

TRABAJO FIN DE GRADO

Grado en Ingeniería Civil

Variante de la carretera N-232 a su paso por Morella (provincia de Castellón)

DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL

Autor: Terol Serrano, Ana Belén

Tutor: Camacho Torregrosa, Francisco Javier

Curso 2013-2014

Junio de 2014



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



Escuela Técnica Superior
de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos

INDICE

1. MEMORIA.....	8
1.1.Antecedentes.....	5
1.2.Objeto del estudio.....	5
1.3.Localizacion.....	6
1.4.Recopilacion de informacion.....	7
1.5.Estructuracion de los trabajos.....	8
2. INTRODUCCION.....	10
2.1.OBJETO DEL PROYECTO.....	10
3. MURO DE ESCOLLERA.....	19
3.1.Objeto de la construccion.....	10
3.2.Calculos realizados.....	10
3.3.Normativa y acciones.....	11
3.4.Descripcion de la obra de contencion y resumen de los calculos.....	14
3.4.1. Descripcion del muro.....	11
3.4.2. Modelo de calculo.....	12
3.4.3. Parametros geotecnicos.....	14
3.5.Dimensiones.....	19
4. PRDIMENSIONAMIENTO DEL PUENTE.....	64
4.1. Ubicacion de la obra y descripcion del entorno.....	22
4.2. Estudio de soluciones.....	26
4.3. Proceso constructivo.....	27
4.4. Normativa.....	28
4.5. Acciones consideradas.....	41
4.6. Combinacion de acciones.....	44
4.7. Modelizacion del puente.....	47
4.7.1. Modelo empleado.....	46
4.7.2. Caracter sticas mecanicas de los materiales.....	46
4.7.3. Futuros calculos a realizar.....	47
4.8. Resultados obtenidos.....	49
4.9. Pilas.....	56
4.9.1. Predimensionamiento y seccion final.....	50
4.9.2. Tipo de apoyo.....	51
4.9.3. Cimentacion.....	56
4.10. Estribos.....	57
4.11. Tablero.....	61

4.11.1.	Predimensionamiento y seccion final.....	58
4.11.2.	Calculo del pretensado.....	60
4.11.3.	Juntas de dilatacion.....	61
4.12.	Equipamientos.....	64
4.12.1.	Pavimento.....	62
4.12.2.	Pretil.....	62
4.12.2.1.	Ficha tecnica del pretil.....	62
4.12.3.	Iluminacion.....	64
4.12.4.	Sistema de evacuacion de agua.....	64
5.	BIBLIOGRAFIA.....	65

PLANOS

- 01. Emplazamiento
- 02. Localizacion
- 03. MURO. Dimensiones
- 04. PUENTE. Caminos de accesos
- 05. PUENTE. Dimensiones
- 06. PUENTE. Cimentacion
- 07. PUENTE. Equipamientos

MEMORIA

REALIZADA POR:

ALMENDROS CASTILLO, VICENTE

JIMENEZ BAYO, PABLO

JIMENEZ SERRANO DE LA CRUZ, DAVID

PELLICER POUS, ANTONIO

TEROL SERRANO, ANA BELEN

1. MEMORIA

1.1. ANTECEDENTES

El primer documento administrativo relacionado con el alcance del presente proyecto lo constituye el Estudio Informativo EI2-CS-07: "Acondicionamiento de la CN-232 entre el Barranco de la Bota y Morella Sur, entre los P.K. 43+100 al 59+100, redactado por la Demarcacion de Carreteras del Estado en la Comunidad Valenciana, el cual fue aprobado provisionalmente en junio de 1999.

En mayo de 2005, la Direccion General de Carreteras autorizo la redaccion del Proyecto de Trazado del "Acondicionamiento y reordenacion de accesos. Carretera N-232. Tramo: Mas a de la Torreta-Morella Sur", incluyendo la actuacion en los siguientes tramos:

- Tramo entre los P.K. 54+900 y 59+100: acondicionamiento de la carretera y reordenacion de accesos de acuerdo con el estudio original EI2-CS-07.
- Tramo entre los P.K. 59+100 y 62+400: mejora d la seguridad vial mediante la reordenacion de los accesos existentes.

En noviembre de 2007 la Demarcacion de Carreteras del Estado en la Comunidad Valenciana informa de la dificultad de la ordenacion de accesos desde el P.K. 60+860, donde existe una interseccion con la CV-12, y comienza la zona de suelo urbano de Morella, con el agravante del acceso a un pol gono industrial y la presencia de multiples edificaciones y calles, del barrio Hostal Nou, que acceden de forma casi directa a la nacional. Ello genera la modificacion de la orden de estudio del Proyecto de Trazado indicado, en el sentido de excluir de su alcance el ultimo tramo del ambito del mismo y llevando a cabo la reordenacion de accesos hasta el P.K: 60+210 aproximadamente.

Dicha modificacion resulta el antecedente mas directo del presente trabajo final de grado denominado como Variante de la carretera N-232 a su paso por Morella (provincia de Castellon). Por el motivo expresado con anterioridad, se pretende proyectar un nuevo trazado alternativo como variante para el trafico de largo recorrido, suponiendo una sustancial mejora de la seguridad vial del mencionado tramo.

1.2. OBJETO DEL ESTUDIO

El presente Trabajo Final de Grado "Variante de la carretera N-232 a su paso por Morella" consiste en la definicion del proyecto constructivo de una variante a la carretera N-232 a su paso por Morella, concretamente entre el P.K. 59+500 y el 64+500 para eliminar o mitigar los problemas que se dan actualmente en dicho tramo.

Los principales problemas que se presentan en este tramo son la disminucion de la seguridad vial y tiempos de recorrido debido al aumento de accesos a la v a.

Ademas, como problema adicional destaca la afeccion que suponen las edificaciones contiguas a la carretera en el barrio de Hostal Nou y el pol gono industrial de Les Casetes haciendo que empeore o se elimine en algunos tramos la percepcion visual que se tiene de Morella desde la propia carretera.

Ante este problema y a la vista de una posible expansion de estas dos zonas y la creacion de nuevas zonas residenciales e industriales entorno a Morella, se hace necesario el desarrollo del presente trabajo de manera que se mejore la velocidad de desplazamiento, aumente la seguridad vial y ademas haya una mejora de la visual de Morella, haciendola mas atractiva al turismo.

1.3. LOCALIZACION

El tramo de estudio de la carretera N-232 de aproximadamente 5.000 metros de longitud se encuadra dentro del termino municipal de Morella (capital de la comarca dels Ports), la cual se situa al noroeste de la Provincia de Castellon, con una extension aproximada de 400 km^2 .

Dentro de la zona de estudio encontramos 2 carreteras autonomicas: la CV-12 que conectan con la N-232 en el P.K 60+800 y la CV-14 en el P.K 61+400. La CV-14 comunica los nucleos de Morella, Forcall y Ortells siendo la longitud dentro del termino municipal de Morella es de 15,35 km. La CV-12 comunica Morella con Ares del Maestre con una longitud en el interior de Morella de 4 km.

Ademas encontramos una serie de carreteras provinciales. Nos interesa destacar la CV-1170 que transcurre por dentro del recinto amurallado y que conecta Morella con Xiva de Morella, con una longitud dentro del termino municipal de 8 km.

De las carreteras locales, la mas importante y la que mas influencia podra tener en este proyecto es el acceso desde la carretera N-232 hasta la Puerta de San Miguel con una longitud de 2,1 km.

En cuanto a superficies se refiere, dentro del termino municipal encontramos las siguientes:

Termino municipal.....386.016.050 m^2

Suelo urbano.....360.400 m^2

- Morella.....275.000 m^2
- Hostal Nou.....121.400 m^2
- Puritat.....10.650 m^2
- Ortells.....22.800 m^2
- Xiva de Morella.....25.350 m^2
- Herbeset.....3.900 m^2
- Pobla D'Alcolea.....2.800 m^2
- Fabrica Giner.....148.900 m^2

Suelo no urbanizable.....385.520.652 m^2

Suelo urbanizable.....135.000 m^2

1.4. RECOPIACION DE INFORMACION

Para el desarrollo conjunto del presente Trabajo Final de Grado, los componentes del grupo reunieron la informacion general que a continuacion se detalla.

En primer lugar, se reunió el material cartografico imprescindible para la elaboracion de las distintas partes. Las fuentes principales a estos efectos fueron:

- L' Institut Cartografic Valencia, del que se obtuvieron las ortofotos necesarias para la modelizacion de la carretera N-232 existente, a fin de poder determinar graficamente la situacion actual y trabajar de la misma forma sobre ella.
- El Instituto Geografico Nacional, del que fue descargada la Hoja 545 MTN50 compuesta por 1 neas de nivel a escala 1:5000.

- La Conselleria de Infraestructuras, Transporte y Medio Ambiente, de la que se tomó la información cartográfica relativa a zonas de especial interés medioambiental y protección urbanística, así como gráficos de zonas inundables.

Pese a que el presente trabajo no contiene una parte que desarrolle los aspectos relativos a la Geología y Geotecnia, los alumnos que componen el grupo han necesitado, en ocasiones, información y datos de esta índole para el desarrollo de sus propios trabajos. Para ello, se ha recurrido al "Estudio Informativo de la Variante de Morella de la Carretera N-232 en el Término Municipal de Morella, Provincia de Castellón". Este estudio contiene un anejo geológico y geotécnico, el cual posee un apéndice en el que se recogen una serie de catas y sondeos.

Por otra parte, el día 16 de enero de 2014 todos los integrantes del grupo realizaron una visita a la localidad de Morella.

El objetivo del viaje fue para realizar una primera toma de contacto con el entorno, inspeccionando visualmente los taludes naturales del terreno así como las características básicas del mismo. En segundo lugar se acudió al Ayuntamiento de la localidad, donde se nos permitió acceder a la cartografía en formato papel relativa a zonas de protección urbanística y forestal, así como a las ordenanzas municipales reguladoras en la materia.

Dado que se accedió a Morella por la carretera existente N-232, se aprovechó el viaje para realizar una grabación de la misma mediante cámara VIRB Elite GPS de alta resolución cedida por la unidad de Caminos de la ETSICCP (UPV), a fin de realizar un análisis preliminar del estado de la carretera en cuanto al firme, número de accesos, velocidades de vehículos circulantes, presencia de peatones o movimientos realizados por vehículos.

Se volvieron a realizar posteriormente otras visitas con el fin de realizar aforos manuales de las principales zonas de interés de la carretera. Una vez recopilada la información necesaria, se procesó en gabinete y se obtuvieron los valores de la IMD en los tramos analizados.

1.5. ESTRUCTURACION DE LOS TRABAJOS.

En este documento se ha llevado a cabo un dimensionamiento estructural de aquellas obras necesarias para la realización de la variante. Por un lado, con el fin de evitar la excavación de grandes volúmenes de desmontes, ha sido necesaria la realización de un muro de escollera. La tipología se ha elegido en base a la protección paisajística que enmarca al municipio y busca la uniformidad en las construcciones realizadas en el recorrido de la actual N-232.

Por otro lado, siguiendo el trazado de la carretera propuesta, surge la necesidad de proyectar un viaducto que permita salvar una vaguada consiguiendo así unir la variante con la nacional. El puente, poco invasivo en el entorno, se predimensiona con un tablero de canto variable y dos pilas. Además, se describe el modo de apoyo del tablero sobre las pilas y los estribos, la forma de estos últimos y los equipamientos necesarios.

Complementando a esta parte existen otros cuatro trabajos destinados a desarrollar cada una de las partes en las que se divide el proyecto general. Antonio Pellicer Pous se ha encargado de llevar a cabo la evaluación de la situación actual del tramo de la carretera N-232 a su paso por Morella, estableciendo propuestas de mejora para solventar los problemas localizados, garantizando la seguridad y comodidad de todos los usuarios. En dicho trabajo se realizó el análisis del comportamiento del tráfico en la vía y en su entorno, estudiando tanto su capacidad como nivel de servicio. Junto a esto, se planteó una propuesta para la reordenación de accesos basado en la incorporación de glorietas y vías de servicio y se implantaron una serie de

medidas que permitan moderar el tráfico en el entorno urbano, protegiendo la seguridad tanto de viandantes como conductores. Además, se estudiará el estado del firme proponiendo medidas para su rehabilitación, y se incluirá el dimensionamiento de las nuevas vías de servicio proyectadas.

Vicente Almendros Castillo, ha desarrollado un estudio de alternativas. El objetivo será el análisis de diferentes soluciones de trazado teniendo en cuenta aspectos medioambientales, económicos, funcionales y territoriales. Con esto, se pretende sintetizar la información, tanto cualitativa como cuantitativa, de las alternativas planteadas, comparándolas entre sí e identificando, mediante herramientas específicas para ello, la más ventajosa. De esta manera se obtendrá una solución a partir de la cual se desarrollará el resto del trabajo. Además de lo comentado anteriormente, se incluye un análisis de rentabilidad de cada una de las alternativas y de la situación actual, de manera que se obtengan unos ratios que se usaran también como criterio de evaluación.

Elegida la solución óptima, David Jiménez Serrano de la Cruz ha realizado el trazado geométrico y firmes de la variante. Para ello, ha desarrollado y justificado la solución geométrica adoptada para la Variante de la N-232 a su paso por Morella, incluyendo los listados y planos que definen completamente el trazado en planta y en alzado. El documento además constará de una propuesta de balizamiento, defensas, señalización vertical y señalización horizontal basada en las normas y recomendaciones españolas. Anadiendo a lo anterior, y en base a las especificaciones de la norma vigente, se recoge el tipo de explanada y paquete de firme seleccionado en función de las características de tráfico pesado y de otros condicionantes, quedando gráficamente definido en el plano de sección tipo.

Por último, Pablo Jiménez Bayo ha llevado a cabo el presupuesto y el plan de obra. Por lo que respecta al Plan de obra, la duración aproximada de las obras, en base a los rendimientos utilizados, es de aproximadamente 2 años. Para determinar dicho periodo, se ha realizado un diagrama de Gantt con las actividades principales de las obras, teniendo en cuenta el orden cronológico de las actividades. Además de esto, se ha realizado un documento con los desvíos provisionales a efectuar durante la ejecución de las obras.

En cuanto al presupuesto, ha sido dividido en capítulos en los que se han recogido todas las unidades de obra que han sido necesarias para realizar el trazado geométrico de la variante proyectada incluyendo listados de mediciones y cálculos manuales que han sido necesarios realizar.

REFERENCIAS	
TFG: Variante de la carretera N-232 a su paso por Morella (provincia de Castellón)	
AUTOR	PARTE
Vicente Almendros Castillo	Estudio de soluciones
Pablo Jiménez Bayo	Presupuesto y plan de obra
David Jiménez Serrano De la Cruz	Trazado geométrico y firmes
Antonio Pellicer Pous	Evaluación de la situación actual

MURO DE ESCOLLERA

REALIZADO POR:

TEROL SERRANO, ANA BELEN

2. INTRODUCCION

2.1. OBJETO DEL PROYECTO

En este documento se ha llevado a cabo un dimensionamiento estructural de aquellas obras necesarias para la realizacion de la variante. Por un lado, con el fin de evitar la excavacion de grandes volúmenes de desmontes, ha sido necesaria la realizacion de un muro de escollera. La tipología se ha elegido en base a la proteccion paisajística que enmarca al municipio y busca la uniformidad en las construcciones realizadas en el recorrido de la actual N-232.

Por otro lado, siguiendo el trazado de la carretera propuesta, surge la necesidad de proyectar un viaducto que permita salvar una vaguada consiguiendo así unir la variante con la nacional. El puente, poco invasivo en el entorno, se predimensiona con un tablero de canto variable y dos pilas. Además, se describe el modo de apoyo del tablero sobre las pilas y los estribos, la forma de estos últimos y los equipamientos necesarios.

3. MURO DE ESCOLLERA

3.1. OBJETO DE LA CONSTRUCCION

El muro a calcular se va a realizar con el fin de disminuir los metros cúbicos de terreno a extraer. Se ha optado por la realizacion de este tipo para conseguir la uniformidad en las obras de contencion ya que en la nacional por la que se discurre para llegar a Morella y ya en esta, se ha utilizado esta tipología. Además, permite reducir considerablemente el impacto visual no afectando a la riqueza paisajística del municipio.

3.2. CALCULOS REALIZADOS

Para definir la geometría del muro de escollera colocada, se han llevado a cabo las siguientes comprobaciones:

- Seguridad al vuelco
- Seguridad al deslizamiento
- Hundimiento

No se va a realizar las comprobaciones de estabilidad del muro debido a que su alcance no se ha abordado en la docencia del curso académico.

Además de las anteriormente nombradas, se viene realizando en todos los proyectos dos comprobaciones adicionales no expuestas en normativa que permiten, sin realizar calculos de asentamientos, verificar que la capacidad portante del terreno no se ve superada. Estas van a consistir por una parte en determinar si las tensiones transmitidas por el muro superan o no la carga de hundimiento minorada del terreno y por otra, comprobar, tras un aumento de un 50% del empuje, si la tension transmitida supera el doble de la carga portante del terreno minorada.

3.3. NORMATIVA Y ACCIONES

Siguiendo las directrices marcadas por la "Guía de cimentaciones en obras de carreteras" del Ministerio de Fomento, se ha abordado el calculo del muro tanto su dimensionamiento como la realizacion de las comprobaciones anteriormente enunciadas, seguridad al vuelco, al deslizamiento y hundimiento.

A continuacion se nombran las cargas que se han de tener en cuenta para la realizacion de las comprobaciones:

- PESO PROPIO DEL RELLENO: se dispondra de un material de granulometria comprendida entre la del terreno natural y la escollera con el fin de:
 - Generar una transicion granulometrica entre ambos materiales
 - Repartir los empujes sobre el cuerpo del muro
 - Crear una capa drenante
 - Dificultar la salida de material del terreno natural a traves de los huecos formados por la colocacion de los bloques de escollera

- PESO PROPIO DE LA ESCOLLERA

Al no existir nivel freatico, no se ha calculado ningun empuje hidrostatico.

3.4. DESCRIPCION DE LA OBRA DE CONTENCIÓN Y RESUMEN DE LOS CALCULOS

3.4.1. Descripción del muro

El muro a dimensionar va a recorrer la traza a lo largo de 79 m, partiendo del Pk 0+926 y finalizado en el Pk 1+005.

