



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Centro. Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Montú.

Trabajo Final de Grado

Curso 2016/2017

*Autor: Sandra Fernández Benítez
Tutor: Julián Alcalá González
Cotutor: Hugo Coll Carrillo
Titulación: Grado en Obras Públicas*

Valencia, junio 2017



Estudios para la redacción del proyecto básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia)

Alternativa Centro

Memoria

Trabajo Final de Grado

Curso 2016/2017

*Autor: Ignacio Arteaga Ibáñez
Tutor: Julián Alcalá González
Cotutor: Hugo Coll Carrillo
Titulación: Grado de Ingeniería Civil*

*Autor: Sandra Fernández Benítez
Tutor: Julián Alcalá González
Cotutor: Hugo Coll Carrillo
Titulación: Grado en Obras Públicas*

*Autor: Carlos Ortega Díaz
Tutor: Julián Alcalá González
Cotutor: Hugo Coll Carrillo
Titulación: Grado de Ingeniería Civil*

*Autor: Isabel García Císcar
Tutor: Francisco Javier Camacho Torregrosa
Cotutor: Ana María Pérez Zuriaga
Titulación: Grado de Ingeniería Civil*

*Autor: Alejandro Martín-Loeches Romero
Tutor: Francisco Javier Camacho Torregrosa
Cotutor: Ana María Pérez Zuriaga
Titulación: Grado de Ingeniería Civil*

*Autor: Alba Mascarell Gómez
Tutor: Eduardo Albentosa Hernández
Cotutor: Ignacio Andrés Domenech
Titulación: Grado en Obras Públicas*

*Autor: Sergio Olivas Valera
Tutor: Ignacio Andrés Domenech
Cotutor: Eduardo Albentosa Hernández
Titulación: Grado de Ingeniería Civil*

*Autor: Olga Almenar Guiot
Tutor: Ana María Pérez Zuriaga
Cotutor: Francisco Javier Camacho Torregrosa
Titulación: Grado de Ingeniería Civil*

*Autor: Antonio Araque Andreu
Tutor: Inmaculada Romero Gil
Titulación: Grado de Ingeniería Civil*

*Autor: José Luis Cola Romero
Tutor: Inmaculada Romero Gil
Titulación: Grado de Ingeniería Civil*

*Autor: Véronique Valero Cercón
Tutor: María Elvira Garrido de la Torre
Titulación: Grado en Obras Públicas*



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



DOCUMENTO N°1

MEMORIA GENERAL TFG MULTIDISCIPLINAR

ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA)

ALUMNOS QUE FORMAN PARTE DEL TRABAJO FINAL DE GRADO MULTIDISCIPLINAR BAJO EL TÍTULO GENÉRICO:
“ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA)”

Alumno	Subtítulo
Arteaga Ibáñez, Ignacio	Alternativa Centro. Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Remedio y CV-346.
Fernández Benítez, Sandra	Alternativa Centro. Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Montú.
Ortega Díaz, Carlos	Alternativa Centro. Estudio de soluciones y diseño estructural del puente en el Rincón del Calvo.
García Císcar, Isabel	Alternativa Centro. Diseño geométrico y del firme
Martín-Loeches Romero, Alejandro	Alternativa Centro. Análisis del tráfico y de la seguridad vial
Mascarell Gómez, Alba	Alternativa Centro. Estudio hidrológico y de drenaje
Olivas Valera, Sergio	Alternativas Norte y Centro. Estudio hidráulico y de afección a cauces.
Martínez Gandía, Martín	Alternativa Norte. Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Remedio y CV-346.
Ortuño Ortuño, Antonio	Alternativa Norte. Estudio de soluciones y diseño estructural de las subestructuras
Cardona Guerrero, Eduardo	Alternativa Norte. Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Montú.
Cervera Martínez, Guillem	Alternativa Norte. Diseño geométrico y del firme
Anglés Sancho, Raül	Alternativa Norte. Diseño de los nudos
López de la Torre, Rocío	Alternativa Norte. Estudio hidrológico y de drenaje
España Monedero, Fernando	Alternativa Sur. Estudio de alternativas y diseño estructural del segundo puente sobre el río Chelva.
Catalán Pérez, Jorge	Alternativa Sur. Estudio de alternativas y diseño estructural del primer puente sobre el río Chelva.
Sevilla Fernández, Marcos	Alternativa Sur. Estudio de alternativas y diseño estructural del puente sobre el barranco del Convento.
Martínez Ribes, Sergi	Alternativa Sur. Diseño geométrico y del firme
Pastor Martín, Guillermo	Alternativa Sur. Diseño de los nudos
Sánchez Reimers, Jaime	Alternativa Sur. Estudio hidrológico y de drenaje
Arenas Huerta, María	Alternativa Sur. Estudio hidráulico y de afección a cauces.
Almenar Guiot, Olga	Análisis de la situación actual y propuesta de mejoras
Araque Andreu, Antonio	Estudio de Impacto Ambiental en todos los corredores. Análisis sobre el Medio Físico
Cola Romero, José Luis	Estudio de Impacto Ambiental en todos los corredores. Análisis sobre el Medio Biótico
Valero Cercós, Véronique	Estudio Geológico y comprobaciones Geotécnicas



MEMORIA GENERAL

ÍNDICE

1. ANTECEDENTES.....	2
2. OBJETO.....	2
3. SITUACIÓN ACTUAL.....	3
4. EQUIPOS.....	4
5. MÉTODO DE TRABAJO.....	5
6. CONCLUSIONES DEL ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL.....	5
7. VALORACIÓN ECONÓMICA.....	6



1. ANTECEDENTES

La población de Chelva es un municipio de la Comunidad Valenciana, España. Situado en el interior de la provincia de Valencia, en la comarca de Los Serranos, también conocida como "Alto Turia". Se encuentra a una distancia de 68 km de Valencia, al noroeste de la provincia, y a una altitud de 471 metros sobre el nivel del mar. Con una extensión de 191 km², su población censada en el año 2015 es de 1463 habitantes.

La carretera objeto de estudio, atraviesa Chelva de este a oeste. Se caracteriza por un volumen de tráfico medio, con relativamente elevado porcentaje de pesados. Al tratarse de la vía principal de conexión entre la comarca de los Serranos y Valencia es inevitable el paso de vehículos pesados. Sin embargo, este volumen de tráfico, que discurre por el núcleo urbano de Chelva, genera una serie de inconvenientes que se detallan a continuación:

- Funcionalidad deficiente de la infraestructura.
- Problemas de seguridad vial.
- Dificultades en materia de accesibilidad.
- Elevada contaminación acústica.
- Contaminación atmosférica.

Como consecuencia de esta problemática surge la necesidad de estudiar la construcción de una variante a dicha carretera, de forma que se evite el paso de gran número de vehículos pesados por la travesía del municipio, reduciendo los problemas descritos anteriormente.

2. OBJETO

El presente trabajo se redacta en calidad de Trabajo Fin de Grado (TFG) por los alumnos especificados en el apartado 4 de esta memoria, pertenecientes a la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (ETSICCP) de la Universitat Politècnica de València (UPV).

La realización de este trabajo tiene como finalidad la obtención del título de GRADUADO EN INGENIERIA CIVIL o GRADUADO EN OBRAS PÚBLICAS, dependiendo de la titulación cursada por cada alumno.

El trabajo final de grado denominado ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA) se ha redactado de manera conjunta entre veinticuatro alumnos de diferente especialidad.

A partir de la problemática actual en la carretera CV- 35, comentada en el apartado 1, se ha realizado el estudio de tres variantes de construcción de la carretera en el tramo de travesía del municipio de Chelva.

1. SITUACIÓN ACTUAL

En el momento de concebir una obra civil debe abordarse el problema a resolver desde todos los puntos de vista posibles según las distintas disciplinas involucradas en este proyecto y que forman parte de los estudios de Grado en Ingeniería Civil y Grado en Ingeniería de Obras Públicas.

