidades hídricas de 0,68 hm³. A la hora de dimensionar las infraestructuras en el apartado “4.3.2. Necesidades hídricas” se ha utilizado este dato.

6.5. Anejo de distribución de acequias





**ZONA DE
MORALES DE REY
(ZAMORA)**
POLIGONO Nº 2
ESCALA 1:2.000



CAMINO
CAMINO Y ACEQUIA PRINCIPAL
CAMINO Y DESAGÜE
CANAL
ACEQUIA PRINCIPAL
ACEQUIA SECUNDARIA
DESAGÜE

Nota: El pago "Tras los Huertos" comprende las masas números 8, 9, 10, 15, 16, 17.





7. Bibliografía

Comité Nacional Español de Grandes Presas; (2010); “Manual para el diseño, construcción, explotación y mantenimiento de balsas”.

Conselleria de Medi Ambient, Aigua, Urbanisme i Habitatge; “Guías para el proyecto, construcción, explotación, mantenimiento, vigilancia y de riego con vistas a la seguridad”; Generalitat Valenciana.

Dirección General de Carreteras; (1999); “Máximas lluvias diarias en la España peninsular”; Ministerio de fomento.

José Andrés Liaño Herrera; “Aprovechamientos hidráulicos. Regadíos”.

José Ángel Sainz Borda; “Obras hidráulicas. Tema 1.6 Proceso constructivo de los diferentes tipos de presa”.

José Luis Gómez Navarro y José Juan-Aracil Segura; “Saltos de agua y presas de embalse”. Publicaciones de la Escuela Especial de Caminos, Canales y Puertos.

Macovall 2000; (2007); “Guía de la comarca de los Valles de Benavente. Rutas y recursos naturales y medioambientales”.

Ministerio de Agricultura; (1967): “Mapas provinciales de Suelos. Zamora. Mapa Agronómico Nacional”; Madrid.

Programa Nacional de Riego (PRONAR); (2011); “Criterios de diseño y construcción de tomas de tipo presa derivadora”; segunda edición.

Ramón Collado; “Sistemas de abastecimiento y saneamiento. Tema 4 Conducciones: tipos, elementos, programas de diseño”.

Ramón de los Santos Alfonso; (2004); “Consideraciones generales aplicables a la construcción de balsas”; Ministerio de agricultura, pesca y alimentación.

Instituto Geológico y Minero de España: “Mapa Geológico de España, escala 1:50.000”; hojas 230, 269 y 270.