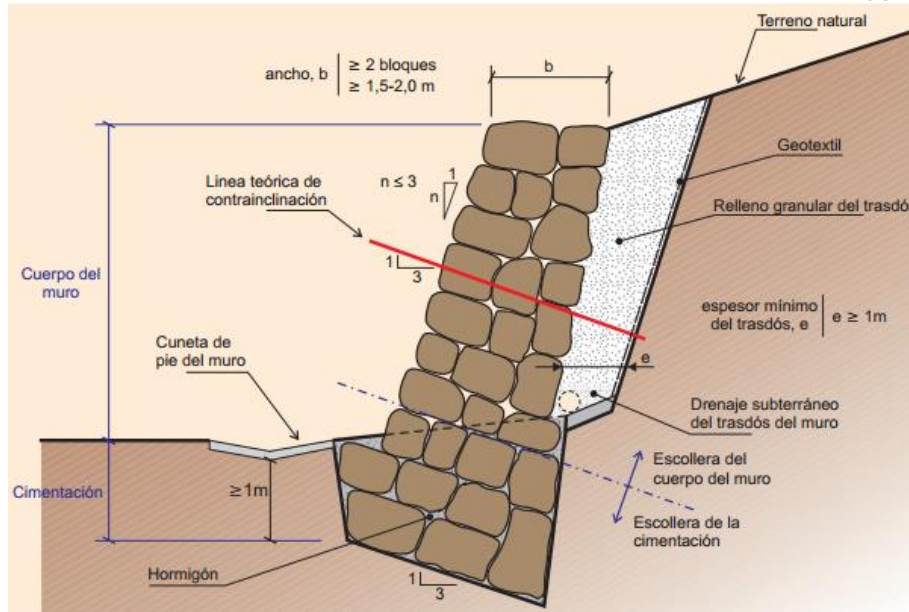
Tras el trasdos del muro, se ha dispuesto de una berma continuando tras ella, el perfil del terreno natural. La funcion de esta sera evitar la obstruccion de la carretera debido a la ca da de fragmentos de terreno sobre la misma.

Como ya se ha nombrado anteriormente, se ha dispuesto de un material drenante entre el muro y el terreno, el cual se encargara de la captacion del agua que pueda penetrar extrayendose esta al exterior mediante un drenaje subterraneo colocado en el trasdos del muro. Sera necesario la colocacion de un geotextil entre el material granular y el terreno natural con el fin de evitar que el agua, a su paso por el terreno, lleve consigo part culas del mismo provocando la colmatacion del material granular e impidiendo que este realice la funcion para la cual ha sido proyectado.

La escollera del cuerpo del muro, a diferencia que la del cimiento, no se unira con ningun tipo de conglomerante, si no que trabajaran por trabazon. El fin de hormigonar la escollera del cimiento es hacer trabajar al muro como un elemento r gido.

3.4.2. Modelo de calculo

Para realizar las comprobaciones de hundimiento, deslizamiento, vuelco y ausencia de tracciones en la base, es necesario definir una geometria del muro. Para la determinacion de la misma, se ha recurrido a la "Gu a para el proyecto y la ejecucion de muros de escollera en obras de carretera" la cual proporciona una serie de recomendaciones que ayudan a iniciar el proceso iterativo de la busqueda de las dimensiones optimas del muro. En la figura adjunta, recogida de la norma nombrada l neas atras, se muestran dichas pautas a seguir:



El muro a dimensionar se realizara con una contrapendiente en el cimiento 3H:1V, con el fin de conseguir que las hiladas de escollera se vayan colocando paralelamente desde el cimiento a la coronacion del muro.

En cuanto al cuerpo del muro, la normativa senala que la direccion que seguira la colocacion de la escollera sera la misma que la dispuesta en la contrapendiente del cimiento, es decir, el material seguira colocandose sobre un plano cuya inclinacion sea 3H:1V hacia el trasdos. Las pendientes que se pueden llegar a disponer en el intrados seran de $n+1H:10V$ y en el trasdos de $nH:10V$ tomando n con un valor como maximo de dos. En la coronacion del muro se buscaran anchos hasta 2 metros debido a que la altura del muro, mayor a 5 metros, no permitira rebajarlo a 1.5 m.

Mediante la elaboracion de una hoja Excel, se partira de las recomendaciones expuestas en esta gu a para ver si se cumple con las comprobaciones a realizar, modificando parametros de la geometria del muro si alguna de estas no cumplieran, pero respetando siempre las limitaciones realizadas por la gu a. Con esto se conseguira obtener un diseno del muro para la situacion mas desfavorable, estable frente a las cargas que recibira y de peso adecuado para no superar la capacidad portante del terreno.

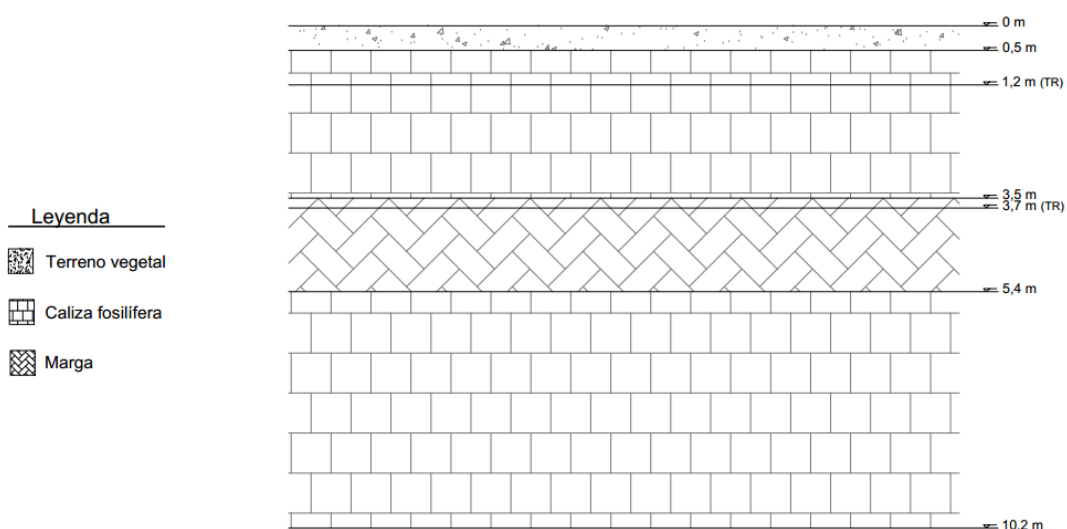
3.4.3. Parametros geotecnicos

Para la obtencion de estos parametros, se ha recurrido tanto al anejo de "Geologia y Geotecnia" como al primer apendice del mismo "Catatas, sondeos y ensayos de laboratorio" del "Estudio informativo de la variante de Morella de la carretera N-232 en el termino municipal de Morella, provincia de Castellon".

Morella se encuentra enclavada en la interseccion entre la Cordillera Iberica y las Cordilleras Costero-Catalanas siendo pues una zona en la que existe una sucesion de anticlinales y sinclinales paralelos de direccion NO-SE donde predominan los afloramientos carbonatados.

Los riesgos geologicos que pueden producirse son deslizamientos y erosion de las laderas. Resaltar que a pesar de ser una zona con materiales carbonatados, el grado de carstificacion que puede producirse es muy reducido. Anadir a lo anterior, la existencia de algunas fallas que no influiran en la construccion debido a su poco desarrollo.

Tras este pequeño resumen en cuanto a la geología del municipio, se presenta a continuación los datos recogidos del apéndice. A pesar de no ser datos propios del terreno de la traza actual, van a ayudar a poder definir una geometría del muro. El sondeo se ha elegido tras observar el tipo de terreno que se presenta en la zona de actuación, consiguiendo así poder realizar las comprobaciones con un tipo de terreno muy parecido al que se podrá tener en realidad. No obstante, antes de la construcción del muro, será necesario la realización de un sondeo en la zona de ubicación del mismo con el fin de poder definir exactamente el tipo de terreno que se dispone en la zona. A continuación se representa el perfil del terreno y se expone una tabla recogiendo las características que se han podido definir de los materiales atravesados por el sondeo:



Parámetros geotécnicos de los materiales del perfil anterior:

Cota relativa (m)	Densidad seca	RCS		RQD (%)	Grado de resistencia
		g/cm ³	Kg/cm ²		
-0.5	-	-	-	-	-
-1.2 TR1	2.59	423.4		20	4
-3.5	-	-		20	4
-3.7 TR2	2.32	109		55	Techo: 2 Muro: 3
-5.4	-	-		55	Techo: 2 Muro: 3
-10.2	-	-		36	4

A continuación se procede a describir los parámetros geotécnicos de los materiales que van a conformar el cuerpo y cimentación del muro (escollera) y el relleno del trasdós del mismo:

- ESCOLLERA COLOCADA

Para la eleccion de los parametros geotecnicos de este material ha sido necesario una previa busqueda del lugar de extraccion del mismo. Tras un analisis de las canteras cercanas, existe la posibilidad de tomar la escollera de la cantera de Mart n del R o, poblacion bastante cercana a Morella. No se ha pensado en la peticion de una zona de prestamos para poder explotar debido a la proteccion paisaj stica y por la ocupacion del suelo de Morella. Sera necesario comparar las caracter sticas de la escollera con la que se pretende construir el muro y las dadas por la "Gu a para el proyecto y la ejecucion de muros de escollera en obras de carretera" con el fin de cumplir con las limitaciones que esta define. Por tanto:

- La densidad seca de la escollera sera de 25 kN/m³
- El angulo de rozamiento sera de 56°

- MATERIAL GRANULAR

Como se ha comentado anteriormente, se va a disponer de un material granular en el trasdos del muro con una granulometr a comprendida entre la de la escollera y la marga. Para ello se va a colocar un material granular cuya procedencia sera la misma que la del material del cuerpo y cimiento del muro. Este material tendra que tener los siguientes parametros geotecnicos:

- Peso espec fico del relleno: 20 kN/m³
- El angulo de rozamiento sera 35°

- TERRENO NATURAL

El terreno que resistira las acciones transmitidas por el muro y que sera contenido por el mismo es una marga cuyos parametros geotecnicos se pueden observar en la tabla anterior. Resaltar, que los valores que all se presentan no son logicos debido a que para una densidad de 2.59 kN/m³ no se puede tener la resistencia que ah se indica. Es por este motivo por el que se va a considerar el peso espec fico y el angulo de rozamiento del material que se encuentra a 3.7 m de profundidad. Decir que se ha considerado la densidad seca como aparente ya que tampoco resulta coherente aceptar ese valor como tal. Por tanto, los datos a considerar ser an:

- Peso espec fico aparente: 2.32 kN/m³
- Resistencia a compresion simple: 10900 kN/ m³

3.5. DIMENSIONES

A continuacion se van a mostrar los datos de partida y los obtenidos en la hoja Excel realizando una breve explicacion de los mismos.

En la siguiente tabla, se recogen los parametros que definen la geometr a del muro, los cuales se iran modificando hasta conseguir que el este cumpla todas las comprobaciones sin superar la capacidad portante del terreno.

CARACTERISTICAS MURO**GEOMETRIA**

Pendiente trasdos del muro	n_t	2	
Ancho en coronacion	a (m)	2	
	b (m)	2,5	
Altura cuerpo de muro	H (m)	10	
Altura cimentacion	z (m)	3,7	
Pendiente intrados del muro	n_i	3	
Ancho de cimentacion	$b+c$ (m)	3	donde $c = 0.5$
Altura total del muro	$H+z$	13,7	
Area de cuerpo muro	A_1 (m ²)	25	
Area de cimentacion muro	A_2 (m ²)	12,6	
Area total muro	A (m)	37,6	

Una vez definida la geometría, se procede a determinar los ángulos de rozamiento de los materiales que conforman tanto el muro como el relleno de su trasdos. Estos serán necesarios para determinar los empujes producidos por el material granular sobre este así como verificar el cumplimiento de las comprobaciones.

Materiales

		°	rad
Ang. Roz. interno terreno trasdos	φ	35	0,610
Ang. Roz. terreno-trasdos muro	δ	23,33	0,407
Ang. del talud terreno	β	0	0
Ang. trasdos del muro	α	-78,69	-1,371
Ang. Roz. Interno escollera		56,399	0,984
Peso específico relleno		23,2	kN/m ³
Peso específico escollera		20	kN/m ³
Angulo trasdos		-11,35	-0,197
Angulo intrados		16,69	0,291
Contrapendiente		18,43	0,321

Únicamente queda por obtener el valor del empuje producido por el material granular en el trasdos del muro consiguiendo así reunir todos los datos necesarios para el cálculo de las comprobaciones acerca de la seguridad al vuelco, al deslizamiento, hundimiento, ausencia de tracciones en la base, tensiones sobre el terreno de cimentación en condiciones de servicio y tensiones sobre el terreno de cimentación bajo empuje incrementado.

Para calcular dicha acción, será necesario determinar el coeficiente de empuje activo, ya que no se considerará la actuación del pasivo, así como el peso específico del material sobre el que se apoya el muro.

Empujes del terreno

$\lambda_{horizontal}$	0,170
$\lambda_{vertical}$	0,036
K_a	0,175
Peso específico terreno natural	20

E_h	171,787532
E_v	36,5879131
E_a	175,640632

Recogidos todos los datos, se procede al calculo de las comprobaciones a realizar mostrandose estas en las tablas siguientes:

Seguridad frente al vuelco

Esta comprobacion se basa en verificar que la relacion entre el momento estabilizador, originado por el peso propio de la escollera y el momento volcador, producido por el empuje activo, toma un valor superior o igual a uno.

Para ello, se ha dividido el muro en una serie de figuras geometricas para poder definir la componente del peso y su distancia hasta el punto O situado en la base de la cimentacion.

Momento estabilizador (mkN)	1771,019	Momento de vuelco (mkN)	1095,944853
F_1 (m ²)	1,5	Brazo (dE) (m)	4,62
z_1 (m)	2	E_a, d (kN)	237,11
F_2 (m ²)	11,1		
z_2 (m)	1,5		
F_3 (m ²)	20		
z_3 (m)	3		
F_4 (m ²)	10		
z_4 (m)	1,67		
F_5 (m ²)	15		
z_5 (m)	2,5		
Area total (m ²)	57,6		
DISTANCIA (m)	1,74		
Wd (kN)	1015.2		

Por tanto:

FRENTE AL VUELCO	1,615974316	CUMPLE
------------------	-------------	--------

Seguridad al deslizamiento:

En esta comprobacion sera necesario descomponer las fuerzas del peso del muro y empuje originado en su trasdos, para determinar la fuerza que produce el deslizamiento (T), producido por las componentes horizontales de ambas cargas y la fuerza que resistira dicho efecto (R), que seran las componentes normales. Para que no se produzca el desplazamiento del muro es necesario verificar que la fuerza que impide el deslizamiento sea mayor que la que lo moviliza.

Ademas, sera necesario la utilizacion de parametros de resistencia tal como $\gamma_{R,h}$ cuyo valor var a segun el enfoque de proyecto. Por ello se va a realizar la comprobacion para los siguientes tres enfoques:

- DA-1 Combinacion 1 (A1+M1+R1)
- DA-2 (A1+M1+R2)
- DA-3 (A2 o A1+M2+R3)

Para el DA-1 y DA-3, el valor de $\gamma_{R,h}$ es igual a uno y se obtienen los siguientes resultados:

E_a (kN/m)	175,6406322		
E_n (kN/m)	46,50203862		
E_t (kN/m)	232,5102453	T (kN/m)	-36.27
		R (kN/m)	599.763
W (kN/m)	1015,200002		
W_t (kN/m)	268,7810281		
W_n (kN/m)	1343,905442		

Por lo que:

FRENTE AL DESLIZAMIENTO	16.536	CUMPLE
--------------------------------	--------	---------------

Para el DA-2, $\gamma_{R,h}$ es igual a 1.1 y se obtiene:

E_a (kN/m)	175,6406322		
E_n (kN/m)	46,50203862		
E_t (kN/m)	232,5102453	T (kN/m)	-36.27
		R (kN/m)	545.24
W (kN/m)	1015,200002		
W_t (kN/m)	268,7810281		
W_n (kN/m)	1343,905442		

Por tanto:

FRENTE AL DESLIZAMIENTO	15.03	CUMPLE
--------------------------------	-------	---------------

AUSENCIA DE TRACCIONES EN LA BASE

Para poder realizar esta comprobacion, previamente sera necesario determinar los esfuerzos con respecto el centro de gravedad de la zapata del muro verificando que la excentricidad de los esfuerzos en esa posicion es mayor a un sexto de la anchura de la zapata asegurando as que no despega el muro.

b	3,16		
N_{Ed} (kN)	-1297,40	N. (kN)	-1297,40
M_{Ed} (mkN)	675,07	M. (mkN)	-1376.3
		e (m)	1.06

Por consiguiente:

AUSENCIA DE TRACCIONES EN LA BASE	1.061	CUMPLE
-----------------------------------	-------	--------

TENSIONES SOBRE EL TERRENO DE CIMENTACION EN CONDICIONES DE SERVICIO

Bastara verificar que la tension maxima que se puede transmitir al terreno es inferior a su capacidad portante minorada:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N'}{M'} + \frac{6 \cdot M'}{b^2} \leq \frac{q_h}{\gamma_{R,v}}$$

Esta comprobacion tambien dependera del enfoque de proyecto que se considere, por lo que se comprobara para los tres enfoques definidos anteriormente.

Para el DA-1 y DA-3, el valor de $\gamma_{R,h}$ es igual a uno obteniendose como resultados:

Tension maxima (kN/m2)	1236,056
Q_h (kN/m ²)	10900
$\gamma_{R,v}$	1

TENSIONES SOBRE EL TERRENO DE CIMENTACION EN CONDICIONES DE SERVICIO	$\sigma_{m\acute{a}x} < \frac{q_h}{\gamma_{R,v}}$	CUMPLE
--	---	--------

Para el DA-2, $\gamma_{R,h}$ es igual a 1.1 y se obtiene:

Tension maxima (kN/m2)	1236,056
Q_h (kN/m ²)	9909.091
$\gamma_{R,v}$	1

TENSIONES SOBRE EL TERRENO DE CIMENTACION EN CONDICIONES DE SERVICIO	$\sigma_{m\acute{a}x} < \frac{q_h}{\gamma_{R,v}}$	CUMPLE
--	---	--------

TENSIONES SOBRE EL TERRENO DE CIMENTACION BAJO EMPUJE INCREMENTADO

Para realizar esta, es necesario aumentar el empuje un 50% y comparar dicho valor con el doble de la resistencia minorada del terreno. Al igual que en la comprobacion anterior, habra que verificar que cumple para todos los enfoques de proyecto.

Para el DA-1 y DA-3, el valor de $\gamma_{R,h}$ es igual a uno obteniendose como resultados:

E^*	69,75
Q_h (kN/m ²)	21800
$\gamma_{R,v}$	1

TENSIONES SOBRE EL TERRENO DE CIMENTACION BAJO EMPUJE INCREMENTADO	$\sigma_{m\acute{a}x} < 2 \cdot \frac{q_h}{\gamma_{R,v}}$	CUMPLE
--	---	---------------

Para el DA-2, $\gamma_{R,h}$ es igual a 1.1 y se obtiene:

E*	69,75
Qh (kN/m2)	19818,18182
$\gamma_{R,v}$	1,1

TENSIONES SOBRE EL TERRENO DE CIMENTACION BAJO EMPUJE INCREMENTADO	$\sigma_{m\acute{a}x} < 2 \cdot \frac{q_h}{\gamma_{R,v}}$	CUMPLE
--	---	---------------

PREDIMENSIONAMIENTO PUENTE

REALIZADO POR:

TEROL SERRANO, ANA BELEN

4. PREDIMENSIONAMIENTO PUENTE

4.1. UBICACION DE LA OBRA Y DESCRIPCION DEL ENTORNO

Como ya se ha mencionado en el calculo del muro de gravedad, el desarrollo de este trabajo se realiza en el municipio de Morella. Esta se ubica en la Comunidad Valenciana y destaca por su un relieve accidentado compuesto por numerosos barrancos, bosques de pinos, carrascas entre otros y por la travesa a del r o Bergantes. Es un pueblo situado en la parte superior de una montana y rodeada perimetralmente por una muralla. Desde el mismo, se puede observar un paisaje rural donde predominan los campos de pastoreo y cultivo.