Por este motivo, se han formado grupos de trabajo compuestos por compañeros encargados de los diferentes enfoques de la problemática, y se han repartido en diferentes alternativas para acometer el estudio de tres variantes con el mismo objetivo: eliminar el tramo de travesía de la carretera CV-35 a su paso por Chelva, la cual presenta además un importante volumen de tráfico pesado, que causa una especial problemática en el tramo urbano.

Las alternativas preconcebidas para este estudio básico son las tres siguientes:

- Alternativa Sur 1: circunvalación por el sur del núcleo urbano de Chelva, al norte del cauce del río.
- Alternativa Sur 2: circunvalación por el sur del cauce del río y paralela al mismo en gran parte de su recorrido.
- Alternativa Norte: circunvalación por el norte del núcleo urbano de Chelva.

A continuación se muestra a un esquema previo de las alternativas.



Fig. 1. Trazado inicial de las alternativas planteadas. Elaboración propia.

La orografía de la zona presenta numerosos accidentes geográficos, debiendo plantear diferentes estructuras de paso, con una necesidad latente de estudios geotécnicos, hidrológicos y de impacto ambiental.

Además, el término municipal de Chelva presenta numerosos yacimientos arqueológicos, bienes de relevancia local, de interés cultural y otros hitos a proteger, condicionando altamente las opciones de trazado.

En el Plan General del municipio se realizó una reserva de suelo al norte del casco urbano de Chelva para prever la ejecución de una variante previamente planteada para la CV-35.

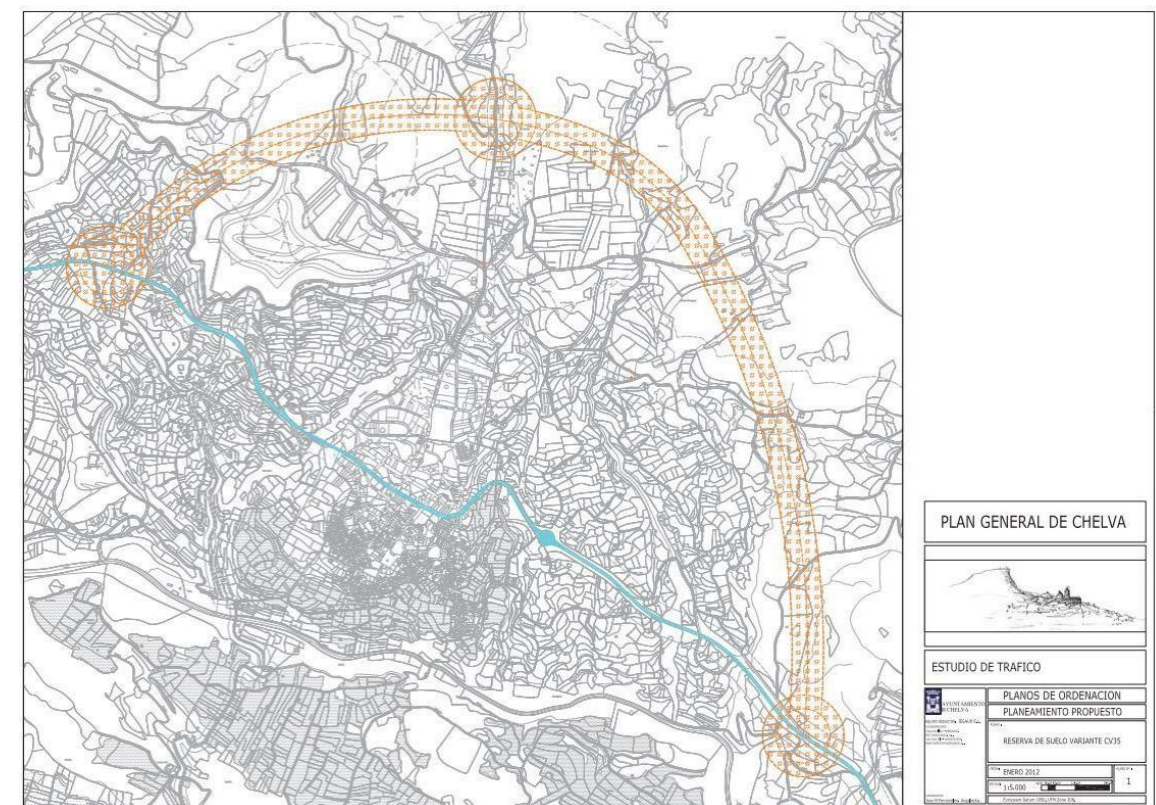


Fig. 2. Trazado inicial de las alternativas planteadas. Elaboración propia.

Para acometer este estudio básico no se ha tenido en cuenta el contenido de este plano de ordenamiento, realizando el trazado desde la fase inicial de concepción.

Tras analizar toda la información y legislación vigente, se llegó a la conclusión de que la Alternativa Sur 1 no era viable. El Decreto 168/2012, de 2 de noviembre, del Consell, por el que se declara bien de interés cultural, con la categoría de conjunto histórico, la Villa de Chelva y sus huertas, en Chelva obligó a modificar las alternativas.

Finalmente, después de la visita de campo y, teniendo en cuenta la legislación vigente, la alternativa Sur 1 fue descartada, apareciendo la alternativa Centro en su lugar.

Los trazados definitivos se muestran en la figura 3.



Fig. 3. Trazado inicial de las alternativas planteadas. Elaboración propia.

2. EQUIPOS

Para la realización de este trabajo multidisciplinar, se ha dividido a los veinticuatro alumnos en cuatro grupos distintos. Los tres primeros grupos se centran en una alternativa concreta: *Norte*, *Centro* o *Sur*. De esta manera, los estudiantes pertenecientes a estos grupos se encargan de estudiar el diseño de la variante, las estructuras necesarias para llevarla a cabo y los aspectos hidrológicos e hidráulicos.

El último grupo de trabajo, llamado *Estudios Generales*, está compuesto por los alumnos que desarrollan estudios que afectan a todas las alternativas.

La organización, por alternativas, de cada grupo de trabajo es la siguiente:

Alternativa Norte	
Alumno	Estudio
Martínez Gandía, Martín	Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Remedio y CV-346.
Ortuño Ortuño, Antonio	Estudio de soluciones y diseño estructural de las subestructuras
Cardona Guerrero, Eduardo	Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Montú.
Cervera Martínez, Guillem	Diseño geométrico y del firme
Anglés Sancho, Raül	Diseño de los nudos
López de la Torre, Rocío	Estudio hidrológico y de drenaje
Olivas Valera, Sergio	Estudio hidráulico y de afección a cauces.

Alternativa Centro	
Alumno	Estudio
Arteaga Ibáñez, Ignacio	Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Remedio y CV-346.
Fernández Benítez, Sandra	Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Montú.
Ortega Díaz, Carlos	Estudio de soluciones y diseño estructural del puente en el Rincón del Calvo.
García Císcar, Isabel	Diseño geométrico y del firme
Martín-Loeches Romero, Alejandro	Análisis del tráfico y de la seguridad vial
Mascarell Gómez, Alba	Estudio hidrológico y de drenaje
Olivas Valera, Sergio	Estudio hidráulico y de afección a cauces.

Alternativa Sur	
Alumno	Estudio
España Monedero, Fernando	Estudio de alternativas y diseño estructural del segundo puente sobre el río Chelva.
Catalán Pérez, Jorge	Estudio de alternativas y diseño estructural del primer puente sobre el río Chelva.
Sevilla Fernández, Marcos	Estudio de alternativas y diseño estructural del puente sobre el barranco del Convento.
Martínez Ribes, Sergi	Diseño geométrico y del firme
Pastor Martín, Guillermo	Diseño de los nudos
Sánchez Reimers, Jaime	Estudio hidrológico y de drenaje
Arenas Huerta, María	Estudio hidráulico y de afección a cauces.

Estudios generales	
Alumno	Estudio
Almenar Guiot, Olga	Análisis de la situación actual y propuesta de mejoras
Araque Andreu, Antonio	Estudio de Impacto Ambiental en todos los corredores. Análisis sobre el Medio Físico
Cola Romero, José Luis	Estudio de Impacto Ambiental en todos los corredores. Análisis sobre el Medio Biótico
Valero Cercós, Véronique	Estudio Geológico y comprobaciones Geotécnicas



3. MÉTODO DE TRABAJO

La metodología empleada para desarrollar este Trabajo Fin de Grado puede dividirse en diferentes fases, todas ellas basadas en la interrelación entre los alumnos, tanto los pertenecientes a un grupo de alternativa como con los componentes del grupo de estudios generales.

La primera de ellas, basada en la adquisición de conocimientos, se lleva a cabo mediante la realización de seminarios temáticos, a partir de septiembre de 2015, para conocer métodos y aprender a utilizar las herramientas de trabajo específicas para poder aplicar los conocimientos adquiridos en el grado a la resolución de un problema real. Estos seminarios incluyen desde la obtención de datos hasta el manejo de software (AutoCAD Civil 3D, HEC-RAS, SAP, Bridge). Además, están dirigidos tanto a los alumnos de la especialidad impartida como a los de todas las demás.

La segunda de las fases consiste en la obtención de datos base, como la toma de datos geológicos, aforos, etc. Para esto, se realizó una visita de campo en enero de 2016 para conocer el terreno por el que discurren las distintas alternativas, y el estado actual de la CV-35. Se realizó además un aforo de tráfico y un reportaje fotográfico.

La tercera de las fases se basa en talleres semanales de trabajo en grupo, a partir de febrero de 2016, para facilitar los intercambios de información entre alumnos, abordar conjuntamente los problemas y buscar la solución óptima. En estos talleres se tiene la oportunidad de comentar el avance de los estudios individuales tanto entre alumnos, como entre alumnos y tutores.

Este método consigue la interacción todos los participantes a la hora de proponer mejoras sobre el diseño de cada una de las alternativas y solucionar los problemas que van surgiendo a lo largo de la redacción de los estudios.

6. CONCLUSIONES DEL ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

Entre las alternativas propuestas, la que produce un menor impacto global sobre el medio es la Alternativa Centro. Durante la fase de construcción es la que menos efectos negativos genera, mientras que en la fase de explotación genera unos impactos similares a los de la Norte ya que su trazado es bastante similar en una gran parte del mismo, difiriendo en la longitud. Por otra parte, la Alternativa Sur genera un gran impacto, principalmente por tratarse de un área mucho menos antropizada y por la dificultad para integrar paisajísticamente las obras de paso sobre el río Chelva.

Las principales diferencias de la Alternativa Centro respecto a las otras alternativas son:

- Menor longitud de trazado.
- Menor superficie a expropiar.
- Elevado número de caminos rurales que reducirán la necesidad de crear nuevas vías de acceso temporales durante la fase de construcción.
- Obras de paso de menor envergadura respecto a la Sur.
- Presenta una mejor conectividad con la CV-346.
- Mejor integración paisajística que las otras dos alternativas.
- Menor impacto sobre la economía local durante la fase de explotación.



7. VALORACIÓN ECONÓMICA

En el presente apartado se lleva a cabo una valoración del coste económico asociado al conjunto de las unidades de obra previstas a ejecutar en el estudio de soluciones.

La valoración económica se realiza mediante la definición de las unidades de obra correspondientes, que serán en su gran mayoría comunes a las tres alternativas, siendo su resultado el producto del precio unitario de cada una por su medición.

En los siguientes apartados se resumen los resultados generados por las tres alternativas agrupados en un total de 9 capítulos, correspondiendo éstos a la base del presupuesto de la obra lineal.

Capítulo	Alternativa Sur	Alternativa Centro	Alternativa Norte
Capítulo 1: Movimiento de tierras y demoliciones	1.360.156,72 €	224.139,46 €	1.902.735,53 €
Capítulo 2: Firmes y pavimentos	661.824,16 €	662.749,13 €	1.238.084,83 €
Capítulo 3: Obras hidráulicas	251.750,94 €	108.749,4 €	52.294,84 €
Capítulo 4: Estructuras	5.997.459,68 €	1.872.817,02 €	4.107.858,03 €
Capítulo 5: Adecuación ambiental	194.179 €	194.179 €	194.179 €
Capítulo 6: Señalización y balizamiento.	72.000 €	54.000 €	6.082,33 €
Capítulo 7: Drenaje	89.100 €	75.250 €	89,100 €
Capítulo 8: Seguridad y Salud	171.694,94 €	171.694,94 €	171.694,94 €
Capítulo 9: Gestión de residuos.	171.694,94 €	171.694,94 €	171.694,94 €
Total	8.916.942,73 €	5.552.274,91 €	7.598.150,60 €



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



DOCUMENTO N°2

MEMORIA Y ANEJOS

ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA)
ALTERNATIVA CENTRO



ALUMNOS QUE FORMAN PARTE DE LA ALTERNATIVA CENTRO

Alumno	Estudio
Arteaga Ibáñez, Ignacio	Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Remedio y CV-346.
Fernández Benítez, Sandra	Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Montú.
Ortega Díaz, Carlos	Estudio de soluciones y diseño estructural del puente en el Rincón del Calvo.
García Císcar, Isabel	Diseño geométrico y del firme
Martín-Loeches Romero, Alejandro	Análisis del tráfico y de la seguridad vial
Mascarell Gómez, Alba	Estudio hidrológico y de drenaje
Olivas Valera, Sergio	Estudio hidráulico y afección a cauces

ALUMNOS QUE REALIZAN ESTUDIOS GENERALES INCLUIDOS EN EL DOCUMENTO

Alumno	Estudio
Almenar Guiot, Olga	Análisis de la situación actual y propuesta de mejoras
Araque Andreu, Antonio	Estudio de Impacto Ambiental en todos los corredores. Análisis sobre el Medio Físico
Cola Romero, José Luis	Estudio de Impacto Ambiental en todos los corredores. Análisis sobre el Medio Biótico
Valero Cercós, Véronique	Estudio Geológico y comprobaciones Geotécnicas

ÍNDICE DE CONTENIDOS

ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA)

ALTERNATIVA CENTRO



Documentos	Alumno
Memoria	Todos
Valoración económica	Todos

Anejo	Alumno
Geología y geotecnia	Valero Cercón, Véronique
Hidrología y drenaje	Mascarell Gómez, Alba
Situación actual	Almenar Guiot, Olga
Tráfico	Martín-Loeches Romero, Alejandro
Diseño geométrico	García Císcar, Isabel
Seguridad vial	Martín-Loeches Romero, Alejandro
Firmes	García Císcar, Isabel
Estructuras. Puente sobre el barranco del Remedio y CV-346	Arteaga Ibáñez, Ignacio
Estructuras. Puente sobre el barranco del Rincón del Calvo	Ortega Díaz, Carlos
Estructuras. Puente sobre el barranco del Montú	Fernández Benítez, Sandra
Estudio hidráulico y de afección a cauces	Olivas Valera, Sergio