Cabe resaltar que durante la conduccion por la N-232, el paisaje que se observa es completamente rural similar al que se puede encontrar en Morella.

La colocacion de esta obra puede observarse en el apartado de "Planos", donde se puede ver la colocacion exacta del puente, el cual se situara al nordeste del municipio.

El "Plan General de Ordenacion Urbana" regula que Morella esta bajo proteccion paisajista, por lo que no se va a poder realizar ninguna actuacion en ella a no ser que sean obras e instalaciones publicas promovidas por el estado. Habra que cuidar que cualquier modificacion que se realice en su entorno no genere grandes impactos. Por ello, se debera realizar un estudio detallado de la tipolog a del puente a ubicar con el fin de reducir al maximo dicho efecto negativo.

Ademas se va a procurar utilizar la traza de la nueva carretera y los caminos de alrededores para el paso de la maquinaria con los elementos necesarios para la construccion del puente realizando as los m nimos movimientos de tierras. Con esto se conseguira afectar lo menos posible a la zona y disminuir las medidas correctoras a realizar.

Se va a analizar diferentes tipolog as que se podr an utilizar en esta zona explicando su comportamiento estructural y su adaptabilidad al entorno.

A continuacion se muestra una serie de fotograf as de Morella y su entorno, tomadas desde el propio municipio y del castillo.





4.2. ESTUDIO DE SOLUCIONES

En este apartado se explicara el motivo de la construccion del puente, indicando sus caracter sticas y las diferentes alternativas propuestas.

El trazado de la carretera se ha realizado adaptandose en la medida de lo posible a las curvas de nivel del terreno evitando realizar terraplenes y desmontes muy excesivos. Como se puede observar en el cap tulo de trazado, para unir la variante con la carretera actual, ha sido necesario la construccion de un puente salvar el barranco de la Pedrera por donde discurre el r o Bergantes. Ademas hay que resaltar que los barrancos que rodean Morella, recogen todas las aguas de lluvia que caen de las laderas de la montana, por lo que se evitara modificar la geometr a de los mismos.

Para cruzar el barranco, es necesario disponer de un puente cuya longitud aproximadamente es de 404 m siendo el galibo del mismo variable debido a la forma del terreno y a la pendiente longitudinal descendente que posee el mismo.

El ancho del tablero viene impuesto por el tipo de carretera que se va a construir siendo en este caso una nacional, con un carril por sentido, de velocidad de proyecto de 80 Km/h. La dimension sera unos 12 m de anchura. Debido a las dimensiones de la obra, sera necesario resolver el problema cuidando la estetica del mismo consiguiendo as adaptarlo al entorno.

A continuacion se va a proceder a describir cada una de las propuestas para salvar la luz definida anteriormente:

PRIMERA PROPUESTA

Se propone una tipolog a tipo arco buscando que sea ese elemento quien se encargue de transmitir las cargas hacia los apoyos.

En cuanto al tablero, se propone una seccion variable siendo de mayor canto en aquellos puntos donde el tablero apoye sobre los t mpanos continuando con un canto menor en los vanos extremos y en los centros de vano. Ademas, el tipo de seccion propuesta ser a en cajon teniendo un ancho de ala superior igual al de la calzada, 12m.

Los t mpanos son elementos que trabajaran a compresion llevando las cargas actuantes en el tablero al arco con el fin de que este las transmita a los apoyos.

El puente a realizar sera de hormigon ya que es un material cuyo acabado puede modificarse con el fin de que se adapte mejor al entorno.

Se dispondran de unos arcos de dimensiones infinitamente inferiores a las del arco principal y que se utilizaran para realizar las transiciones de entrada y salida de la carretera.

La justificacion de utilizar este tipo de puente se debe a que durante el recorrido por la N-232, con direccion Morella, se cruza un pequeno puente tipo arco de forma similar al que se propone realizar en el municipio. Con esto se busca unificar las tipolog as de las obras que se realicen en este entorno siempre y cuando sean compatibles con el tipo de terreno que se tiene. Por otro lado, debido al caracter medieval del municipio, recurrir a los arcos es intentar reproducir los puentes de esa epoca adaptando as la tipolog a tanto al municipio como al entorno.

Esta tipolog a tiene el inconveniente de la transmision de fuertes cargas horizontales requiriendo para su colocacion que el terreno tenga una alta capacidad portante. En el caso que se abarca, el material predominante en la

zona de colocacion del viaducto son calizas cuya capacidad portante es pequena. Debido a esto, es necesario colocar una cimentacion robusta de manera que se consiga que el arco trabaje permanentemente en compresion ya que el terreno no sera capaz de proporcionarle dicho confinamiento. Esto puede crear un serio problema de estetica, influyendo negativamente sobre el paisaje e imposibilitando su construccion si el impacto visual creado es muy grande.

A continuacion se puede observar una imagen del Viaducto de Martin Gil situado a la altura de las localidades de Manzanal del Barco y Palacios del Pan, ambos en Zamora y el puente de Teruel los cuales han sido la referencia para decidir esta tipologia como una posible solucion.



VIADUCTO MARTÍN GIL (ZAMORA)



PUENTE ARCO EN TERUEL

SEGUNDA PROPUESTA

Esta consiste en la construcción de un puente de hormigón pretensado de tablero con sección en cajón. No va a tener sección constante, disponiendo de mayor canto en las zonas donde este apoyado sobre las pilas y de menor canto en el centro del vano central y en los vanos extremos.

El tablero se va a unir al terreno mediante pilas las cuales se pretende que tengan una sección rectangular, colocando el lado mayor en la dirección del flujo del agua consiguiendo así una menor interferencia en el flujo del agua cuando circule por el barranco. Además se va a buscar que la distancia entre estas sea la máxima posible con el fin de que influyan lo menos posible en el flujo. La orientación de estas podrá variar entre vertical e inclinadas, realizando en un primer lugar un predimensionamiento con las pilas verticales debido a la mayor facilidad constructiva tanto estas como de la cimentación las mismas.

Se buscará conseguir que con un cajón unicelular y una losa superior de 12 m se pueda realizar el tablero de este puente no induciendo a tener problemas por arrastre de cortante o distorsión. Si acaso es que se encontrara con estos debido a que el canto que se posee es mayor a 8 m, deberemos o bien aumentar el número de almas, rigidizar la sección o disponer varias vigas cajón juxtaponidas. La opción que se tomará será en función del efecto que producen en la sección intentando de alguna manera resolver el problema sin afectar a la estética del puente.

El apoyo en los extremos variará en función de la magnitud de la carga que transmita la estructura al terreno. El disponer de un tipo de elemento de apoyo del tablero podrá ir desde la realización de una cimentación superficial que lo soporte y transmita las cargas al terreno como a un estribo si las cargas son superiores.

Desde un punto de vista estético, el estilo moderno del puente, su esbeltez y los elementos que lo conforman no hacen de este un puente invasivo favoreciendo así a la disminución del impacto visual que se podrá producir. Se consigue así introducir de forma sutil la construcción de nuevas tipologías en el medio rural sin hacer perder el valor que el propio lugar tenía antes de la localización del viaducto.

Como inconvenientes que pueden derivar de este tipo de puente es la influencia sobre el flujo normal de las aguas por el barranco. Al introducir las pilas, como elementos sustentadores del tablero, se deberá cuidar que el flujo del agua cuando intercepte con estas no modifique sus características. Por ello será necesario alinear las pilas con el flujo disminuyendo así las fuerzas hidrodinámicas (menor sobreelevación aguas arriba de las pilas), el depósito de material y la erosión de la cimentación. Deberá llevarse especial cuidado con las fuerzas que genera el agua sobre la pila evitando que se formen vórtices que se unan y se separen de manera independiente ya que la consecuencia de esto será una serie de vibraciones que amplificarán la fuerza hidrodinámica provocando el colapso de la estructura.

Se dispondrán las pilas a una distancia tal que las ondas generadas por el choque del agua proveniente de aguas arriba con estas no interfieran entre sí de manera que no modifiquen el flujo aguas abajo.

La introducción de este tipo de elementos sobre el medio natural se puede ver en el puente de Liunguaghe en China, el cual consigue no perder de vista ningún elemento del entorno desde cualquier punto del mismo y solventar el problema de salvar una luz 240 m.



PUENTE DE LIUGANGHE (CHINA)

TERCERA PROPUESTA

No se ha planteado la idea de realizar un puente atirantado o tipo arco de tablero inferior debido a que la construcción de estas tipologías puede crear un mayor impacto sobre Morella ya que no se conseguirá adaptar al entorno rural y a la configuración arquitectónica del municipio.

RESUMEN DE PROPUESTAS

Como se ha podido ver anteriormente, se han buscado tipologías que no invadiesen la parte superior del tablero creando así una línea por debajo de la cual solo apareciesen elementos propios del puente, pero dejando siempre a la vista los accidentes geográficos de la zona. Con esto se pretende evitar la pérdida de valor ambiental de la zona.

Finalmente se va a decantar por la segunda opción debido a que el terreno no tiene suficiente resistencia como para hacer frente a las tensiones que la tipología de arco le es capaz de transmitir además de que el impacto que crear a su cimentación será bastante grande. El puente se realizará con canto variable y de hormigón. La construcción del mismo no será *in situ* sino que se construirá a partir de piezas prefabricadas.

4.3. PROCESO CONSTRUCTIVO

A continuación se va a explicar el proceso constructivo que permitirá la construcción del puente. Debido a la poca accesibilidad de la maquinaria sobre todo para el vano central, se ha decidido construir el puente mediante voladizos sucesivos.

En primer lugar deberán construirse los apoyos del puente, las pilas y los estribos. Para ello, se proveerán los caminos de acceso necesarios para llegar a la zona de colocación de los mismos y de sus cimentaciones.

Debido a la longitud que tienen las pilas, se tendrá que determinar si podrán ser transportadas con su altura final, o se traerán por partes dejando en la parte de encuentro con el otro extremo unas armaduras de espera que permita su unión.

Una vez realizada la cimentación del puente y los apoyos del mismo, se procederá a la colocación de la primera dovela sobre la pila de menor altura haciendo uso de una grúa que permita la elevación de la misma hasta la parte superior del elemento de apoyo. Tras esto y la construcción de los estribos, ya se tiene los puntos de apoyo para la cimbra autolanzable.

La construcción se realizara en dos partes: en la primera se realizara un extremo de vano y en la segunda, utilizando lo anterior como apoyo de la cimbra, se llevara a cabo el montaje del resto del puente en una sola direccion. No se recurrira a la construcción por voladizos compensados aunque el coste de tiempo sea mayor considerando el procedimiento elegido.

Debido a las dimensiones del puente, no sera necesario realizar ningun tipo de atirantado de las dovelas.



4.4. NORMATIVA

Se han utilizado diferentes fuentes de consulta como pueden ser normas, ordenes circulares, apuntes, entre otros.

En cuanto a la determinacion de las cargas que van a solicitar tanto al tablero como las pilas, se ha utilizado la "Instruccion sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera", IAP11, la cual recoge las cargas permanentes y variables a las que va a poder sometido el puente durante su construcción y/o una vez construido. De esta se ha obtenido a parte de las acciones exteriores, los coeficientes parciales y de simultaneidad a utilizar en las comprobaciones de ELU y ELS as como las diferentes situaciones de proyecto para ELU. Para acciones que derivan del tipo de material que se ha colocado, como la fuerza de pretensado, se ha recurrido al "UNE-EN_1992-1-1" con fecha 2013 con el fin de poder estimar cual es la fuerza de tesado que se tendra a que proporcionar al cable.

Con la ayuda del libro "Puentes" de Javier Manterola, se ha podido definir las secciones de las pilas y de las vigas en cajon as como seguir las recomendaciones dadas para variar los espesores de las mismas en funcion de los esfuerzos. Se ha guiado de varios tomos del mismo libro para definir que tipos de secciones son las mas adecuadas dado el tipo de puente que se tiene as como que problemas puede presentar el viaducto frente a las acciones exteriores.

En cuanto a los equipamiento, se ha recurrido a la norma "EN 1317-6" y a las "Recomendaciones sobre criterios de aplicacion de pretils metalicos en carretera" para elegir el tipo de pretil mas adecuado. Este se escogera en funcion de la velocidad de proyecto, de la IMD de la carretera as como el nivel de contencion que se busca.

Para el calculo de la cimentacion se ha recurrido a la "Gu a de Cimentaciones en Obras de Carretera" del Ministerio de Fomento, la cual, dando una serie de expresiones, permitira determinar la carga maxima que seran capaces de resistir los pilotes. Para calcular esa resistencia sera necesario calcular

en primer lugar la carga de hundimiento de los pilotes. Para hallar esta, se ha recurrido al libro "Curso Aplicado de Cimentaciones" de Rodríguez Ortiz con el fin de obtener aquellos parámetros característicos del suelo que no se han podido obtener de los sondeos realizados. Recurriendo a la asignatura de "Edificación" se va a distribuir los pilotes en planta determinando así las dimensiones necesarias para el encepado.

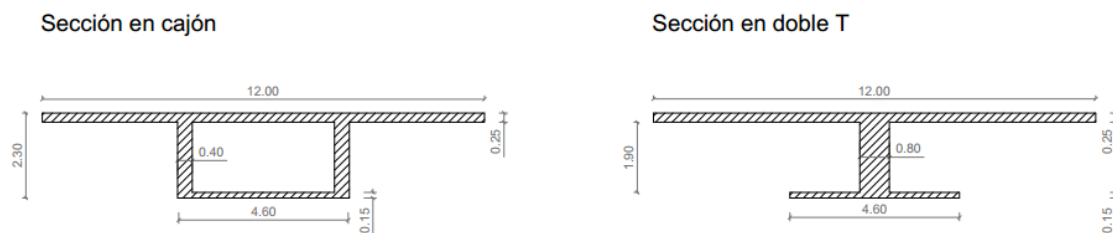
La decisión de un tipo de apoyo u otro del tablero sobre las pilas se ha realizado en base a lo explicado en los libros de Javier Manterola.

4.5. ACCIONES CONSIDERADAS

CARGAS PERMANENTES

- PESO PROPIO DEL TABLERO

El programa no dispone de secciones tipo cajón para poder asignarlas al tablero, por eso se va a determinar el peso de una sección en doble T con alas no simétricas que se asemejen a la losa superior e inferior de la sección que queremos finalmente disponer en el tablero. Para hallar el valor de esta carga, se ha considerado la siguiente sección:



Para determinar el valor por metro de la carga de peso propio, se ha considerado un peso específico de 25 kN/m^3 , siendo la carga resultante:

$$\text{Área} = 12 \cdot 0.25 + 2 \cdot 0.4 \cdot 1.9 + 4.6 \cdot 0.15 = 5.21 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso propio} = 25 \cdot 5.21 = 130.25 \text{ kN/m}$$

Se puede observar como este valor no será único debido a que al depender de la sección, la magnitud de esta carga irá variando con las iteraciones realizadas. El programa utilizado, calcula este valor automáticamente por lo que no hará falta volver a calcularlo.

- CARGA MUERTA

- PESO DEL PAVIMENTO

Se va a considerar como carga muerta el peso del pavimento dispuesto sobre el tablero. Según la IAP11, el máximo espesor a considerar de mezcla bituminosa son 10 cm, el cual se tomará para el diseño de la sección del puente aunque luego en obra no se disponga de este espesor. La normativa define dos valores para esta acción, uno superior y otro inferior:

- $G_{k,inf}$

Este valor corresponde a la carga por metro que actuará en el tablero disponiendo de 10 cm de espesor de mezcla bituminosa. El peso específico de esta es de 23 kN/m^3 , por lo que el valor de la carga que se transmitirá a ser:

$$\text{Carga muerta} = 23 \cdot 0.1 \cdot 12 = 27.6 \text{ kN/m}$$

- $G_{k, \text{sup}}$

Esta carga corresponde con un incremento del cincuenta por ciento los espesores teóricos definidos en el proyecto. El considerar esta aumento no engloba la posibilidad de repavimentar para mejora del mismo sobre la capa ya realizada.

$$\text{Carga muerta} = 23 \cdot 0.1 \cdot 1.5 \cdot 12 = 41.4 \text{ kN/m}$$

- PESO DEL PRETIL

Debido a que no se ha encontrado el peso de dicho material, a partir de las medidas mostradas en la ficha técnica del pretil que se va a disponer a ambos lados del puente, se ha estimado el peso por metro que transmitir a dicha barrera de seguridad al tablero del puente. Su valor asciende a 1.113 kN/m englobando en este el peso del hormigón que hay que disponer sobre el tablero y el elemento metálico de contención.

CARGAS VARIABLES VERTICALES

- SOBRECARGA DE VEHICULOS

Una vez definidas las cargas permanentes que solicitaran el puente, se va a pasar a determinar las cargas variables que podrán intervenir.

En primer lugar se va a determinar la sobrecarga producida por el paso de los vehículos por el puente. Para ello se va a considerar dos tipos de carga: puntual, que resulta de la fuerza que ejerce cada una de las cuatro ruedas del vehículo pesado sobre el tablero y una lineal.

Para ello, se deberá definir en cuantos carriles virtuales se va a tener que dividir el tablero. Con la determinación de estos, se podrá conocer la posición más desfavorable de un vehículo para el puente. La numeración de los carriles es muy sencilla, denominando carril 1 aquel cuyo efecto de la carga sea el más desfavorable.

Por tanto nuestro primer objetivo será hallar las características de esos carriles virtuales con el fin de poder ubicar después la sobrecarga debido al paso de los vehículos.