Índice de planos	Alumno
1. Localización	
2. Situación actual	Almenar Guiot, Olga
3. Diseño geométrico del tronco principal	García Císcar, Isabel
3.1. Planta general	
3.2. Planta y perfil	
3.3. Secciones tipo	
3.4. Secciones transversales	
4. Estructuras	
4.1. Puente sobre el barranco del Remedio y CV-346	Arteaga Ibáñez, Ignacio
4.2. Puente sobre el barranco del Montú	Fernández Benítez, Sandra
4.3. Puente sobre el barranco del Rincón del Calvo	Ortega Díaz, Carlos
5. Hidráulica	
5.1. Puente sobre el barranco del Remedio	Olivas Valera, Sergio
5.2. Puente sobre el barranco del Montú	
6. Impacto Ambiental	Cola Romero, José Luis



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



MEMORIA

ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA).
ALTERNATIVA CENTRO



MEMORIA ALTERNATIVA CENTRO

ÍNDICE

1. ANTECEDENTES.....	3
2. OBJETO	3
3. LOCALIZACIÓN.....	3
4. SITUACIÓN ACTUAL.....	4
4.1. Propuestas de mejora de la travesía	4
5. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA.....	4
5.1. Geología y geotecnia.....	4
5.1.1. Geología	4
5.1.2. Geotecnia	5
5.2. Hidrología y drenaje.....	6
5.3. Estudio de tráfico	7
5.4. Trazado.....	8
5.5. Estudio de Seguridad Vial	9
5.6. Firmes.....	9
5.7. Estructuras.....	10
5.8. Afección a cauces.....	11
6. VALORACIÓN DE LA SOLUCIÓN	12
6.1. Valoración económica	12
6.2. Presupuesto de ejecución material.....	12



1. ANTECEDENTES.

El municipio de Chelva, situado en el interior de la provincia de Valencia, en la comarca de Los Serranos, se ve atravesado por la carretera autonómica CV-35, la cual transcurre desde la ciudad de Valencia hasta la comarca del Rincón de Ademuz.

Esta carretera viene caracterizada por un volumen de tráfico medio con un destacable porcentaje de pesados, lo que genera, a su paso por el municipio de Chelva, numerosos inconvenientes, entre los que cabe destacar la contaminación acústica, la mala funcionalidad y seguridad vial, las afecciones sobre elementos situados en la travesía,...

Por los motivos anteriores viene motivado este estudio para la redacción del Proyecto Básico de la variante a la carretera CV-35 a su paso por Chelva, cuyo objetivo es la eliminación de los inconvenientes anteriormente nombrados.

2. OBJETO.

El presente Trabajo Final de Grado **Estudios para la redacción del proyecto básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia)** consiste en la definición del proyecto constructivo de una variante a la carretera CV-35 a su paso por Chelva, para eliminar o mitigar los problemas que se dan actualmente en dicho tramo.

Estos problemas que se presentan en el tramo son principalmente la disminución de la seguridad vial dentro de la población de Chelva debido a la poca sección de la calzada para el paso de los vehículos pesados procedentes de las instalaciones industriales cercanas al municipio y alrededores, y tiempos de recorrido elevados por la acumulación de pesados.

Ante esta situación y a la vista de una posible expansión de las actividades en dichos polígonos industriales y agrícolas en la zona, se hace necesario el desarrollo del presente trabajo de manera que se mejore la velocidad de desplazamiento y aumente la seguridad vial.

3. LOCALIZACIÓN.

Chelva es un municipio de la Comunidad Valenciana, situado en el interior de la provincia de Valencia (Figura 1), concretamente en la comarca de Los Serranos, también conocida como "Alto Turia". Cuenta con una superficie de 190,6 km², linda al norte con los términos de La Yesa, Andilla, Alpuente y Titaguas, al este con Calles, Domeño y Loriguilla, al sur con Loriguilla, Utiel y Requena, al oeste con Benagéber y Tuéjar, todas en la provincia de Valencia.



Figura 1. Localización Chelva



Figura 2. Chelva

Esta alternativa para por una zona próxima al municipio, volteándolo por el Norte, como muestra la Figura 3.



Figura 3. Localización alternativa centro



4. SITUACIÓN ACTUAL.

La carretera CV-35 es una carretera de la provincia de Valencia, que comunica la ciudad de Valencia con el noroeste de la provincia. Popularmente es conocida como la Pista de Ademúz ya que tiene como referencia final la comarca del Rincón de Ademúz. Se convierte en travesía entre los PK 67+400 y el P.K 68+200.

Dicha travesía soporta un tráfico de 2497 vehículos/día con un porcentaje de pesados del 5,4%, calculados a partir de un aforo manual tomado en enero de 2016 complementado con la estación afín CV-35-080. Se prevé para el año de puesta en servicio (2018) un tráfico de 2569 vehículos, con una tasa de crecimiento anual acumulativo del 1.44%.

En vías interurbanas, el Highway Capacity Manual 2010 define seis niveles de servicio para un régimen continuo de circulación, es decir, sin detenciones producidas por intersecciones o semáforos. Estos niveles se hallan numerados de la A a la F, en orden decreciente de calidad El nivel de servicio actual de la travesía calculado como carretera de clase III según el Highway Capacity Manual 2010 es C. En el año horizonte (2018) se prevé el mismo nivel de servicio.

Este tráfico supone importantes interacciones entre diferentes flujos de tráfico: vehículos, vehículos pesados, peatones, bicicletas, etc. Ello supone la existencia de conflictos de tráfico. Los más destacables involucran a vehículos pesados que circulan por la travesía. En varios puntos de la misma dos vehículos pesados no pueden pasar por el mismo punto al mismo tiempo.

Según datos oficiales se han producido accidentes en la travesía, todos ellos con carácter leve y producidos en las intersecciones cuya causa ha sido, en la mayoría de los casos, una infracción de las normas de la seguridad vial.

4.1. Propuestas de mejora de la travesía

En el tramo de carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva, se han encontrado una serie de problemas los cuales se pretenden solucionar.

En primer lugar, se propone la creación de distintos itinerarios peatonales, actualmente inexistentes, que evitarían algunos de los conflictos detectados entre peatones y vehículos que circulan por la travesía.

Además, se propone la reubicación de algunas plazas de aparcamiento para mejorar la circulación de vehículos (tanto ligeros como pesados) por el municipio, habilitando un aparcamiento en la parte norte.

Se realizará la propuesta de mejorar la intersección entre la Av/Madereros y C/Mártires, dado que es una zona donde se producen la mayor parte de los conflictos detectados entre los diferentes flujos de tráfico.

Por último, se propone realizar una mejora del acceso al municipio desde Tuéjar, creando una puerta de entrada al núcleo urbano, con la creación de una glorieta o carril de espera, para mejorar, además, los accesos a otros puntos del municipio.

5. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA.

5.1. Geología y geotecnia.

A falta de la redacción del Estudio Geológico-Geotécnico correspondiente a este proyecto, se describen los materiales considerados y los datos empleados para la realización del mismo:

5.1.1. Geología

Relación de materiales localizados en el área de estudio, ordenados en orden decreciente de antigüedad:

Triásico. Buntsandstein

- T_B: Areniscas silíceas, rosadas y blancas, con arcillas micáceas.

Triásico. Muschelkalk

- T_{M1}: Dolomías grises y negras con arenisca dolomítica. Calizas dolomíticas.
- T_{M2}: Arcillas y margas rojas, amarillas e irisadas, con yesos y anhidrita.
- T_{M3}: Dolomías negras con calizas o calizo-dolomías grises y ocreas.

Triásico. Keuper

- T_K: Margas abigarradas con yesos y sales solubles.
- T_{Ky}: Yesos cristalinos con arcillas rojizas y verdosas.

Jurásico. Hettangiense-Pliensbachiense

- J₁₁₋₁₃: Dolomías vacuolares, calizas con ostrácodos, calizas oquerosas, calizas dolomitizadas, calizas brechoideas, dolomías oquerosas, calizas con oolitos y calizas con sílex y lumaquelas.

Cuaternario

- Q_a: Depósitos aluviales. Gravas y arenas.



A continuación se detalla la distribución a lo largo de la traza de la carretera Tabla 1:

PK _{inicio}	PK _{final}	MATERIAL
0+000	0+756,54	T _K
0+756,54	0+868,77	T _{M2}
0+868,77	1+490,35	Q _a
1+490,35	2+168,05	T _{M3}
2+168,05	3+537,95	Q _a
3+537,95	3+775,82	T _{M3}
3+775,82	4+788,57	Q _a

Tabla 1. Distribución a lo largo de la traza

Otras consideraciones que se debe considerar:

- Zona no sísmica.

5.12 Geotecnia

Estabilidad de taludes

En roca:

- T_{M1}
- T_{M3}
- J₁₁₋₁₃

Admiten taludes verticales. Se recomienda saneo y/o sostenimiento según tamaño de bloque.

En suelos:

- T_{M2}: 1H:3V hasta 9m.
- T_K: 1H:3V hasta 8m.
- T_{Ky}: 1H:3V hasta 9m.
- Q_a: 2,5H:1V hasta 3m.

Datos obtenidos mediante el programa informático SLIDE, según los métodos de Bishop y Janbú simplificados. La altura indicada es la máxima que verifica los coeficientes de estabilidad global de los taludes para ambos métodos.

Estudios para el cálculo de cimentaciones en suelos:

La siguiente Tabla 2 presenta los valores de la carga de hundimiento, en kPa, de los suelos, obtenidos según el método de Brinch-Hansen para un área eficaz de 1m² y distintos planos de cimentación, D.

	Carga de hundimiento, q _h (kPa)				
	D≤1m	D=2m	D=3m	D=4m	D=5m
T _k	2024,8	2534,5	3090,5	3624,2	4147,7
T _{m2}	2091,4	2525,2	3001,8	3452,4	3891,2
T _{ky}	2050,8	2445,9	2881,0	3289,8	3686,7
Q _a	210,2	415,4	635,4	856,6	1078,1

Tabla 2. Valores carga de hundimiento

Por último, se indican las tensiones máximas admisibles, en kPa, correspondientes a un factor de seguridad F=3 (Tabla 3).

	Tensión máxima admisible, σ _{adm} (kPa)				
	D≤1m	D=2m	D=3m	D=4m	D=5m
T _k	674,9	844,8	1030,2	1208,1	1382,6
T _{m2}	697,1	841,7	1000,6	1150,8	1297,1
T _{ky}	683,6	815,3	960,3	1096,6	1228,9
Q _a	70,1	138,5	211,8	285,5	359,4

Tabla 3. Tensiones máximas admisibles

Estudios para el cálculo de cimentaciones en roca:

Aplicando el apartado 4.5.3 de la Guía de cimentaciones en obras de carretera, se han obtenido los siguientes valores de presión admisible (coeficiente de seguridad implícito):

$$T_{M1} = 1,92\text{MPa}$$

$$T_{M3} = 1,55\text{MPa}$$

$$J_{11-13} = 3,5\text{MPa (Torrecilla-La Gitana); } 2,22\text{MPa (El Barco-Norte); } 4,7\text{MPa (Norte final).}$$



5.2. Hidrología y drenaje.

El objetivo del estudio hidrológico del drenaje, es principalmente la obtención de los caudales pico de crecida que genera el sistema hidrológico de la zona de estudio para diferentes periodos de retorno. Una vez obtenidos los caudales de crecida se pueden dimensionar las obras de drenaje transversal y longitudinal.

Para poder obtener los caudales de crecida en primer lugar se define el sistema hidrológico, para seguidamente poder caracterizarlo obteniendo sus características hidromorfométricas.

Seguidamente se estima el parámetro de producción de escorrentía. Para la obtención de este parámetro, se definirán los usos del suelo que forman la cubierta de nuestra zona de estudio, esta información la obtendremos del SIOSE. También se definirá la capacidad de uso para el suelo agrícola, suministrada por el COPUT además de la pendiente del terreno. Finalmente para la obtención del umbral de escorrentía se implementará la información obtenida en la tabla del BORM (Boletín Oficial de la región de Murcia).

P ₀	
IC1	14.16
SC2	10.85
IC3	14.38
SC4	10.31
IC5	9.57
SC6	10.43
IC7	11.72
SC8	10.05
IC9	14.82
SC10	12.14
SC11	13.83
IC12	14.35
SC13	35
SC14	29.5
IC15	35
SC16	15.54

Tabla 4. Cuantiles de Pd máxima anual adoptados para la cuenca

La serie histórica de la pluviometría de la zona se ha obtenido del resultado de completar los registros de dos estaciones de aforos, la cual llamamos Chelva-Tuéjar. A continuación se obtienen los cuantiles de precipitación máxima anual para poder realizar un análisis estadístico de máximos pluviométricos. Para ello se han empleado las distribuciones siguientes ajustadas por máxima verosimilitud. Gumbel, General Extreme Value (GEV),

Two Component Extreme Value (TCEV) y Square Root Exponential Type Distribution of the Maximum (SQRT-ETmax).

PERIODO DE RETORNO	CUANTILES
10	78.372
25	143.811
50	210.775
100	277.382
200	343.73
500	431.272

Tabla 5. Cuantiles de precipitación máxima anual

Para la transformación lluvia-escorrentía, dadas las características de la cuenca, la imposibilidad de calibrar con fiabilidad el modelo hidrológico y los requerimientos de la modelación hidráulica, se ha empleado el método de Témez Modificado. A continuación se han comparado las curvas IDF con la formulación de Témez (1978) y la formulación de Salas (2005), adoptando finalmente las curvas de intensidad-duración y frecuencia IDF de Salas (2005), para calcular los caudales de crecida.

	IC1	SC2	IC3	SC4	IC5	SC6	IC7	SC8	IC9	SC10	SC11	IC12	SC13	SC14	IC15	SC16
10	1.0	3.0	0.2	1.2	0.2	3.3	0.6	4.5	0.4	2.5	0.4	0.3	0.01	0.04	0.01	2.9
25	3.5	9.2	0.7	3.6	0.7	10.0	1.9	13.8	1.3	8.2	1.5	0.9	0.3	0.3	0.2	10.5
50	6.8	17.0	1.4	6.5	1.3	18.2	3.6	25.2	2.4	15.4	2.9	1.8	0.9	0.7	0.5	20.8
100	10.5	25.3	2.1	9.6	1.9	27.0	5.4	37.5	3.8	23.2	4.5	2.7	1.6	1.3	0.9	32.4
200	14.3	33.9	2.9	12.9	2.5	36.1	7.3	50.1	5.2	31.3	6.1	3.8	2.4	1.9	1.4	44.7
500	19.6	45.5	4.0	17.2	3.3	48.3	9.8	67.1	7.1	42.3	8.4	5.1	3.7	2.7	2.0	61.6

Tabla 6. Caudales de crecida

Una vez obtenidos los caudales de crecida se prosigue con el esquema de las inundaciones externas e internas que nos definirán las obras de drenaje longitudinal y transversal que se han de dimensionar. Por una parte se calculan los caudales del sistema hidrológicos vertientes a la carretera, por otra, se calculan los caudales que aporta la plataforma de la propia traza.

A continuación se muestra el esquema de las ODTs y las ODLs.