Para dividir la plataforma del tablero en carriles virtuales, la IAP11 en la tabla 4.1-a define en función de la anchura de la plataforma cuantos carriles es necesario disponer:

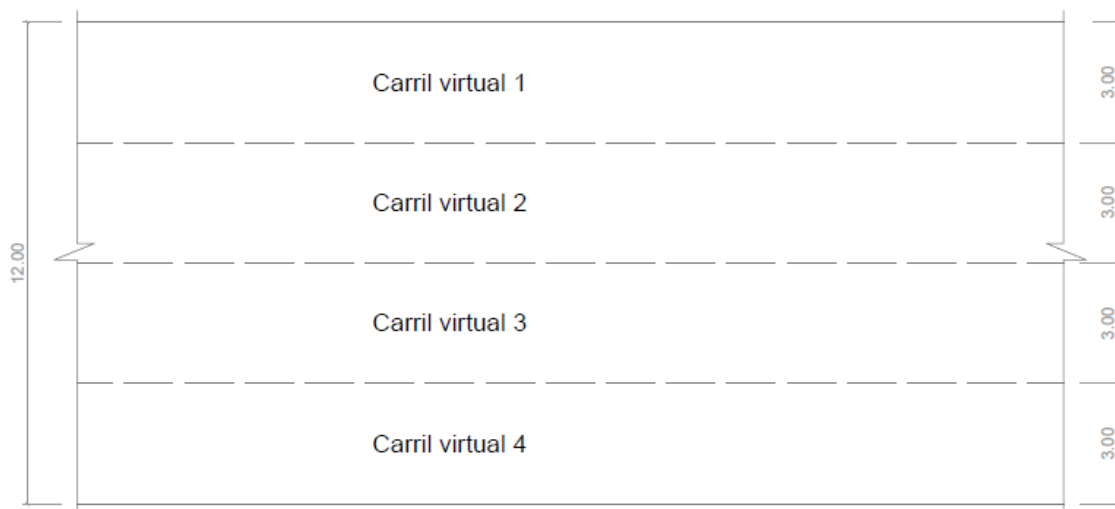
TABLA 4.1-a DEFINICIÓN DE LOS CARRILES VIRTUALES

ANCHURA DE LA PLATAFORMA (w)	NÚMERO DE CARRILES VIRTUALES (n _v)	ANCHURA DEL CARRIL VIRTUAL (w _v)	ANCHURA DEL ÁREA REMANENTE
w < 5,4 m	n _v = 1	3 m	w - 3 m
5,4 m ≤ w < 6 m	n _v = 2	$\frac{w}{2}$	0
w ≥ 6 m	n _v = ent $\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	w - 3n _v

Al tener un ancho de tablero 12 m superior a 6 m tenemos la siguiente división:

- Numero de carriles virtuales:
 - $n_i = \text{ent} \left(\frac{w}{3} \right) = \text{ent} \left(\frac{12}{3} \right) = 4$ carriles de 3 metros de ancho cada uno
- Anchura del area remanente:
 - $w - 3 \cdot n_i = 12 - 3 \cdot 4 = 0 \text{ m} \rightarrow$ no existira area remanente

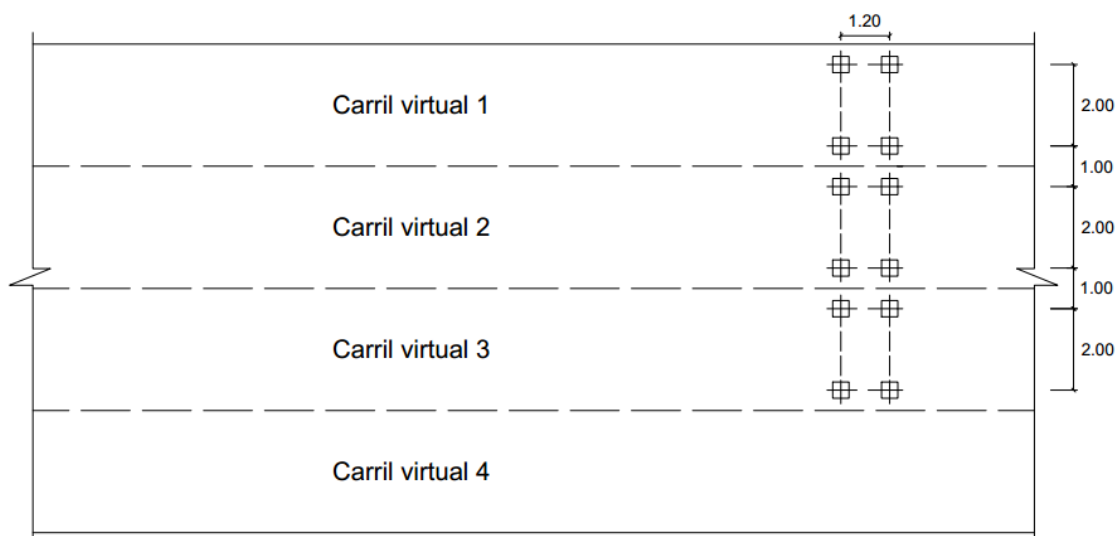
Por tanto el tablero quedara dividido de la siguiente manera:



- CARGAS VERTICALES DEBIDAS AL TRAFICO DE VEHICULOS

La norma define que habra que considerar la accion simultanea de las siguientes cargas:

- a) Se debera considerar la actuacion de un veh culo pesado en todos los carriles virtuales que se tengan. Estos transmitiran una carga al pavimento por eje de Q_{ik} y estaran situados en aquel lugar donde su efecto provoque en el puente la peor situacion, que en este caso sera el centro del carril del vano central. Adem as, establece una serie de dimensiones del veh culo de manera que la separacion longitudinal de las ruedas del mismo eje sea de 2 m y la transversal es de 1.20 m. El area de aplicacion de la carga de cada rueda sera de 0.16 m^2 . La distancia que existira entre veh culos situados en carriles virtuales distintos sera mayor a 0.5 m, siendo en este caso de exactamente de un metro.



b) Se aplicara una sobrecarga uniforme de valor q_{ik} . El area de aplicacion de esta carga sera en todas las zonas donde su efecto resulte desfavorable para el elemento de estudio, esten ocupadas o no por los veh culos pesados.

SITUACION	VEHICULO PESADO $2Q_{ik}$ (kN)	SOBRECARGA UNIFORME q_{ik} (kN/m ²)
Carril virtual 1	2·300	9
Carril virtual 2	2·200	2.5
Carril virtual 3	2·100	2.5
Carril virtual 4	0	2.5

- SOBRECARGA DE PEATONES

No se considerara ningun valor de esta carga debido a que el viaducto solo sera construido para el transito de veh culos procedentes de la variante de la nacional N-232.

CARGAS VARIABLES HORIZONTALES

- FRENADO Y ARRANQUE

Al tener una carretera convencional, se va a disponer de dos carriles de cirulacion de sentidos opuestos. La normativa marca que habra que considerar esta carga en todos los carriles siempre y cuando su actuacion sea desfavorable. Anade ademas, que en carreteras convencionales, la actuacion de las fuerzas de frenado en los dos carriles no representar a la situacion mas desfavorable que se podr a tener, por ello aconseja la aplicacion de una sola carga de frenado analizando as la peor situacion que podr a presentarse en la estructura. Para determinar el valor de esta carga, se considerara una fraccion del valor de la carga vertical que actue en el carril virtual 1 mediante la siguiente expresion:

$$Q_{ik} = 0.6 \cdot 2 \cdot Q_{1k} + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$$

El parametro L depende de la distancia entre juntas contiguas o si no existen, de la longitud de puente. Como solo se va a disponer de dos juntas de dilatacion en los extremos del puente, el valor de L sera igual al de toda la longitud del puente, que en este caso es de 404 m.

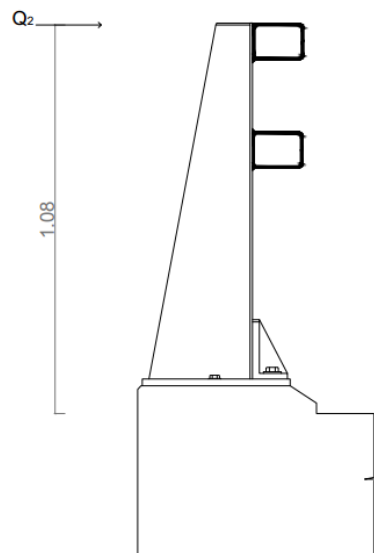
$$Q_{ik} = 0.6 \cdot 2 \cdot 300 + 0.1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 404 = 1450.8 \text{ kN}$$

Como se puede observar, este valor esta fuera del rango que marca la IAP11, entre 180 kN y 900 kN, por tanto se tomara como valor de calculo el ultimo de estos valores, 900 kN.

- EMPUJE SOBRE EL PRETIL

La norma define una carga de 1,5 kN/m sobre las barandillas actuando sobre la parte mas alta de la misma. A pesar de estar definido para estos elementos, al no utilizarlos debido a que no se va a destinar el uso del puente para peatones, se considerara aplicada sobre los pretiles.

Para determinar la distancia a la que hay que aplicar esa carga, se ha tenido que elegir el tipo de pretil a colocar siguiendo las instrucciones de "EN 1317-6". La altura a la que se va a colocar la carga sera a 1.08 metros medidos desde la parte superior del tablero.



VIENTO

La instruccion define las expresiones a partir de las cuales podemos determinar el empuje que genera el viento sobre los elementos que conforman el puente. Para ello en primer lugar se determinara la velocidad basica del viento, calculando posteriormente los parametros de los que depende dicho empuje.

En cuanto a las direcciones del viento que se van a determinar van a ser tres: un viento transversal que dara lugar a un empuje vertical y otro horizontal y el viento longitudinal cuya direccion es la misma que la del tablero.

Ademas, se define en la IAP11 el punto de aplicacion de dichos empujes. Estos se situaran en el centro de gravedad del elemento sobre el que actua.

VELOCIDAD BASICA DEL VIENTO.

La normativa define una expresion para un periodo de retorno, T , de 50 anos bajo una serie de condicionantes. Esta expresion debera multiplicarse por un factor de probabilidad con el fin de poder obtener el valor real de esa velocidad basica para el periodo de retorno que se ha considerado el cual, en este caso, sera de 100 anos.

$$v_b(T = 100 \text{ años}) = v_b \cdot C_{prob} = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \cdot C_{prob}$$

Los valores de cada una de las variables sera:

- C_{dir} : factor direccional del viento = 1
- C_{season} : factor estacional del viento = 1
- $v_{b,0}$: velocidad basica fundamental para un periodo de retorno de 50 anos = 26 m/s
- C_{prob} : coeficiente de probabilidad para un periodo de retorno de 100 anos = 1.04

Por tanto:

$$v_b(T = 100 \text{ años}) = 1 \cdot 1 \cdot 26 \cdot 1.04 = 27.04 \text{ m/s}$$

La expresion general para determinar el empuje del viento sera:

$$F_w = \left[\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2(T) \right] \cdot c_e(z) \cdot c_{f,z} \cdot A_{ref,z}$$

Como se puede observar esta expresion depende de:

- ρ : densidad del aire = 1.25 kg/m³
- $v_b(T)$ =27.04 m/s
- $c_e(z)$: coeficiente de exposicion en funcion de la altura z
- c_f : coeficiente de fuerza del elemento considerado
- A_{ref} : area de referencia, que se obtendra como la proyeccion del area solida expuesta sobre el plano perpendicular a la direccion del viento (m²)

El parametro C_e es un valor que depende de la distancia entre el terreno hasta el punto de aplicacion del viento. Para calcular dicho parametro se va a disponer de dos expresiones utilizandose una u otra en funcion de si esa distancia es mayor o menor a un m nimo.

Para poder determinar el valor de esa distancia m nima as como de otros factores que se utilizaran en expresiones posteriores se ha recurrido a la tabla 4.2-b de la instruccion donde define el valor de estos parametros. La eleccion de un valor u otro depende del tipo de entorno en el que esta ubicado el puente. En este caso se trata de un tipo II, zona rural con vegetacion baja y obstaculos aislados, (arboles, construcciones pequenas,...), con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstaculos. Con esto, los valores a considerar para los calculos seran:

TIPO DE ENTORNO	K_r	z_0 (m)	$z_{m n}$ (m)
0	0.156	0.003	1
I	0.17	0.01	1
II	0.19	0.05	2
III	0.216	0.3	5
IV	0.235	1	10

Como se esta realizando una fase previa de predimensionamiento, el punto de aplicacion del empuje se tomara como la distancia desde el punto mas bajo del terreno hasta el centro de gravedad de los elementos que forman el puente.

En el caso del tablero, centro de gravedad de la seccion en doble T no simetrica es:

$$c_g = \frac{12 \cdot 0.25 \cdot \left(\frac{0.25}{2}\right) + 1.90 \cdot 0.8 \cdot \left(\frac{1.9}{2} + 0.25\right) + 4.6 \cdot 0.15 \cdot \left(\frac{0.15}{2} + 2.15\right)}{5.21} = 0.7167 \text{ m}$$

TABLERO:

- VIENTO TRANSVERSAL DEL VIENTO

Como ya se ha comentado anteriormente, este viento va a dar lugar a dos empujes: uno vertical y otro horizontal. El primero, tendra una direccion coincidente con la del eje Z, siendo la del empuje horizontal, la direccion del puente. La expresion a utilizar sera la presentada anteriormente:

$$F_w = \left[\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2(T) \right] \cdot c_e(z) \cdot c_{f,z} \cdot A_{ref,z}$$

Como se puede observar esta expresion depende de:

- ρ : densidad del aire = 1.25 kg/m3
- $v_b(T)$ =27.04 m/s
- $c_e(z)$: coeficiente de exposicion en funcion de la altura z
- c_f : coeficiente de fuerza del elemento considerado
- A_{ref} : area de referencia, que se obtendra como la proyeccion del area solida expuesta sobre el plano perpendicular a la direccion del viento (m2)

A continuacion se va a proceder al calculo de los tres ultimos parametros de la expresion tanto para el tablero como para las pilas.

▪ EMPUJE VERTICAL

COEFICIENTE DE EXPOSICION

Este coeficiente depende de si la distancia que existe entre el punto de aplicacion del viento hasta la parte mas baja del terreno es mayor o menor a la $z_{m,n}$ definida segun el tipo de entorno. Al tener el tablero una pendiente de -1.9474, se tomara como punto de aplicacion aquel punto mas alto del puente ya que la presion que ejerza ah el viento sera mayor que en cualquier otro punto. Por tanto, el valor de este parametro sera:

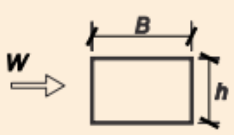
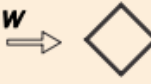
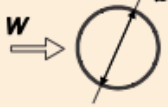

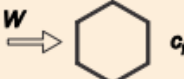
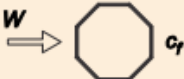

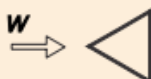


$$c_e(z) = k_r^2 \cdot \left[c_o^2 \cdot \left(\ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right)^2 + 7 \cdot k_l \cdot c_o \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right] =$$

$$= 0.19^2 \cdot \left[1^2 \cdot \left(\ln \left(\frac{51.267}{2} \right) \right)^2 + 7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \ln \left(\frac{51.267}{2} \right) \right] = 1.1996$$

COEFICIENTE DE FUERZA

Su valor depende de la geometría del elemento por lo que, al igual que el peso propio, irá variando hasta encontrar la solución final.

Este coeficiente se determinará con la ayuda de la figura 4.2-b y es función de la relación entre el ancho de la sección y su canto:

	$\frac{B}{h}$	$\leq 0,2$	0,4	0,6	0,7	1,0	2,0	5,0	$\geq 10,0$
	c_f		2,0	2,2	2,35	2,4	2,1	1,65	1,0
 $c_f = 1,4$			sección circular con superficie lisa y tal que: $\varnothing v_b(T) \sqrt{c_s(z)} > 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 0,7$		sección circular con superficie rugosa ^(*) , o lisa tal que: $\varnothing v_b(T) \sqrt{c_s(z)} < 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 1,2$				
 $c_f = 1,8$	 $c_f = 1,6$	 $c_f = 1,45$	 $c_f = 1,3$						
 $c_f = 1,6$	 $c_f = 2,2$	 $c_f = 2,0$							

(*) Se tomará siempre superficie rugosa excepto si la rugosidad superficial equivalente resulta menor de $\phi \cdot 10^5 \text{ m}$

FIGURA 4.2-b COEFICIENTE DE FUERZA c_f PARA LAS SECCIONES MÁS HABITUALES

En este caso ese valor es de $\frac{404}{12} = 33.67$ y el coeficiente de fuerza será de 0.9.

AREA DE REFERENCIA

Esta área será la planta del tablero ya que es la superficie perpendicular a la dirección del viento vertical.

$$A_{ref} = 12 \cdot 404 = 4848 \text{ m}^2$$

El empuje vertical tendrá un valor de:

$$F_w = \left[\frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 27.04^2 \right] \cdot 1.1996 \cdot 0.9 \cdot 4848 = 2391855.67 \text{ N} = \mathbf{2391.86 \text{ kN}}$$

▪ EMPUJE HORIZONTAL

Para realizar el cálculo de la dirección en el eje del puente, la IAP11 propone dos tipos de tablero: de alma llena o de celosía. En este caso, se realizará el cálculo considerando que el tablero está dentro del grupo de tableros de alma llena.

COEFICIENTE DE FUERZA

Existe una pequeña diferencia en el cálculo del coeficiente de fuerza. La instrucción define que se debe considerar una altura de 2 m medida a partir del tablero teniendo en cuenta a la sobrecarga de uso. Por tanto la "h" definida en la figura 4.2-b, será el canto del tablero añadiendo esos 2 metros más.

Además de este cambio, la expresión para calcular el coeficiente de fuerza será:

$$c_{f,x} = 2.5 - 0.3 \cdot \left(\frac{B}{h_{eq}} \right) = 2.5 - 0.3 \cdot \frac{12}{(2.3 + 2)} = 1.663$$

El valor de este coeficiente está limitado en un rango de [1.3, 2.4]. Se observa en el valor obtenido anteriormente que se está dentro del intervalo.

AREA DE REFERENCIA

Para calcular el área será necesario considerar un canto equivalente que englobe tanto los dos metros que representan a la sobrecarga de uso y el canto de la pieza. No se añadirá a esta altura la de los sistemas de contención debido a que desde el punto de vista del viento van a ser permeables, es decir, no van a suponer un impedimento al paso del aire.

$$A_{ref,x} = 12 \cdot (2.3 + 2) = 51.6 \text{ m}^2$$

Por tanto, el empuje del viento horizontal será:

$$F_w = \left[\frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 27.04^2 \right] \cdot 1.1996 \cdot 1.66 \cdot 51.6 = 46955.626 \text{ N} = \mathbf{46.96 \text{ kN}}$$

- EMPUJE PROVOCADO POR EL VIENTO LONGITUDINAL

La IAP11 define que el valor de este empuje es una fracción del empuje transversal multiplicado por un coeficiente reductor. La fracción de ese empuje para tableros de este tipo, de alma llena, es un 25 %. La reducción que hay que añadir a este valor depende del tipo de ambiente en la que se encuentre el puente, que en este caso es tipo II.

El empuje transversal en la dirección x será:

$$E_{trans} = E_H = 46.96 \text{ kN}$$

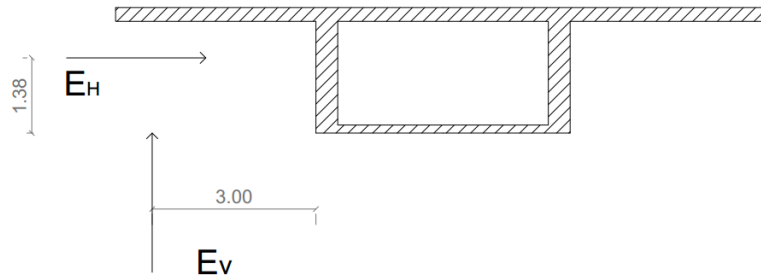
El empuje debido al viento longitudinal será:

$$E_{long.} = 0.25 \cdot 0.52 \cdot 46.96 = \mathbf{6.1048 \text{ kN}}$$

Este empuje estará aplicado en el tablero y en los pretiles.