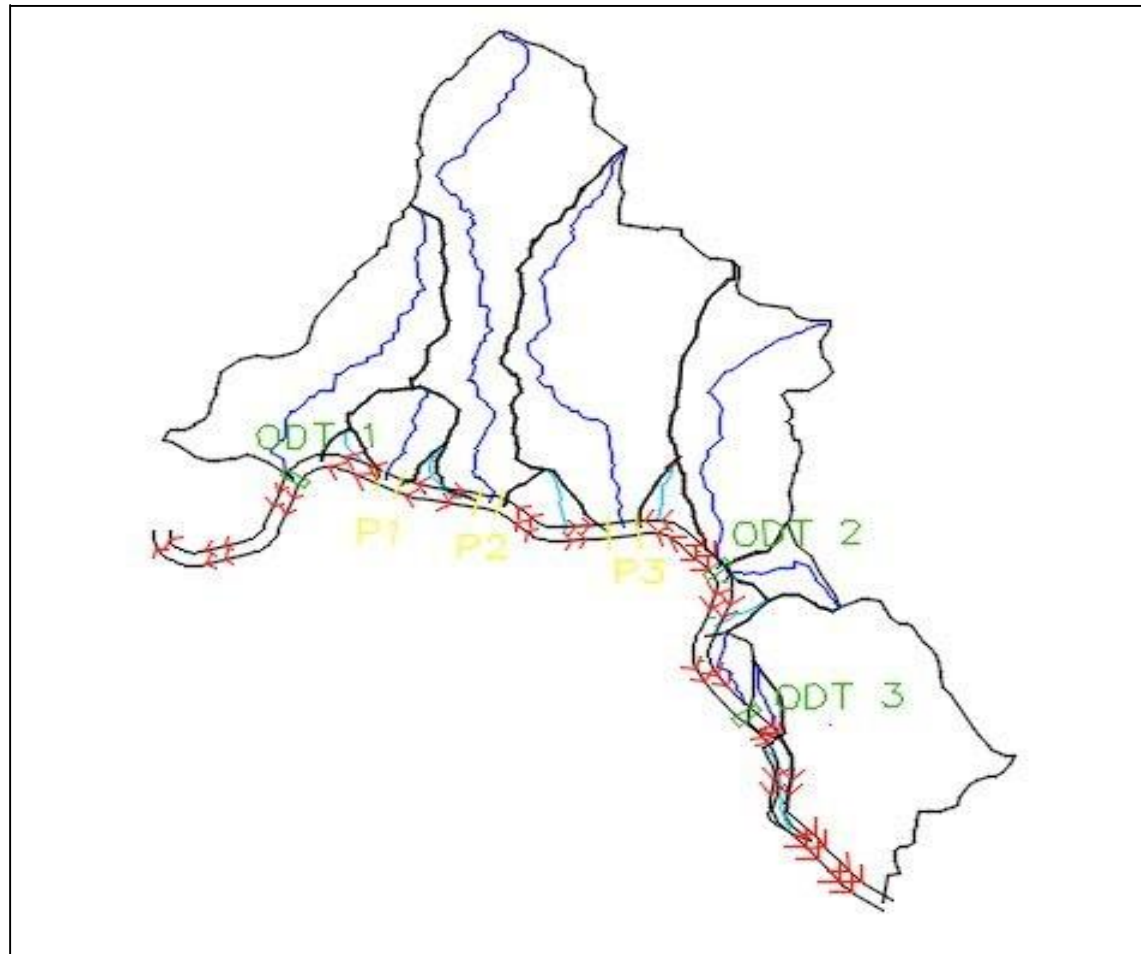


Figura 4: Esquema de drenaje longitudinal y transversal

$$I_{lab,6h,,1,aforo} = 923 \rightarrow IMD_{año,1} = 2497 \text{ veh/dia}$$

$$I_{lab,6h,,1,Estacion.Afin} = 728 \rightarrow IMD_{año,1,Estacion.Afin} = 1969 \text{ veh/dia}$$

$$I_{lab,6h,,2,aforo} = 784 \rightarrow IMD_{año,2} = 2121 \text{ veh/dia}$$

$$I_{lab,6h,ero,2,Estacion.Afin} = 728 \rightarrow IMD_{año,2,Estacion.Afin} = 1969 \text{ veh/dia}$$

$$I_{lab,6h,,} = 372 \rightarrow IMD_{año,Var} = 1007 \text{ veh/dia}$$

$$I_{lab,6h,,,Afin} = 728 \rightarrow IMD_{año,Var,Estacion.Afin} = 1969 \text{ veh/dia}$$

En la Figura 5 siguiente se adjunta, además, un esquema del tráfico actual que representa el reparto de tráfico para cada sentido entre la variante potencial y la carretera existente:

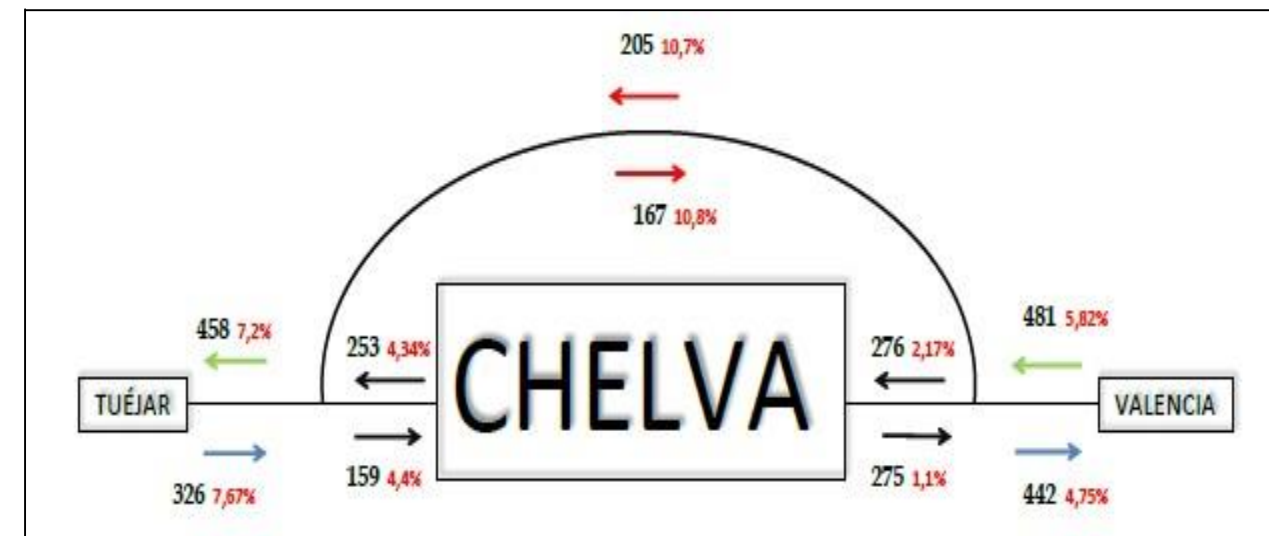


Figura 5: Reparto de tráfico. Situación potencial. Fuente: elaboración propia, Anejo nº4: Análisis del tráfico.

5.3. Estudio de tráfico.

En el anejo correspondiente al análisis del tráfico se pretende estudiar el volumen de vehículos que circulan por el trazado actual de la CV-35 a su paso por el municipio de Chelva y estimar el volumen potencial que soportaría la nueva variante objeto de estudio, para que una vez obtenidos los resultados principales del anejo tales como la IMD que determinará la capacidad y el nivel de servicio de la vía, éstos puedan ser de aplicación en los restantes anejos de este estudio básico.

Para empezar se realizó el estudio del flujo de tráfico actual mediante la toma de datos en aforos manuales. Los datos obtenidos durante una de las visitas a la zona de actuación son puestos en comparación con los proporcionados por una estación afín. Mediante reglas de tres se obtuvo la IMD (intensidad media diaria) en la actualidad, debido a que el aforo manual realizado en un día laborable tuvo una duración de seis horas. Se muestran los resultados a continuación:

Una vez obtenida la IMD actual, se realiza una prognosis de tráfico con el objetivo de determinar el volumen de tráfico para el año de la puesta en servicio (2021) y para el año horizonte (2041). A su vez, se determinan la IHP (intensidad de hora punta) y el FHP (factor de hora punta), que serán usados en apartados posteriores.

Después de haber analizado el tráfico, se procede a realizar el análisis de la capacidad y del nivel de servicio de la futura variante para predecir, dadas unas condiciones iniciales, cuál será la máxima intensidad que podría circular por la vía en condiciones de seguridad y operatividad sin alcanzar el colapso de la misma. El proceso de cálculo puede ser consultado en el **Anejo nº 4**.

Todos los cálculos y procesos realizados han sido realizados de acuerdo con el **Highway Capacity Manual 2010 (HCM)**, la norma estadounidense que determina la capacidad y el

nivel de servicio bajo ciertas condiciones ideales de circulación que son modificadas conforme avanza el proceso de cálculo para adaptarse a las características particulares del trazado. En el caso particular objeto de estudio han sido obtenidos los siguientes resultados:

PASO 2: Estimar velocidad de flujo libre		PASO 5: Ajuste de demanda	
BFFS	47	FHP	0.88
F_{ls}	3	f_{gPTSE}	Rolling 0.71
F_a	2.5	E_T	Rolling 1.9
FFS_a	41.5	P_T	10.8
		f_{HVPTSE}	0.911410864

PASO 6: Porcentaje de tiempo en cola		PASO 8: Determinación del nivel de servicio	
V_{aPTSE}	91	A	
V_{bPTSE}	61	B	SI
f_{vPTSE}	53.5	C	
$BPTSE_a$	10.66628522	D	
a	-0.0014	E	
b	0.973		
$PTSE_a$	42.69589048		

Figura 6: Determinación del nivel de servicio. Fuente: elaboración propia, Anejo nº5: **Análisis del tráfico.**

Como complemento al cálculo del nivel de servicio, se realiza un análisis de sensibilidad para disipar la incertidumbre que existe con respecto al porcentaje de tráfico que se repartiría entre el trazado actual restituido y la variante. Dado que los porcentajes obtenidos corresponden a un aforo realizado en un día laborable cualquiera, se debe asumir que existe cierta aleatoriedad que generará dispersión en los resultados, poniendo de manifiesto la necesidad de determinar el nivel de servicio de forma más exhaustiva. Para estudiar el nivel de servicio en el supuesto descrito, se ha utilizado el llamado **Método de Montecarlo**, cuya implementación y resultados pueden ser consultados en el apartado dedicado al análisis de sensibilidad del **Anejo nº 4**.

5.4. Trazado.

El trazado ha sido diseñada en base a la Instrucción de Carreteras 3.1-IC del Ministerio de Fomento, y por tanto cumple las exigencia de esta normativa, como se detalla en el **Anejo 5: diseño geométrico**

La variante es una carretera convencional de dos carriles, uno para cada sentido de circulación, con características de una C-60. Posee aproximadamente 4.300 metros de longitud. El trazado de esta carretera el volumen de tráfico que atraviesa el municipio de Chelva.

La sección transversal es una plataforma de 11 metros con las siguientes características:

- Carril: 3,5 metros
- Arcén 1 metro
- Berma: pavimentada de 1 metro

En las zonas donde ha sido necesario se han dispuesto cunetas trapezoidales.

En la Figura 7 queda esquematizada la sección transversal.

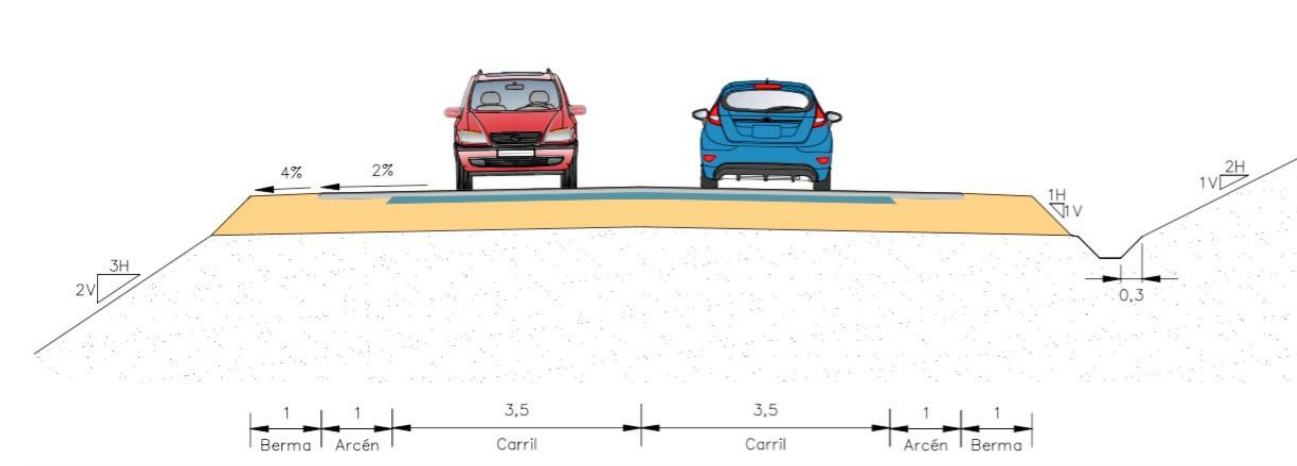


Figura 7. Sección transversal

Dada la sinuosidad de la orografía del terreno, como se puede observar en el perfil longitudinal (Figura 8), los movimientos de tierra son importantes.

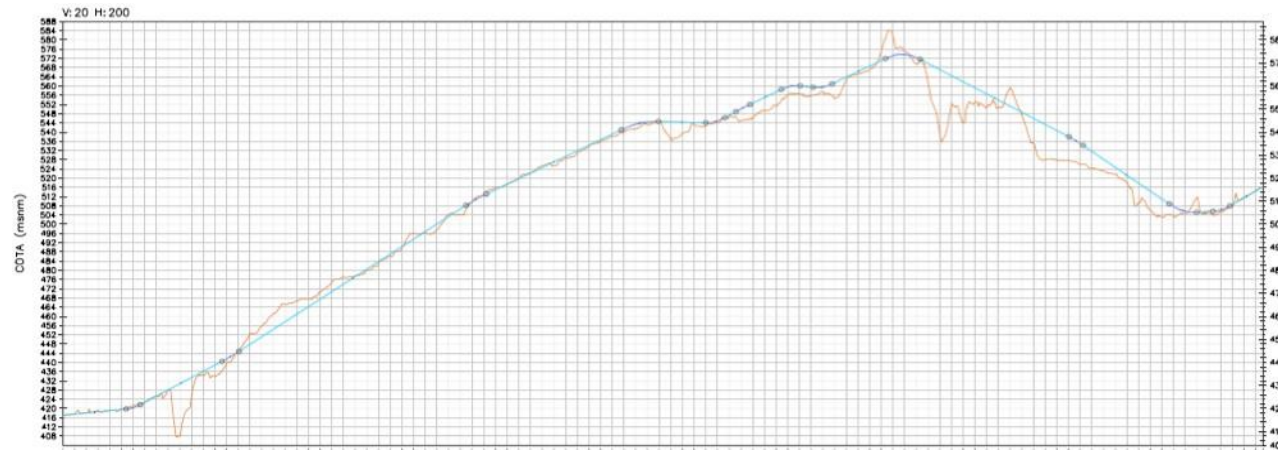


Figura 8. Perfil longitudinal

5.5. Estudio de Seguridad Vial.

En el anejo correspondiente al estudio de la seguridad vial se persigue garantizar el cumplimiento de la normativa por parte del diseño geométrico que proporcione como resultado un trazado con condiciones de operatividad y seguridad óptimas para los usuarios.

Para garantizar dichas condiciones de seguridad en lo que a términos de velocidad se refiere, se parte del estado de alineaciones perteneciente al diseño geométrico como base para determinar su perfil de velocidad de operación. El proceso de obtención de dicho perfil se detalla en el **Anejo nº 6**.