MOMENTO DE VUELCO SOBRE EL TABLERO

Según la IAP11, es necesario considerar un momento de vuelco producido por los dos empujes creados por el viento transversal. Define que el punto de aplicación del empuje horizontal estará a un 60% de la base del tablero y el vertical a un cuarto de la anchura del tablero medido desde el borde barlovento.



PILAS

Las direcciones de viento a considerar serán las mismas que las definidas en el tablero, una dirección transversal y otra longitudinal. A continuación se va a proceder al cálculo de los vientos en la dirección longitudinal, paralelo al eje del puente (eje x) y en dirección transversal, perpendicular al eje del puente (eje y). Al ser la longitud de las pilas diferente, se calcularán estos vientos para cada una de ellas ya que el punto de aplicación del mismo varía.

PILA IZQUIERDA (Longitud de 19.303 m)

- EMPUJE PROVOCADO POR EL VIENTO LONGITUDINAL

COEFICIENTE DE EXPOSICION

Al igual que pasaba en el tablero, la distancia del terreno al centro de gravedad, 40.215 m, será superior a la $z_{m n}$ por lo que se utilizará la expresión definida anteriormente:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot \left[c_o^2 \cdot \left(\ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right)^2 + 7 \cdot k_t \cdot c_o \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right] =$$

$$= 0.19^2 \cdot \left[1^2 \cdot \left(\ln \left(\frac{40.215}{2} \right) \right)^2 + 7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \ln \left(\frac{40.215}{2} \right) \right] = 1.0835$$

COEFICIENTE DE FUERZA

Haciendo uso de la figura 4.2-b, se determinará el valor de este coeficiente. Según lo indicado en el apartado de este documento "Predimensionamiento de las pilas" en cuanto a las dimensiones de las mismas, el coeficiente de fuerza será de 2.18.

AREA DE REFERENCIA

Como se ha definido anteriormente, la sección a utilizar para el cálculo de esta área será siempre la perpendicular a la dirección del viento considerada. El valor que tomará en este caso será:

$$A_{ref,x} = 2.04 \cdot 19.303 = 39.38 \text{ m}^2$$

El empuje obtenido de sustituir en la fórmula los datos calculados anteriormente es:

$$F_w = \left[\frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 27.04^2 \right] \cdot 1.0835 \cdot 2.18 \cdot 39.38 = 42506.418 \text{ N} = \mathbf{42.506 \text{ kN}}$$

▪ EMPUJE HORIZONTAL

COEFICIENTE DE EXPOSICION

El valor que se define para este es el mismo que para el viento longitudinal, 1.0835.

COEFICIENTE DE FUERZA

En este caso, el empuje va a estar aplicado en la otra cara de la pila siendo el coeficiente de fuerza diferente al anterior. El valor que tomara sera de 1.77.

AREA DE REFERENCIA

$$A_{ref,x} = 1.6 \cdot 19.303 = 30.88 \text{ m}^2$$

Por tanto, el valor del empuje horizontal es de:

$$F_w = \left[\frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 27.04^2 \right] \cdot 1.0835 \cdot 1.77 \cdot 30.88 = 27062.81 \text{ N} = \mathbf{27.063 \text{ kN}}$$

PILA DERECHA (Longitud de 34.868 m)

▪ EMPUJE PROVOCADO POR EL VIENTO LONGITUDINAL

COEFICIENTE DE EXPOSICION

La distancia que existe entre el terreno y el centro de gravedad de la pila es de 41.451. Al ser superior a la $z_{m,n}$ se utilizara la expresion siguiente:

$$\begin{aligned} c_e(z) &= k_r^2 \cdot \left[c_o^2 \cdot \left(\ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right)^2 + 7 \cdot k_t \cdot c_o \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right] = \\ &= 0.19^2 \cdot \left[1^2 \cdot \left(\ln \left(\frac{41.451}{2} \right) \right)^2 + 7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \ln \left(\frac{41.451}{2} \right) \right] = 1.09776 \end{aligned}$$

COEFICIENTE DE FUERZA

Haciendo uso de la figura 4.2-b, se determinara el valor de este coeficiente. Segun las dimensiones indicadas en el apartado de "Predimensionamiento de las pilas", el coeficiente de fuerza ser a de 2.18.

AREA DE REFERENCIA

Como se ha definido anteriormente, la seccion a utilizar para el calculo de esta area sera siempre la perpendicular a la direccion del viento considerada. El valor que tomara en este caso sera:

$$A_{ref,x} = 2.04 \cdot 34.868 = 71.131 \text{ m}^2$$

Empuje debido al viento longitudinal sera:

$$F_w = \left[\frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 27.04^2 \right] \cdot 1.09776 \cdot 2.18 \cdot 71.131 = 77788.64 \text{ N} = \mathbf{77.79 \text{ kN}}$$

■ EMPUJE HORIZONTAL

COEFICIENTE DE EXPOSICION

El valor que se define para este es el anteriormente calculado, 1.09776.

COEFICIENTE DE FUERZA

En este caso la direccion va en otra direccion por lo que no se considerara el mismo coeficiente de fuerza. En este caso el valor de este es 1.77.

AREA DE REFERENCIA

$$A_{ref,x} = 1.6 \cdot 34.868 = 55.7888 \text{ m}^2$$

El valor del empuje horizontal sera:

$$F_w = \left[\frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 27.04^2 \right] \cdot 1.09776 \cdot 1.77 \cdot 55.7888 = 49536.0165 \text{ N} = \mathbf{49.536 \text{ kN}}$$

ACCION TERMICA EN TABLEROS

Para tener en cuenta esta accion, la normativa distingue varios tipos de tableros entre los cuales el definido en este proyecto forma parte del tipo tres.

Al igual que pasaba con el viento, para determinar la componente uniforme de la temperatura para un periodo de retorno de 100 años, sera necesario previamente relizar el calculo de esta para un periodo de retorno de 50 años. El valor de la temperatura maxima se obtendra del mapa de isotermas y la temperatura minima a partir de la zona en la que se encuentra el municipio:

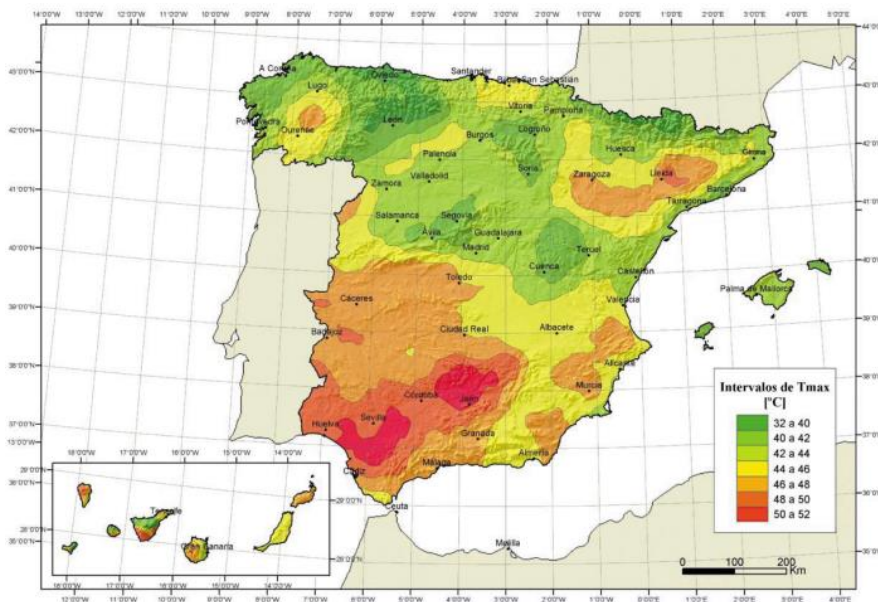


FIGURA 4.3-a ISOTERMAS DE LA TEMPERATURA MÁXIMA ANUAL DEL AIRE, T_{max} [°C]

Como se puede observar, el rango de temperaturas maximas del aire del municipio de Morella que puede encontrarse entre los 40 °C y 42 °C. Para realizar los calculos para un periodo de retorno de 100 años, se van a tomar los 42 °C con el fin de coger la situacion de maximas temperaturas.

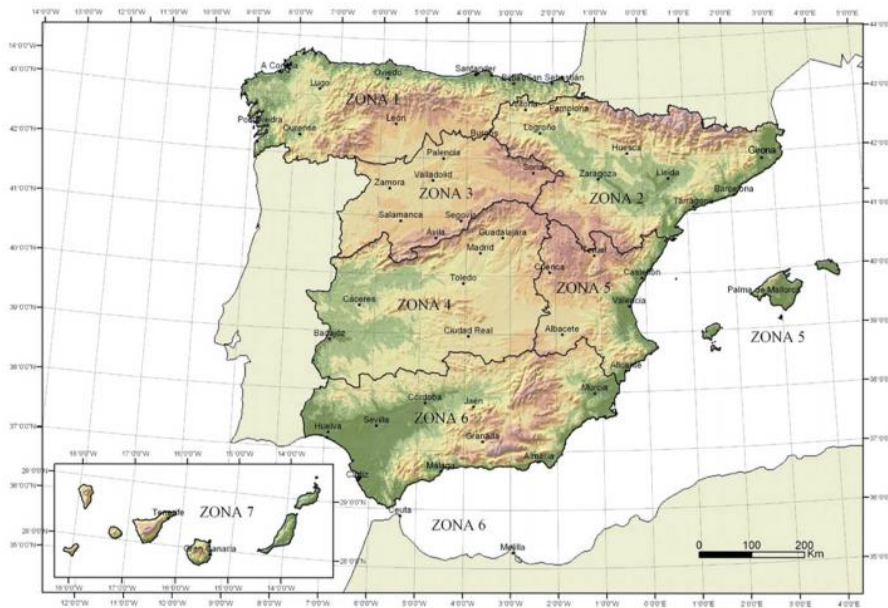


FIGURA 4.3-b ZONAS CLIMÁTICAS DE INVIERNO

Junto a esta figura aparece una tabla (tabla 4.3-a) la cual muestra cual es la temperatura mínima de un lugar en función de su altitud y de la zona en la que se encuentra en el mapa anterior. Morella se sitúa a una altitud de 984 m perteneciendo a la zona dos. A partir de los datos que se obtienen en la tabla, para una altitud como la de Morella se ha tomado como temperatura mínima $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$.

La temperatura máxima y mínima para un periodo de retorno de 100 años será:

$$T_{m\acute{a}x,p} = T_{m\acute{a}x} \cdot \{k_1 - k_2 \cdot \ln[-\ln(1 - p)]\}$$

$$T_{m\acute{i}n,p} = T_{m\acute{i}n} \cdot \{k_3 + k_4 \cdot \ln[-\ln(1 - p)]\}$$

Los coeficientes k , son dados por la IAP11 y tienen los siguientes valores:

- $k_1 = 0.781$
- $k_2 = 0.056$
- $k_3 = 0.393$
- $k_4 = -0.156$

El último parámetro que se encuentra en la expresión, p , toma como valor la inversa del periodo de retorno.

Los valores de temperatura máxima y mínima del aire para el periodo de retorno considerado será:

$$T_{m\acute{a}x,p} = 42 \cdot \left\{ 0.781 - 0.056 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{100} \right) \right] \right\} = 43.62\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{m\acute{i}n,p} = -20 \cdot \left\{ 0.393 + (-0.156) \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{100} \right) \right] \right\} = -22.21\text{ }^{\circ}\text{C}$$

La componente uniforme de temperatura se determinará de la siguiente manera:

$$T_{e,m\acute{i}n} = T_{m\acute{i}n} + \Delta T_{e,m\acute{i}n}$$

$$T_{e,m\acute{a}x} = T_{m\acute{a}x} + \Delta T_{e,m\acute{a}x}$$

En la tabla 4.3-b de la normativa se define según el tipo de tablero cuál es el valor de los incrementos de temperatura que habrá que considerar en las expresiones anteriores:

Tipo de tablero	$\Delta T_{e,min}$ [°C]	$\Delta T_{e,máx}$ [°C]
Tipo 1: Tablero de acero	-3	+16
Tipo 2: Tablero mixto	4	4
Tipo 3: Tablero de hormigón	+8	+2

Por tanto:

$$T_{e,min} = -22.21 + 8 = -14.21 \text{ °C}$$

$$T_{e,máx} = 43.62 + 2 = 45.62 \text{ °C}$$

La temperatura media será: $45.62 - 14.21 = 15.705 \text{ °C}$

La deformación que se producirá por este incremento será:

$$\delta = \alpha \cdot T \cdot L = (10 \cdot 10^{-5}) \cdot 15.705 \cdot 404 = \mathbf{0.634 \text{ m}}$$

NIEVE

Esta carga se supondrá aplicada en un terreno horizontal con un valor igual a:

$$q_k = 0.8 \cdot s_k$$

En la tabla 4.4-a de la IAP11 se define en función de la altitud y de la zona de clima invernal en la que se sitúe el municipio cuál es el valor de s_k que habrá que considerar. En el caso de Morella, habrá que tomar un valor de 1.47 kN/m^2 . Por tanto, la carga a aplicar sobre el tablero debido a la nieve será de:

$$q_k = 0.8 \cdot 1.47 \cdot 12 = \mathbf{14.112 \text{ kN/m}}$$

4.6. COMBINACION DE ACCIONES

Como se ha dicho ya en el apartado 3.3. Normativa, la combinacion de acciones se va a realizar en base a la IAP11. La comprobacion a realizar para estado limite ultimo sera de agotamiento. Por tanto los coeficientes a utilizar en las combinaciones de acciones son los reflejados en la tabla 6.2-b:

**TABLA 6.2-b COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES γ_e
(PARA LAS COMPROBACIONES RESISTENTES)**

ACCIÓN	EFECTO		
	FAVORABLE	DESFAVORABLE	
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,35
	Carga muerta	1,0	1,35
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado P ₁	1,0	1,0 / 1,2 ⁽¹⁾ / 1,3 ⁽²⁾
	Pretensado P ₂	1,0	1,35
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,35
	Empuje del terreno	1,0	1,5
	Asientos	0	1,2 / 1,35 ⁽³⁾
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,35
	Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

Resaltar que en el caso de la carga del pavimento se usara $G_{k,inf}$ ponderado por el $\gamma_e = 1$ cuando el efecto sea favorable utilizando en caso contrario $G_{k,sup}$ ponderado con un $\gamma_e = 1.35$.

La normativa propone tres situaciones de proyecto diferentes de entre las cuales solo se va a realizar la comprobacion en situacion persistente o transitoria ya que Morella no se encuentra en una zona sismica y por tanto no se va a realizar dicha comprobacion.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} \cdot G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Para el uso de esta expresion, anade ademas una serie de prescripciones:

- La sobrecarga de uso estara representada, para su combinacion con el resto de las acciones, mediante los grupos de cargas definidos en la tabla 4.1-c.

- Cuando se considere el viento tranversal sobre el tablero, se considerara la actuacion simultanea de la componenete vertical del viento y el momento del vuelco correspondiente.
- Cuando se considere el viento longitudinal sobre el tablero, no se tendra en cuenta la actuacion simultanea del viento transversal, ni el empuje vertical, ni el momento de vuelco correspondiente.
- Si se considera la accion del viento como predominante, la sobrecarga de uso no sera concomitante.
- Cuando se considere la sobrecarga de uso predominante, se considerara el viento concomitante correspondiente.
- Cuando se considere el grupo de cargas de trafico gr 2, no actuaran el viento ni la nieve.
- No se considerara la accion simultanea del viento y de la accion termica.
- La carga de nieve y la sobrecarga no se aplicaran simultaneamente salvo en zonas de alta montana.

Las prescripciones anteriormente enunciadas tambien se deben aplicar para la comprobacion de ELS. En esta, se va a utilizar unicamente la combinacion frecuente debido a que la normativa exige que se compruebe que la flecha vertical maxima correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga de uso no supere el valor de L/1000. Por tanto la expresion a utilizar sera:

- Combinacion frecuente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} \cdot G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Los coeficientes parciales para este estado l mite se tomara de la tabla 6.2-c que se muestra a continuacion:

TABLA 6.2-c COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES γ_r (ELS)

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,0
	Carga muerta	1,0	1,0
Permanente de valor no constante (G')	Pretensado P_1	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Pretensado P_2	1,0	1,0
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,0
	Empuje del terreno	1,0	1,0
	Asientos	0	1,0
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,0
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,0
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,0
	Acciones climáticas	0	1,0
	Empuje hidrostático	0	1,0
	Empuje hidrodinámico	0	1,0
	Sobrecargas de construcción	0	1,0

Los factores de simultaneidad son los mismos para tanto para ELU como para ELS y se tomarán de la tabla 6.1-a:

TABLA 6.1-a FACTORES DE SIMULTANEIDAD ψ

ACCIÓN		ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Sobrecarga de uso	gr 1, Cargas verticales	Vehículos pesados	0,75	0,75	0
		Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 / 0,2 ⁽¹⁾
		Carga en aceras	0,4	0,4	0
	gr 2, Fuerzas horizontales	0	0	0	
	gr 3, Peatones	0	0	0	
	gr 4, Aglomeraciones	0	0	0	
	Sobrecarga de uso en pasarelas	0,4	0,4	0	
Viento	F_{wk}	En situación persistente	0,6	0,2	0
		En construcción	0,8	0	0
		En pasarelas	0,3	0,2	0
Acción térmica	T_k	0,6	0,6	0,5	
Nieve	$Q_{S0,k}$	En construcción	0,8	0	0
Acción del agua	W_k	Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	Q_c	1,0	0	1,0	

4.7. MODELIZACION DEL PUENTE

4.7.1. MODELO EMPLEADO

Con el fin de poder proporcionar unas dimensiones aproximadas del canto del tablero y de las pilas se ha realizado una modelización en el programa SAP2000 de ambos elementos estructurales.

Este programa permite la introducción de las cargas que solicitan al puente tanto en ejes locales como globales ya sean cargas distribuidas, momentos o cargas puntuales además de realizar combinaciones con las mismas. Con estos datos, es capaz de obtener las leyes de esfuerzos y las deformadas para cada una de las cargas y combinaciones, lo que permitiría dimensionar las secciones de manera que cumpla tanto para estado límite último como para estado límite de servicio.

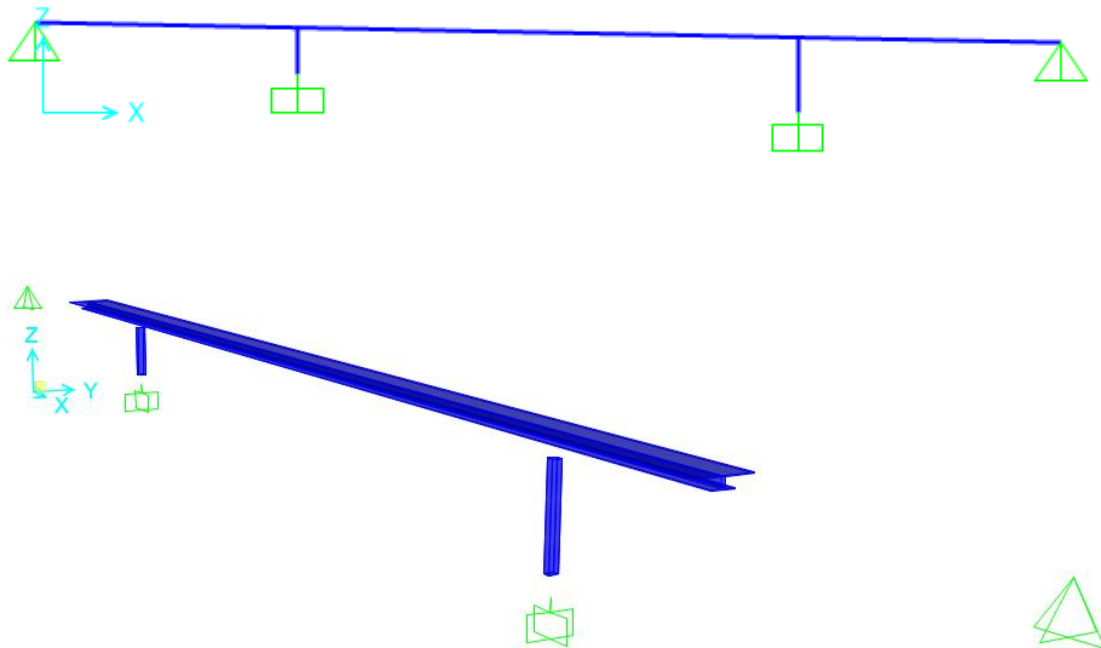
Una vez realizada las posibles combinaciones de acciones teniendo en cuenta las consideraciones que marca la IAP11, se procede a determinar los materiales y las secciones del tablero y las pilas. Las dimensiones introducidas en un primer lugar, es un tanteo con una sección cualquiera con el fin de conocer el orden de magnitud de los esfuerzos que resulta de la aplicación de las cargas. Debido a que el programa no incorporaba la sección en cajón, se ha decidido utilizar una sección en doble T debido a que el comportamiento estructural de ambas es similar excepto su resistencia a la torsión, la cual es mayor en la sección en cajón. El puente se va introducir al programa como un portico plano de vanos desiguales con apoyos en los extremos y dos barras intermedias verticales modelizando las pilas.

En cuanto a las pilas, se ha definido una sección rectangular maciza de hormigón disponiendo el lado mayor en la dirección del flujo del río otorgando así mayor rigidez transversal al puente. Se ha realizado su modelización de las mismas como elementos verticales empotrados al terreno debido a que la cimentación prevista para estas será mediante pilotes.

En cuanto a la modelización de la unión entre el tablero y las pilas se realizará considerándolo como apoyos fijos permitiendo así la transmisión de los momentos de un elemento a otro. El objetivo de considerar apoyos en los extremos del puente es con el fin de conocer cuál es el valor de las cargas a transmitir al terreno para evitar que supere la capacidad portante del mismo. Podría haberse considerado estos apoyos como empotramientos pero ello conllevaría a la aparición de una carga horizontal de gran valor en la dirección del puente debido a la coacción de los movimientos de dilatación del mismo.

En cuanto a las cargas que van a solicitar el puente, no se va a considerar ningún efecto de la temperatura sobre las pilas debido a que el apoyo sobre estas del tablero será mediante elastómeros que permitan al puente moverse con respecto a las pilas sin producir en ellas ningún tipo de deformación.

Las cargas puntuales se han aplicadas en el centro de gravedad del tablero considerando así la situación más desfavorable. Debido a que existen cargas aplicadas en las alas de la sección, estas se han sustituido por un momento y un esfuerzo vertical aplicados en la directriz del tablero.



El proceso de determinación de las secciones óptimas del tablero y las pilas para resistir los esfuerzos que la solicitan será de la siguiente manera:

En un primer lugar se planteará una sección homogénea para todo el tablero y otra para las pilas. Una vez introducidas las cargas en sus posiciones correspondientes, se procede a calcular la estructura con el fin de conocer que puntos del puente son los más solicitados. Detectados estos puntos, se toman los esfuerzos máximos tanto positivos como negativos en las pilas y en el tablero y se comienza el dimensionamiento en función de la armadura que necesitará la sección para resistir frente a estado límite último. Lógicamente habrá que hacer

varias iteraciones debido a que tendremos que modificar las dimensiones hasta que la sección resista los esfuerzos producidos con la armadura que se ha dispuesto. Para realizar estas iteraciones, en el modelo del SAP2000 se asignará al tablero la sección variable dando mayor canto en los apoyos en las pilas y menor canto en la parte central. Esto se realizará con la función de "Nonprismatic" una vez definidas las secciones en el apoyo y en el vano central. Siguiendo las recomendaciones dadas por Javier Manterola en su libro "Puentes", la curva de variación del canto se realizará mediante una parábola debido a que la variación es bastante suave no creando una imagen del puente demasiado abrupta.

Se realizará este proceso hasta que se llegue a la solución final determinando así una sección de la cual se podrá partir cuando se realice el cálculo del puente teniendo en cuenta el proceso constructivo.

4.7.2. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

Los materiales que se han utilizado para el predimensionamiento del puente son:

Hormigón para el tablero posee las siguientes características:

- Resistencia característica a compresión: 50 MPa
- Resistencia característica a tracción: -2.85 MPa
- Coeficiente de seguridad para el ELU del hormigón: 1.5 MPa
- Resistencia de cálculo a compresión: 33.333 MPa
- Módulo de deformación: 37277.87 MPa
- Coeficiente de Poisson: 0.2
- Coeficiente de dilatación térmica: $10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Para las pilas:

- Resistencia característica a compresión: 35 MPa
- Resistencia característica a tracción: -2.247 MPa
- Coeficiente de seguridad para el ELU del hormigón: 1.5 MPa
- Resistencia de cálculo a compresión: 23.333 MPa
- Módulo de deformación: 34077.15 MPa
- Coeficiente de Poisson: 0.2
- Coeficiente de dilatación térmica: $10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

El acero a utilizar en la armadura pasiva será un B500 S cuyas características son:

- Límite elástico: 500 MPa
- Coeficiente de seguridad en rotura: 1.15
- Resistencia de cálculo en: 434.783 MPa
- Módulo de elasticidad: 200000 MPa

El acero a utilizar en la armadura activa será Y 1860 C cuyas características son:

- Límite elástico: 1767 MPa
 - Carga unitaria máxima: 1860 MPa
 - El límite elástico estará comprendido entre el 85% y el 95% de esa carga unitaria máxima. En este caso se tomará el último porcentaje nombrado.
- Coeficiente de seguridad en rotura: 1.15
- Resistencia de cálculo: 1536.522 MPa
- Módulo de elasticidad: 190000 MPa

4.7.3. FUTUROS CALCULOS A REALIZAR

Los calculos realizados es una aproximacion del comportamiento que tendr a el puente frente a las cargas que lo solicitar an. No se ha estudiado a fondo como influyen estas durante el proceso constructivo ya que solo se buscaba obtener una seccion aproximada del tablero y pilas pudiendo calcular as el presupuesto general de la variante.

En primer lugar se deber a estudiar como influyen las cargas anteriormente nombradas durante el proceso constructivo, resaltando que ir construyendo mediante voladizos sucesivos hace que hasta que no se encuentre el apoyo en las pilas o estribos, el vano que esta siendo construido sea muy sensible a las acciones del viento debiendo cuidar que este no provoque colapso de dicho elemento.

Ademas habr a que determinar el recorrido que deber a realizarse con el cableado del pretensado determinando en secciones intermedias a una cierta equidistancia la fuerza de pretensado que aparecer a tomando la maxima y viendo que no supera la resistencia del hormigon. Una vez obtenida la fuerza de pretensado, ser a necesario introducirla en el programa junto la armadura pasiva que habr a que disponer con el fin de ver su contribucion frente a las solicitudes exteriores. Una vez en esta situacion, se podra analizar el estado l mite de servicio verificando que la flecha producida es menor a la longitud del vano por mil.

En este caso no ser a necesario la modelizacion del tablero mediante un emparrillado ya que la relacion ancho-luz es pequena por lo que los problemas de alabeo torsional, distorsion y deformacion por el cortante es muy pequena. S ser a necesario si se espera que la distorsion sea significativa. Este tipo de comprobaciones se realiza con el fin de conocer cual ser a la respuesta real del tablero frente a cargas puntuales.

4.8. RESULTADOS OBTENIDOS

Antes de mostrar los resultados obtenidos del programa SAP2000 se van comentar las combinaciones de acciones consideradas definiendo cual de estas es la que genera los mayores esfuerzos sobre el puente modelizado.

Se han considerado veintiocho combinaciones de acciones diferentes teniendo en cuenta lo estipulado en la IAP11 y que se ha comentado en el apartado de Acciones.

Debido a que se ha representado la directriz de la viga cajon, aquellas cargas que no actuaban sobre la misma, han tenido que transformarse en un flector actuante en la direccion del puente y una carga aplicada en la direcctriz. Por este motivo, en las combinaciones de acciones se ha distinguido entre los esfuerzos generados por las cargas verticales, horizontales y los momentos derivados de las cargas excentricas con respecto de la directriz.

Las combinaciones son:

1. Actuara el viento transversal como predominante realizando la combinacion de si el empuje vertical actua en una u otra direccion, as como si el empuje horizontal actua o no y si lo hace, las dos posiciones que puede tener.

El viento se combinara con la nieve.

2. Como el viento transversal y el longitudinal no son concomitantes, existira otra combinacion que tenga en cuenta la influencia de este ultimo

viento. Se considerara actuando junto con la nieve y se supondra dos direcciones de actuacion.

3. Al no ser concomitante la sobrecarga de uso con el viento si este es predominante, se han realizado otras combinaciones considerando como predominante la sobrecarga. Para ello se han definido dos grupos:
 - a. Gr 1: se consideran las cargas verticales con su valor caracter stico. El viento va a poder estar actuando junto con la sobrecarga. Si se hubieran empotrado los extremos, se hubiera tenido que considerar en esta combinacion la temperatura.
 - b. Gr 2: en este ya intervienen las fuerzas horizontales (fuerza de arranque) con su valor caracter stico y las cargas verticales estaran afectadas por su coeficiente de simultaneidad. Realizando esta consideracion, no se ha de tener en cuenta ni el viento ni la nieve ya que estos no seran concomitantes con este grupo de cargas de trafico.
4. Por ultimo, una vez realizada todas las combinaciones que pueden existir en el tablero, se han realizado otras en las pilas considerando unicamente la afeccion por parte del viento.

Todas estas se han realizado para estado l mite ultimo utilizando para el estado l mite de servicio unicamente la combinacion mas desfavorable que despues se modificaran sus coeficientes para realizar la combinacion frecuente.

El programa de calculo utilizado permite la introduccion de las cargas actuantes en ejes locales o bien en ejes globales. El tipo de carga muerta, fuerza de frenado, sobrecarga debido al empuje del pretil y el viento, se van a considerar actuando sobre los ejes locales del tablero. Sin embargo, la nieve y las sobrecargas de uso debido al trafico, tanto puntuales como distribuidas, se consideraran aplicadas en ejes globales, colocando las sobrecargas puntuales de trafico en el eje Z, mientras que la nieve se introdujera como carga gravitatoria proyectada.

Los momentos que aparecen debido a las cargas excentricas, se distribuiran uniformemente sobre la directriz de la viga.

Realizando una comparativa entre los valores de las leyes de esfuerzos obtenidas de cada una de las combinaciones, aquella que crea mayores esfuerzos en la estructura, vanos extremos y central, es la combinacion que considera la sobrecarga debido al trafico (Gr 1) como principal.

Analizando el comportamiento de las pilas, se observa que ocurre igual que en el tablero, es decir, los mayores valores de esfuerzos se obtienen debido a la sobrecarga de uso debido a la circulacion del trafico (Gr 1).

Tras varias iteraciones, se han obtenido las siguientes secciones en el tablero y en las pilas:

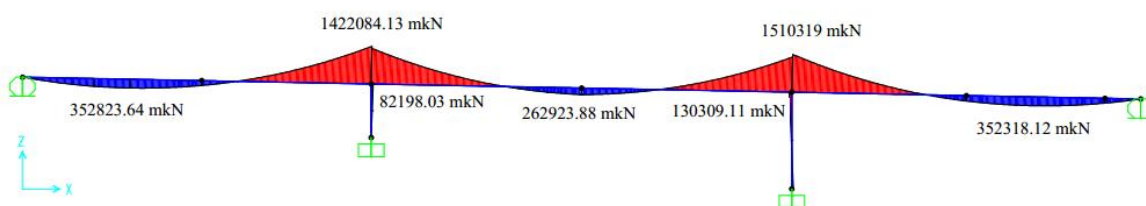
- Seccion central:
 - Ancho de la losa superior: 0.3 m
 - Ancho de la losa inferior: 0.5 m
 - Canto de la pieza: 3.8 m
 - Espesor de las almas: 0.4 m
- Seccion en el extremo
 - Ancho de la losa superior: 0.3 m
 - Ancho de la losa inferior: 0.5 m
 - Canto de la pieza: 9.8 m



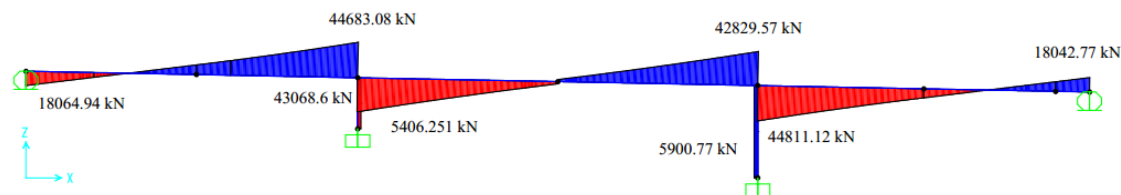
- Espesor de las almas: 0.4 m

Los valores de esfuerzos que se obtienen en el puente con dichas secciones son:

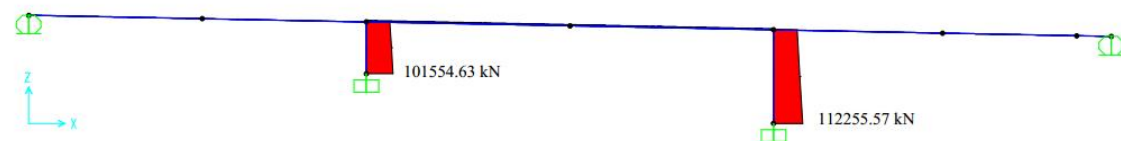
- En cuanto al flector en la combinacion considerando la sobrecarga como predominante:



- La ley de cortantes:



- A continuacion se presenta la ley de axiles que como que se puede observar, los valores correspondientes al tablero pueden despreciarse frente a la cuant a de momento flector.



Como se ha mencionado ya anteriormente, resaltar que esto es un mero predimensionamiento, es decir, estas secciones variaran una vez que se tenga en cuenta el proceso constructivo y se estime exactamente la armadura que realmente se va a disponer en cada seccion. Con los calculos realizados se pretende facilitar las operaciones posteriores concediendo ya una seccion mas cercana a la solucion final.

4.9. PILAS

4.9.1. PREDIMENSIONAMIENTO Y SECCION FINAL

La pila que se ha propuesto colocar bajo el tablero es de seccion rectangular de canto constante en toda su longitud. Se ha elegido este tipo debido a que al tratarse de una pila de gran altura, se consigue tener una

excelente rigidez a flexion en ambas direcciones y a torsion, lo que permite resistir con facilidad los esfuerzos producidos tanto por las cargas exteriores como las transmitidas por el tablero.

Para realizar un primer calculo se ha utilizado como guia las recomendaciones dadas en el libro de "Puentes" de Javier Manterola. Estas se basan en que la aproximacion del canto y del ancho de la pila se pueden realizar con unas expresiones sencillas que dependen principalmente de la altura de la pila. El canto de la pila podra aproximarse por la formula $c=2+0.04$ o $0.06 \cdot H$ y la anchura de la misma oscilara alrededor de $c=1+0.02 \cdot H$.

Para determinar estas dos dimensiones, es necesario conocer las longitudes que van a tener las pilas que sostenten el tablero. En el caso que nos concierne, se ha planteado la colocacion de dos pilas de alturas claramente diferente. La situada en el inicio del puente posee una longitud de 19.3 m siendo la segunda de 34.9 m. Con el fin de utilizar las mismas secciones para ambas pilas evitando as cualquier error en la colocacion de las mismas, se tomara para iniciar el predimensionamiento la altura de la pila mas alta, 34.9 m, disponiendo de dicha seccion en ambas pilas.

En un principio se entrara en el programa, SAP2000, con la seccion definida por las condiciones anteriormente enunciadas, variandolas hasta obtener las dimensiones capaces de resistir los esfuerzos que le vienen tanto de la estructura como de las cargas que actuan directamente sobre ellas. Los valores seran:

- Canto: 204 cm
- Anchura: 160 cm

Las dimensiones dadas a continuacion serviran para el inicio del calculo completo del puente:

- Canto: 600 cm
- Anchura: 300 cm

4.9.2. TIPO DE APOYO

Debido a los movimientos longitudinales que va a experimentar el puente a causa de la temperatura, la union entre las pilas y el tablero no sera rigida si no que se va a realizar de manera que el tablero pueda experimentar movimientos de dilatacion y contraccion sin provocar deformaciones en las pilas. Esto se conseguira mediante la colocacion de un neopreno zunchado con teflon, ya que la colocacion de este ultimo permite que se produzcan movimientos horizontales no transmitiendo as cargas muy elevadas a las pilas. La colocacion de este tipo de apoyo no provoca una union articulada entre el tablero y las pilas si no que se va a permitir la transmision de momentos flectores de un elemento a otro.

Este elemento se dispondra tanto en apoyo con las pilas como en los estribos de manera que el tablero pueda dilatar sin ninguna coaccion.

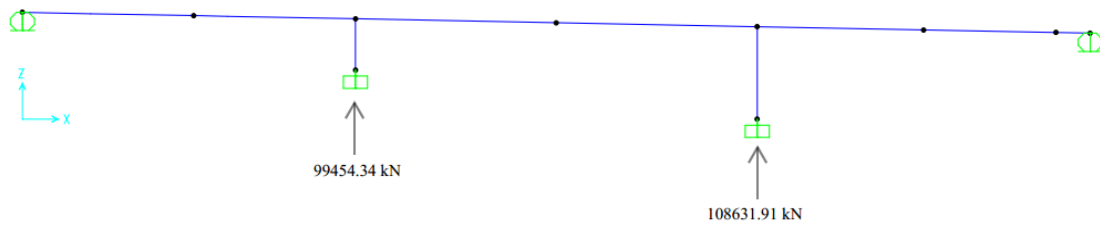
Los elementos que constituyen este tipo de apoyo son:

- La placa deslizante
- Una lamina de acero inoxidable de espesor minimo 1 mm que compone esa placa deslizante
- Se realizara la union entre la placa deslizante y la lamina de acero por vulcanizacion, es decir, intercalando una lamina de elastomero entre ambas.
- Lamina de teflon adherida al bloque de elastomero generalmente de 1 mm



4.9.3. CIMENTACION

En este apartado se va a proceder al calculo de la cimentacion de las pilas. Para ello, se va a obtener del programa SAP200 los valores de axil de cada una de las pilas.



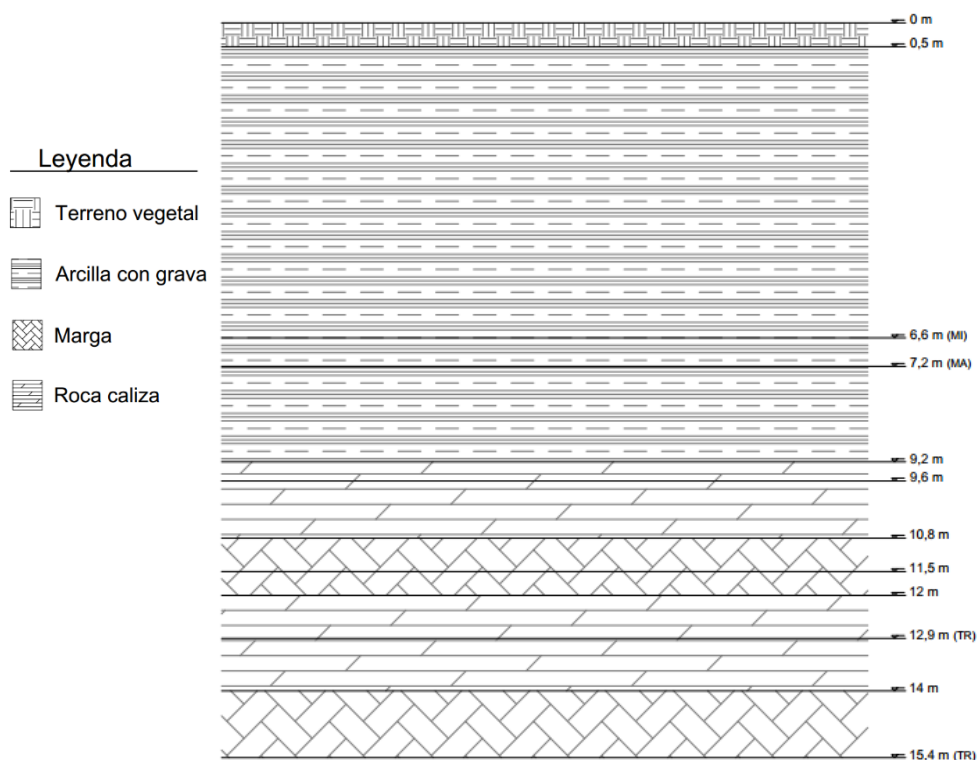
El procedimiento de calculo se basa en determinar las dimensiones del encepado que se va a disponer as como el numero de pilotes necesarios para resistir esa carga. Se comenzara el dimensionamiento considerando diametros de pilotes de 2 m.

A continuacion se van a recoger los datos necesarios para comenzar los calculos:

- CARACTERISTICAS DEL TERRENO:

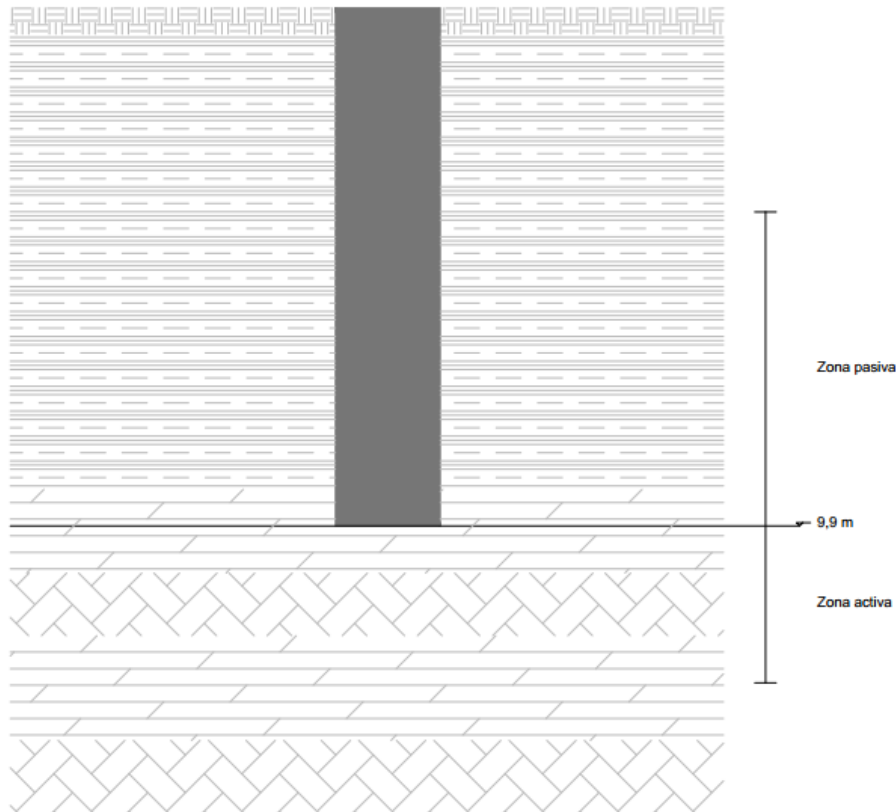
En la imagen siguiente y en la tabla se muestra los datos obtenidos del sondeo realizado en la carretera actual, pero que por su similitud con lo que se puede observar en la zona donde se va a colocar el puente, se han utilizado para realizar los siguientes calculos. Estos se han tomado del primer apendice del mismo "Catas, sondeos y ensayos de laboratorio" del anejo de "Geologia y Geotecnia" pertenecientes al "Estudio informativo de la variante de Morella de la carretera N-232 en el termino municipal de Morella, provincia de Castellon".

Cota relativa (m)	Granulometria		Lmite de Attemberg			Humedad	Densidad seca (g/cm ³)	RCS (Kg/cm ²)
	% Pasa 5	% Pasa 0.08	LL	LP	IP	%		
-0.5 MI1								
-3.6 MI2								
-4.2 SPT1								
-6.6 MI2	59	24	27	17.2	9.8	60.3		
-7.2 SPT1	59	24	27	17.2	9.8			
-8.8 MA1	59	35.7	29.8	15.7	14.2	60.3		
-9.6 SPT2								
-11.5 TR1							2.28	36.9
-12.9 TR2							2.68	181.7
-15.4 -								



- $\gamma_{\text{terreno}} = 2.68 \text{ kN/m}^3$
- Profundidad de empotramiento sera de 9.9 m con el fin de que la zona activa quede dentro del estrato con mayor resistencia.
- Resistencia del terreno es 18170 kN/m²
- Resistencia caracter stica de 50 MPa
- $\gamma_h = 25 \text{ kN/m}^3$
- Se tendra 6 metros de zona pasiva y 3 de activa.

En la figura siguiente, se muestra la inserccion del pilote en el terreno:



Para determinar la carga que es capaz de soportar realmente el pilote es necesario calcular la resistencia del pilote, el tope estructural y peso del pilote.

$$Q_{\text{útil}} = \min\{Q_{\text{adm}}; T_e\} - W_p$$

El valor de la carga admisible se obtiene dividiendo la suma de la resistencia por fuste y por punta por un coeficiente de seguridad que en este caso tendra un valor igual a 3.

A continuacion se va a calcular esta carga siguiendo con el calculo del tope estructural y el peso del pilote.

- RESISTENCIA DEL PILOTE

- RESISTENCIA POR LA PUNTA:

$$Q_p = q_p \cdot A_p = 256872.327 \text{ kN}$$

$$A_p = \pi \cdot r^2 = 3.1415927 \text{ m}^2$$

$$q_p = 9 \cdot s_u = 9 \cdot \frac{18170}{2} = 81765 \text{ kN/m}^2$$

- RESISTENCIA POR FUSTE:

Grava con finos limosos (GC):

La expresion para determinar la resistencia del pilote por fuste, al ser un terreno granular, se calculara a partir de la siguiente expresion:

$$q_f = K_s \cdot \sigma_v \cdot \tan(\delta)$$

Como se observa en la tabla donde se recogen las caracter sticas del terreno, no se han obtenido muchos datos acerca de los materiales que forman dicho sondeo. Por falta de datos, el producto entre el coeficiente de empuje, K_s , y la tangente del angulo de friccion entre el suelo y el pilote, δ , se tomara igual a 0.3.

En cuanto a la tension vertical, al no haber nivel freatico, esta tomara el siguiente valor:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z = 2.2 \cdot 8.7 = 191.4 \text{ kN/m}^2$$

Por tanto, la resistencia por fuste del pilote al atravesar este terreno sera de **57.42 kN/m²**

Roca caliza:

Al ser un material no cohesivo, se va a determinar su resistencia por fuste con la misma expresion que en el caso anterior.

La tension vertical se dividira en dos tramos debido a que se atravesara con el pilote terrenos diferentes. El primer tramo ira desde $z=0$ m a $z=8.7$ m y el segundo con $z=8.7$ m a $z=9.9$ m.

$$\sigma_{v, \text{tramo 1}} = \frac{\sigma_v(z=0) + \sigma_v(z=8.7)}{2} = 95.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{v, \text{tramo 2}} = \frac{\sigma_v(z=8.7) + \sigma_v(z=9.9)}{2} = 48.788 \text{ kN/m}^2$$

De manera que la resistencia por fuste total sera la suma de las resistencias de cada una de los tramos anteriores:

Tramo 1:

$$Q_{f,1} = 0.3 \cdot 95.7 \cdot \pi \cdot 2 \cdot 8.7 = 1569.395 \text{ kN/m}^2$$

Tramo 2:

$$Q_{f,2} = 0.3 \cdot 48.788 \cdot \pi \cdot 2 \cdot 1.2 = 110.356 \text{ kN/m}^2$$

La resistencia por fuste del pilote sera:

$$Q_f = 1569.395 + 110.356 = \mathbf{1679.781 \text{ kN/m}^2}$$

Obtenido los valores de resistencia del pilote por punta y por fuste, la resistencia frente a hundimiento que tendra el pilote sera de:

$$Q_h = 256872.327 + 1679.781 = \mathbf{258552.108 \text{ kN}}$$

- TOPE ESTRUCTURAL

Para determinar el tope estructural será necesario recurrir a la tabla 5.5 de la "Guía de cimentaciones en obras de carretera":

TABLA 5.5. VALORES RECOMENDADOS PARA EL TOPE ESTRUCTURAL DE LOS PILOTES
 $Q_{\text{tope estructural}} = \sigma \cdot A$, A = área de la sección transversal

TIPO DE PILOTE		VALORES DE σ (MPa)	
Hincado	Hormigón pretensado	0,30 ($f_{ck} - 0,90 f_p$)	
	Hormigón armado	0,30 f_{ck}	
	Metálico	0,33 f_{yk}	
	Madera	5	
		TIPO DE APOYO	
		SUELO FIRME	ROCA
Perforado de hormigón «in situ»	Entubado	5	6
	Con lodos	4	5
	En seco	4	5
	Barrenado	4	No aplicable

NOTAS:

- Con un control de ejecución especialmente intenso, los pilotes perforados y empotrados en roca pueden ser utilizados con topes estructurales un 20% mayores que los indicados en la tabla.
- En la tabla precedente se usan las notaciones siguientes:

f_{ck} = Resistencia característica de proyecto del hormigón (a compresión).
 f_p = Tensión (compresión) introducida en el hormigón por el pretensado.
 f_{yk} = Límite elástico del acero.

- El área A , de la sección transversal, es el área real del pilote, que puede ser claramente distinta (pilotes metálicos, secciones tubulares o en H, etc.) de la utilizada para calcular la carga de hundimiento del mismo (véase apartado 5.10).

Por tanto, el valor de la carga vertical máxima de servicio que va a poder soportar el pilote será:

$$T = A \cdot \sigma_e = \pi \cdot 1^2 \cdot 0.3 \cdot 35 = 41.124 \text{ MN} = \mathbf{32986.723 \text{ kN}}$$

- PESO DEL PILOTE

$$W_p = L_{tot} \cdot A \cdot \gamma_h = 9.9 \cdot 25 \cdot \pi \cdot 1^2 = \mathbf{777.54 \text{ kN}}$$

Calculado todos los datos necesarios, a continuación se obtiene el valor de la carga que realmente el pilote va a poder soportar:

$$Q_{\text{útil}} = \min \left\{ \frac{258552.108}{3}; 32986.723 \right\} - 777.54 = 32986.723 - 777.54 = \mathbf{32209.183 \text{ kN}}$$

La carga máxima que recibirán los pilotes de las pilas será 108631.91 kN, por lo que será necesario disponer de un encepado soportado por cuatro pilotes los cuales tendrán que soportar 27157.98 kN.

A continuación se va a determinar las dimensiones del encepado así como la distancia existente entre el borde de este y los pilotes y entre los pilotes siguiendo una serie de reglas:

El canto tendrá un valor superior a una vez el diámetro del pilote y siempre mayor a 40 cm. En este caso será de 2 metros.

En cuanto a la distancia entre el borde del encepado y los pilotes, esta deberá ser superior a 25 cm siendo además superior a la mitad del diámetro. El valor que tomara será de 1 metro.

Existe un rango entre los que deberá estar la distancia entre los pilotes y esta definido por lo siguiente:

$$4 \cdot D \geq s \geq 2.5 \cdot D$$

La separación que se va a tomar entre los pilotes será de 5 m medido desde el centro de gravedad de estos.

Por tanto las dimensiones finales del encepado serán $9 \times 9 \text{ m}^2$ en cada pila.

4.10. ESTRIBOS

Los estribos se van a colocar con la misión de que sirvan de apoyo del tablero en los extremos y que resistan los empujes de las tierras que le provoca el material colocado en el trasdos.

Se pueden utilizar varios tipos de estribos bien de hormigón u otro tipo de material pero será importante tener en cuenta la necesidad de que este sea revestido con el fin de evitar grandes impactos en la zona.

El estribo a colocar estará debidamente protegido de la acción del agua mediante la colocación de un geotextil que impermeabilice la parte del trasdos al igual que se dispondrá de un material granular capaz de reducir la velocidad del agua en esta misma zona. Con esto se evitara la aparición de la presión hidrostática en esa misma superficie.

Se colocará una losa de transición entre la carretera y el puente evitando que se produzca un resalto debido al mayor asiento que experimenta el terraplén de acceso en comparación con el muro. Según Javier Manterola en su libro "Puentes" dicha losa podrá tomar valores alrededor de 4 m.

Como al principio de este apartado, la función principal del estribo será contener las tierras de su trasdos por lo que no será adecuado utilizar un estribo abierto.

Aunque el puente en su conjunto se realizara mediante elementos prefabricados, los estribos se realizaran "in situ". No se optará por realizar estribos de tierra armada sino de muros macizos de hormigón los cuales tendrán un ancho igual que la losa superior del puente, 12 m, teniendo una altura de alrededor de 9.5 m, necesitando una altura de 4 metros para realizar el apoyo del extremo del tablero. Debido a su altura será necesario realizar un espesor variable.

Antes de realizar excavaciones en la zona, será necesario la realización de una serie de sondeos en el lugar de implantación de los estribos y las pilas con el fin de poder conocer exactamente el tipo de terreno que se tiene evitando así problemas mayores en un futuro.



4.11. TABLERO

4.11.1. PREDIMENSIONAMIENTO Y SECCION FINAL

Las dimensiones de los elementos que conforman el puente son valores desconocidos que hay que determinar. En cuanto al tablero, las dimensiones de la losa superior del mismo vienen impuestas por el tipo de carretera que se está construyendo y por la luz que es necesaria salvar. En este caso, el primer condicionante marca el ancho del tablero que será de 12 m, siendo la luz total a salvar 404 m. La necesidad de atravesar una vaguada para poder conectar la variante con la carretera actual es la consecuencia de esa longitud.

En cuanto a la distribución que se ha hecho de las luces, estas se han dispuesto de manera que los vanos de los extremos tengan la misma longitud, 126 m y sea el vano central el que alcance mayores luces, 152 m. Será al terminar y al iniciar los vanos extremos donde se coloquen las pilas.

La sección propuesta para realizar dicho tablero ha sido del tipo cajón monocelular. Se ha decidido así debido a que, la viga en doble T presenta las mismas ventajas que las de tipo cajón, el problema es su poca resistencia a torsión. En cuanto a las almas de la sección se van a realizar verticales ya que el problema de distorsión, que se podrá solventar con la colocación de almas inclinadas, se considera despreciable por la relación ancho-luz.

En cuanto a la distribución de esta sección a lo largo del viaducto no va a realizarse de manera homogénea sino que se concentrarán las secciones mayores en las zonas de apoyos con el fin de tener más sección donde las cargas son más grandes reduciendo ese canto conforme se va acercando a los vanos centrales y a los extremos laterales.

No se dispondrá de elementos que den mayor resistencia transversal al puente tales como vigas riostras debido a que la relación ancho-luz es pequeña ($0.029 < 1/10$), considerándose además que el efecto de la deformación por cortante y la distorsión son reducidos.

Las secciones propuestas para iniciar el dimensionamiento del puente han sido las siguientes:

- Ancho losa superior: 12 m
- Espesor losa superior: 0.25 m
- Canto: 2.3 m
- Ancho losa inferior: 4.6 m

- Espesor losa inferior: 0.15 m
- Espesor de las almas: 0.4 m

Tras realizar varias iteraciones, se obtienen las siguientes dimensiones de las secciones transversales a colocar sobre la pila, en el centro de vano y en los vanos extremos:

- SECCION CENTRAL:
 - Ancho de la losa superior: 0.3 m
 - Ancho de la losa inferior: 0.5 m
 - Canto de la pieza: 3.8 m
 - Espesor de las almas: 0.4 m
- SECCION EN EL EXTREMO
 - Ancho de la losa superior: 0.3 m
 - Ancho de la losa inferior: 0.5 m
 - Canto de la pieza: 9.8 m
 - Espesor de las almas: 0.4 m

4.11.2. CALCULO DEL PRETENSADO

En base a los resultados obtenidos anteriormente, se ha decidido también realizar un cálculo aproximado de cuál será la fuerza de pretensado necesaria para poder ayudar al hormigón a resistir dichos esfuerzos. Para ello se han recogido una serie de datos que se van a mostrar a continuación. Estos se han obtenido de la combinación más desfavorable en aquel punto más solicitado a flexión y son:

- M_{min} que vamos a poder encontrar solicitando a la estructura es el debido al peso propio el cual posee un valor de 81187.97 kN.
- M_{min}^F será el momento debido al peso propio en la combinación frecuente el cual toma el mismo valor que el anterior.
- M_{max} es aquel que se produce en la combinación en la que la sobrecarga de uso es la acción predominante y asciende al valor de 1510319 mkN.
- M_{max}^F en la combinación frecuente, el valor del momento anterior toma un valor de 1002956.49 mkN.

Las condiciones básicas para el dimensionamiento de la armadura activa resultan de la verificación de ELS de fisuración por solicitaciones normales.

El objetivo del dimensionamiento de la armadura activa es determinar la fuerza de tesado y el trazado de los cables. Esta tarea está sujeta a una serie de condicionantes entre los que se encuentran las limitaciones tensionales y geométricas y variación del pretensado.

Debido a que se trata de un predimensionamiento, se va a calcular la tensión de pretensado que será necesaria aplicar en la zona del momento máximo consiguiendo obtener la mayor carga de pretensado de toda la estructura y comprobando que no supera la tensión máxima del hormigón ni existen puntos con tensión inferior a la mínima del mismo.

Para realizar estos cálculos se ha considerado un porcentaje de pérdidas instantáneas del 8% y a partir del tipo de armadura, en este caso postesa adherente, se ha obtenido:

- r_{sup} : 1.1
- r_{inf} : 0.9
- $k=1.63$

A partir de estos valores, se ha determinado el coeficiente que relaciona las pérdidas debido a la retracción, fluencia y relajación con la fuerza de pretensado para un $t=0$, P_{mo} , cuyo valor es de 0.25.

El valor de pretensado que se está buscando se va a obtener siguiendo una serie de limitaciones geométricas y tensionales. El primer paso a realizar será determinar el intervalo abierto en el que podrá encontrarse la fuerza de pretensado obtenida a partir de unas inecuaciones las cuales encierran un área dentro de la cual existe el valor óptimo de pretensado. Esta área estará limitada superior e inferiormente por el recubrimiento mínimo y máximo que va a poder tener el cable.

Una vez hallado este intervalo, lo que se va a comprobar es que la fuerza de pretensado tomada no supera la tensión máxima y mínima del hormigón en sus bordes superior e inferior.

Los últimos datos que será necesario conocer para comenzar con el cálculo son las distancias entre el centro de gravedad y el borde superior y entre el centro de gravedad y el borde inferior de la pieza, en este caso v_1 (considerando esta como la distancia entre el centro de gravedad y borde superior de la pieza) tiene un valor de 4.619565 m y v_2 de -5.18043 m, el área de la sección es de 13.8 m² y la inercia de la misma, 193.534 m⁴.

Al ser la excentricidad del cable positiva, las inecuaciones a verificar serán:

$$\begin{aligned} \sigma_{c1,máx} &= \frac{P_{k,sup}}{A} + \frac{P_{k,sup} \cdot e_o + M_{máx}}{I} \cdot v_1 \leq \bar{\sigma}_{c1,s} \\ \sigma_{c2,mín} &= \frac{P_{k,sup}}{A} + \frac{P_{k,sup} \cdot e_o + M_{máx}^F}{I} \cdot v_2 \leq \bar{\sigma}_{c2,j} \quad \longrightarrow \quad [P_{máx,inf}, P_{máx,sup}] \\ \sigma_{c1,mín} &= \frac{P_{k,inf}}{A} + \frac{P_{k,inf} \cdot e_o + M_{mín}^F}{I} \cdot v_1 \leq \bar{\sigma}_{c1,j} \\ \sigma_{c2,máx} &= \frac{P_{k,inf}}{A} + \frac{P_{k,inf} \cdot e_o + M_{mín}}{I} \cdot v_2 \leq \bar{\sigma}_{c2,s} \end{aligned}$$

A continuación se muestra los valores de pretensado máximo obtenido considerando que $\bar{\sigma}_{c1,s}$, $\bar{\sigma}_{c2,s}$ toman el valor de $0.8 \cdot f_{ck}$ y $\bar{\sigma}_{c2,j}$ y $\bar{\sigma}_{c1,j}$ son iguales a la tensión mínima del hormigón la cual se tomará igual a 0.

1ª INECUACION:

$$P_{k,sup} \cdot \left(\frac{1}{A} + \frac{e_o \cdot v_1}{I} \right) + \frac{M_{máx}}{I} \cdot v_1 \leq \sigma_{c,máx} \quad \rightarrow \quad P_{máx} \leq 957.64 \text{ MPa}$$

2ª INECUACION:

$$P_{k,sup} \cdot \left(\frac{1}{A} + \frac{e_o \cdot v_2}{I} \right) + \frac{M_{máx}^F}{I} \cdot v_2 \geq \sigma_{mín} \quad \rightarrow \quad P_{máx} \geq -81081.01 \text{ MPa}$$

3ª INECUACION:

$$P_{k,inf} \cdot \left(\frac{1}{A} + \frac{e_o \cdot v_1}{I} \right) + \frac{M_{min}^F}{I} \cdot v_1 \geq \sigma_{min} \quad \rightarrow \quad P_{m\acute{a}x} \geq 41.625 \text{ MPa}$$

4ª INECUACION:

$$P_{k,inf} \cdot \left(\frac{1}{A} + \frac{e_o \cdot v_2}{I} \right) + \frac{M_{min}^F}{I} \cdot v_2 \leq \sigma_{m\acute{a}x} \quad \rightarrow \quad P_{m\acute{a}x} \leq 643.33 \text{ MPa}$$

El intervalo entre el que se encontrar a la posible solución ser a:
[41.625, 643.33]

Se va a comprobar que la fuerza de pretensado elegida, la mínima del intervalo anterior, cumple con las inecuaciones indicadas viendo así que no agota la sección del hormigón. Para ello se calculará $P_{k,inf}$ y $P_{k,sup}$ partiendo de una fuerza de pretensado máxima de 41.625 MPa:

$$P_{k,inf} = 0.9 \cdot (1 - 0.25) \cdot (1 - 0.08) \cdot 41.625 = 25.849 \text{ MPa}$$

$$P_{k,sup} = (1 - 0.08) \cdot 41.625 = 38.295 \text{ MPa}$$

Por tanto:

$$38295 \cdot \left(\frac{1}{13.8} + \frac{0.105 \cdot 4.62}{193.534} \right) + \frac{(-1510319)}{193.534} \cdot 4.62 = -33.2 \text{ MPa} \leq 30 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{ok}$$

$$38295 \cdot \left(\frac{1}{13.8} + \frac{0.105 \cdot (-5.18)}{193.534} \right) + \frac{(-1002957)}{193.534} \cdot (-5.18) = 29.51 \text{ MPa} \geq 0 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{ok}$$

$$25849 \cdot \left(\frac{1}{13.8} + \frac{0.105 \cdot (4.62)}{193.534} \right) + \frac{(-81187.97)}{193.534} \cdot (4.62) = 0 \text{ MPa} \geq 0 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{ok}$$

$$25849 \cdot \left(\frac{1}{13.8} + \frac{0.105 \cdot (-5.18)}{193.534} \right) + \frac{(-81187.97)}{193.534} \cdot (-5.18) = 3.974 \text{ MPa} \leq 30 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{ok}$$

Como conclusión, se propone como fuerza de pretensado en esa sección de 41.625 MPa.

4.11.3. JUNTAS DE DILATACION

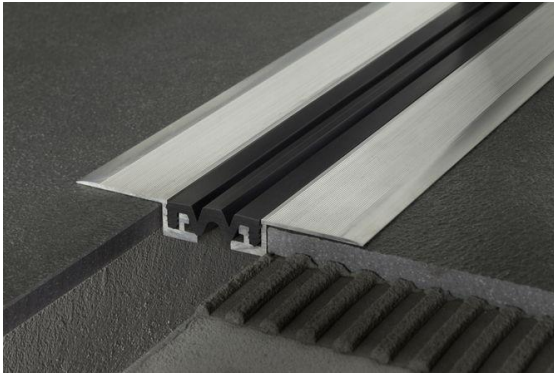
Debido a las variaciones de temperatura que se producen en Morella, el puente va sufrir una serie de movimientos debido a las dilataciones y contracciones. Los desplazamientos que puedan ocasionarse deberán estar perfectamente calculados con el fin de que se produzcan con la mayor libertad posible evitando así la aparición de presiones que puedan ocasionar la rotura de otros elementos del tablero o de el mismo.

El recorrido máximo que experimentara el puente será de 630 mm aproximadamente. Para no coaccionar este movimiento, se ha dispuesto de dos juntas de dilatación en los extremos del puente de manera que cada una de ellas debe permitir un movimiento igual a la mitad del recorrido máximo.

A continuación se muestran dos tipos de juntas que se podrán colocar, las cuales permiten recorridos máximos superiores a los que experimentará el tablero:

- JUNTAS DE DILATACION CON PERFILES DE EXPANSION:

Este tipo de junta permite que se desarrollen desplazamientos máximos hasta los 800 mm. Su utilización permite poseer una junta robusta, estanca y silenciosa siendo fácilmente sustituible.



- JUNTAS DE DILATACION METALICA:

Estas permiten unos recorridos de hasta 1000 mm. Son muy robustas debido a la utilización de elementos metálicos. Este tipo de junta consistirá en la colocación de piezas metálicas entre las que se inserta un perfil de elastomero que impide la penetración de cualquier objeto asegurando así la estanqueidad de la junta.



Se va a disponer de juntas de dilatación con perfiles de expansión en los extremos del puente ya que cubren perfectamente el recorrido máximo que experimentará debido a la temperatura media.

4.12. EQUIPAMIENTOS

4.12.1. PAVIMENTO

El tablero se va a realizar de hormigón disponiendo una capa de mezcla bituminosa encima del mismo creando así el firme por el que discurrirán los vehículos. El espesor de la misma será de 5 cm creciendo hacia el centro del ancho del tablero con la pendiente de bombeo, 2 %. El tipo de capa de firme a utilizar, se espera que sea similar a la de la carretera buscando así una continuidad de la misma. En este caso se dispondrá de una capa tipo AC16 surf S B60/70.

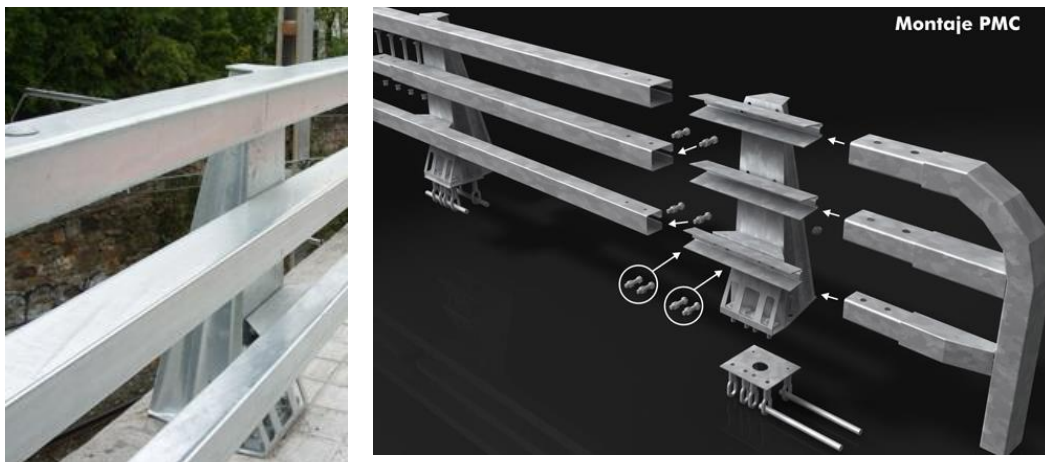
4.12.2. PRETIL

Para elegir el tipo de pretil a colocar se ha recurrido a las instrucciones dadas por la "EN 1317-6". Junto a esta, se ha recurrido a las "Recomendaciones sobre criterios de aplicación de pretiles metálicos en carretera" la cual en función de una serie de parámetros permite determinar que tipos de pretiles eran los más idóneos para esa situación.

Esos parámetros eran: la velocidad de proyecto de la carretera y la intensidad media diaria de tráfico pesado. Atendiendo a lo mencionado anteriormente se ha podido determinar que la clase de contención necesaria es alta, pudiéndose producir un accidente grave. Para la velocidad de proyecto de la variante, 80 Km/h y para el tráfico de pesados previsto, $IMD_p=330$ con un incremento anual de 1.14%, se tiene que el nivel de contención es H2, ya que la IMD prevista no supera los 2000.

Una vez obtenido ese nivel de contención, recurriendo al Anexo 1 de la "OC. 23/08 Catálogo de pretiles metálicos recomendados" se ha decidido elegir el pretil PMC2/10b.

Se ha optado por este debido a que se buscaba que tuviera un pendiente exterior con el fin de favorecer la salida de la nieve de la carretera no produciendo acumulaciones de esta sobre la calzada.



4.12.2.1. FICHA TÉCNICA DEL PRETIL

4.12.3. ILUMINACION

El alumbrado es un aspecto que hay que considerar desde el diseño debido a que será necesario integrar los soportes y las canalizaciones eléctricas de alimentación de los puntos de luz. Al tener un puente de 404 m de luz total, será necesario procurar que exista un nivel de iluminación superior al de la carretera de acceso además de cuidar la estética de la instalación del alumbrado.

Siguiendo algunas recomendaciones, la colocación de los puntos de luz se realizará enfrentada y a ambos lados de la calzada. Además de iluminar el tablero, se realizará un alumbrado de las pilas con el fin de evitar que el acceso a las edificaciones cercanas conlleve algún tipo de peligro para los conductores.

A continuación se va a aconsejar la colocación de unos tipos de alumbrado que podrá disponerse en el puente.

Se ha pensado colocar en la base de las pilas una lámpara tipo iW Reach Powercore gen2 o eW Reach Powecore gen2 de Philips o similar. Este tipo de iluminación ofrece una luz blanca estando protegida de la entrada de agua y polvo. Se usan principalmente para la iluminación de instalaciones a gran escala. La colocación de este tipo de luminarias, simplifica la instalación y reduce el coste total del sistema debido a que control de salida de potencia.



En cuanto a la iluminación del puente, se ha optado por la utilización de un tipo de luminaria Selenium de Philips o similar, las cuales debido a su forma sencilla y redondeada reducen el impacto visual durante el día y permiten su integración en cualquier tipo de entorno.

El número necesario a disponer rondará las 20 luminarias separadas aproximadamente 20 metros que como ya se ha comentado anteriormente se dispondrán enfrentadas. Se deberá comprobar si la intensidad lumínica y el ángulo de iluminación cumple con los niveles exigibles con el fin de que quede todo perfectamente iluminado debiendo reducir la distancia entre estas si no se cumple con la intensidad y el ángulo necesarios.



El apartado de "Planos" de este documento, no contendrá ni en la planta, en las secciones ni en longitudinal su representación.

4.12.4. SISTEMA DE EVACUACION DEL AGUA SUPERFICIAL DEL TABLERO

Debido a que en la zona de ubicación del puente existen edificaciones, es preciso hacer previamente un estudio para ver la afección de la caída del agua de lluvia procedente del tablero sobre estas. Tras su realización, se observa que no va existir ninguna afección por parte de dicho desagüe sobre las edificaciones cercanas. Por tanto, se va a proyectar un canal, a ambos lados de la carretera, que recorra todo el puente situando puntos de evacuación del agua próximos a las pilas.

También existe la posibilidad de evitar la caída directa del agua desde el orificio realizado en el ala del tablero situando, en los puntos anteriormente citados, conducciones que tomen a la salida de dichos orificios el agua y la conduzcan a lo largo del canto de la sección evacuándola justo debajo del tablero.

En el anejo de "Planos" se puede observar la geometría finalmente dispuesta para el canal tras analizar las geometrías y las directrices dadas por la "Instrucción 5.2 - IC: Drenaje superficial". Resaltar que será necesario una vez se tiene el dato del caudal determinar las dimensiones exactas de dicho elemento así como verificar que el agua no lo desbordará.

5. BIBLIOGRAFIA

- APUNTES:
 - PELLICER ARMIÑANA, TERESA M. Y CALDERÓN GARCÍA, PEDRO A. *Bloque tematico III: Cimientos y estructuras*. Valencia: Editorial UPV, 2012. Ref:721
 - BONET SENACH, J.L. (2014). *Diseño Estructural de Cimentaciones y Muros de Contención*. Valencia.
 - MONLEÓN CREMADES, S. *Cuadernos de modelización y análisis de puentes*. Valencia: Editorial UPV. Ref: 2003.577

- LIBROS:
 - MANTEROLA ARMISÉN, J. *PUENTES, Apuntes para su diseño, cálculo y construcción*. Primera edición. Madrid: Junio 2006. 989p. ISBN Obra Completa:84-380-0323-0 (978-84-380-0323-7).
 - RODRÍGUEZ ORTIZ *et al.* (1998. *Curso aplicado de cimentaciones*. 4ª ed. Madrid: Coam-Col. Oficial Arquitectos M, 2011. 266 p. ISBN 978-84-85572-37-3

- NORMATIVA:
 - España. Código Técnico de la Edificación. Noviembre de 1999.
 - CEDEX. *Guía de cimentaciones en obras carreteras*. Madrid: CEDEX, 2002
 - AENOR, *Eurocodigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón*. EN1992-1-1. Madrid. AENOR, 1992.
 - AENOR, *Sistemas de contención para carreteras*. UNE-EN 1317. Madrid. AENOR, 2011.
 - Ministerio de Fomento, *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. Madrid: Ministerio de Fomento, 2011.
 - España, Orden Circular 23/2008 sobre Criterios de aplicación de pretilas metálicas en carretera. *BOE* 28 de enero de 2000, num. 24, 14 p.
 - Ministerio de Fomento, *Instrucción 5.2 - IC: Drenaje superficial*. Madrid: Ministerio de Fomento, 1965.

- PAGINAS WEB
 - <<<http://empresite.eleconomista.es/Actividad/FORMACION-ESCOLLERA/provincia/CASTELLON/>>> [Consulta: 10 de abril 2014]
 - ULMA. <<<http://www.ulmaconstruction.com/es/encofrados/sistemas-obra-civil/sitepages/inicio.aspx>>> [Consulta: 23 de abril 2014]
 - PHILIPS. *Catálogo de productos Philips*. <<http://www.lighting.philips.es/connect/tools_literature/>> [Consulta: 21 de mayo de 2014]

- DOCUMENTACION ELECTRONICA
 - *Structural Analysis Program (SAP2000)*. Version 15.0. Berkeley: Univesrsity Ave. 1976, 2011, [28 de mayo de 2014].
 - Microsoft Office Professional Plus. *Excel*. 2013. Santa Rosa, California. 1988, 2013, [12 de marzo de 2014]