Una vez obtenido el perfil de velocidad de operación, se analiza su consistencia para evaluar si las condiciones que se encontrarán los futuros usuarios de la variante se adecúan a sus expectativas. Esta evaluación se realiza mediante la comparación de los resultados obtenidos con los valores recomendados por el Criterio II de Lamm para consistencia local y con un parámetro C de consistencia global. Dichos criterios son los siguientes:

CRITERIO II DE LAMM: CONSISTENCIA SEGÚN V ₈₅		
Buena	Aceptable	Pobre
$ V_{85,i} - V_{85,i+1} \leq 10$	$10 \leq V_{85,i} - V_{85,i+1} \leq 20$	$ V_{85,i} - V_{85,i+1} > 20$
Mantener el diseño	Señalización o rediseño	Rediseño del trazado

Tabla 7. Cálculo de la consistencia local entre elementos consecutivos. Fuente: elaboración propia aplicando el Criterio II de Lamm.

CRITERIO DE CONSISTENCIA GLOBAL		
Buena	Aceptable	Pobre
$C > 5$	$3,9 < C \leq 5$	$3,9 \leq C$

Tabla 8. Criterio consistencia global. Fuente: elaboración propia.

Los resultados obtenidos proporcionan un parámetro global de consistencia de $C=4,381$ y unos valores de consistencia locales entre lo considerado como bueno y aceptable (ver **Anejo nº 6**). Cabe destacar que este proceso ha sido realizado de forma iterativa, ya que para obtener el trazado definitivo, se han utilizado estos criterios para introducir progresivamente las modificaciones pertinentes.

Otro parámetro que ha influido en el diseño es la visibilidad de parada. Se ha realizado por ello un análisis de visibilidad cuyos resultados pueden apreciarse tanto en el **Anejo nº 5** como en el **Anejo nº 6**. La interacción entre el diseño y la seguridad vial vuelve a ser crucial en este apartado, y como se puede comprobar en el **Apéndice III** correspondiente al **Anejo nº 6**, la primera comprobación dio lugar a un rediseño del trazado, poniendo de manifiesto la importancia de la coordinación entre ambas partes.

Se realiza por último una estimación de accidentes para los próximos diez años mediante un SPF (Safety Performance Function), que valiéndose de una fórmula dependiente de parámetros determinados por el autor, utiliza la longitud del trazado, su consistencia y su IMD para estimar el número de accidentes y poder compararlos con los datos históricos disponibles en un periodo de diez años (2002-2011).

	Actualidad (2016)	Puesta en servicio (2021)	Año horizonte (2041)
IMD promedio	2156	2315	3082
y_{10} (accidentes)	8,102	8,61	10,9

Tabla 9. Estimación de accidentes. Fuente: elaboración propia

5.6. Firmes.

Para la determinación del firme se han estudiado diferentes alternativas atendiendo a criterios económicos y técnicos. La solución adoptada, es una de las combinaciones presente en la Norma 6.1 IC "Secciones de Firme" del Ministerio de Fomento.

Tras el tratamiento de datos del aforo manual realizado el 28 de enero de 2016, se ha obtenido una IMD_p para el año horizonte de 118 vehículos pesados/días, 65 vehículos pesados/día para el carril de proyecto. Esto establece una categoría T31 de tráfico pesado.

La explanada está definida tanto por la categoría del tráfico como por el material de la traza de la carretera. Al no tener una categoría de tráfico muy elevada se proyecta una explanada E2. Como la traza discurre sobre roca, la solución para la explanada es la que se muestra en la Figura 9.



Figura 9. Solución explanada. Fuente: Norma 3.1-IC



El paquete de firmes para la calzada, en todo el trazado de la variante, es la sección 3121, como se puede ver en la Figura 10:



Figura 10. Solución adoptada. Fuente: Norma 6.1-IC

La sección del firme esta compuesta por 40 centímetros de zahorra artificial y 16 de mezcla bituminosa. Esta última se divide en tres capas: la base de $_$ centímetros de mezcla $_$, la capa intermedia de X centímetros de mezcla X y la capa de rodadura de X centímetros de mezcla X.

En la tabla se muestra con detalle el paquete de firme adoptado.

Capa	Mezcla	Espesor	Betún	Dotación (% en masa)
Rodadura MBD	BBTM 8 B	3 cm	50/70	4.75%
Riego de adherencia C60BP3 ADH				
Intermedia MBC	AC32 bin S	5 cm	50/70	4%
Riego de adherencia C60BF3 ADH				
Base MBC	AC32 base G	8 cm	50/70	4%
Riego de imprimación C60BF4 IMP				
Base	Zahorra artificial	40 cm	-	-

Tabla 10. Detalle firme adoptado. Fuente: elaboración propia.

El firme para los arcenes posee el mismo espesor tanto de capa de rodadura como intermedias. Debajo de estas dos capas se rellena una zahorra artificial hasta alcanzar la cota de la explanada.

5.7. Estructuras

En el anejo correspondiente al cálculo y diseño de estructuras se pretende resolver los desniveles existentes en el trazado de la carretera diseñada en el anejo de trazado.

Como se puede observar en dicho capítulo, existen 3 desniveles de importancia a salvar mediante la construcción de 3 puentes. El primero se encuentra situado en el barranco del Remedio entre el PK 2+569,97 y el PK 2+664,87, el segundo en el barranco del Montú entre el PK 3+257 y el PK 3+340,2 y el tercero en el barranco del Rincón del Calvo entre el PK 3+695,94 y el PK 3+876,84.

El primer puente está formado por 3 vanos de 29,20; 36,50 y 29,20 metros el segundo por

3 vanos de 25,6; 32 y 25,6 metros y el tercero por 5 vanos de 31,50 metros en los vanos extremos y 39,30 metros los centrales.

Como el rango de luces en los tres puentes se encuentra en un intervalo que permite la construcción de una misma tipología de puente, para ahorrar en costes de construcción así como por la idoneidad de la solución para estos rangos de luces, se ha optado en los tres casos por una solución tipo losa de canto constante, siendo ésta de 1,35 metros para el primer caso, de 1,20 metros para el segundo y de 1,40 metros para el tercero.

Las tres losas se encuentran aligeradas mediante aligeramientos circulares de poliestireno expandido, en el caso del primer y tercer puente hay 3 aligeramientos de 0,45 metros de radio con una separación entre centros de 1,30 metros, en el caso del Puente sobre el barranco del Montú existen 4 aligeramientos de 0,375 metros de radio, con una separación entre centros de 1,09 metros.

El ancho de los tableros es de 10,50 metros según se indica en la normativa 3.1 IC, estando conformado por 2 carriles de 3,50 metros, 2 arcenes de 1 metro y 2 pretiles de 0,75 metros de ancho cada uno. Sin embargo, en el barranco del Montú, puesto que la curva es prácticamente insignificante, se hará el puente recto. Cogiendo como referencia el eje, se aumentará su anchura dejando la distancia mínima de arcén. La peana se construirá de anchura variable de tal forma que el conductor no apreciará que un lado del arcén es más estrecho que el otro.

Dichos tableros presenta un bombeo del 2% hacia ambos lados, conseguido mediante relleno de hormigón no estructural que se debe considerar como carga muerta a la hora de proyectar el puente.

Tanto el Puente del Remedio como el del Calvo están pretensados mediante 2 tendones por alma (4 almas), estando cada tendón formado por 22 torones, y siendo la fuerza de pretensado de cada tendón de 4296,6 KN, equivalente a un 70% de su fuerza de rotura. El Puente sobre el barranco del Montú, sin embargo, está pretensado mediante 2 tendones por alma (5 almas), estando cada tendón formado por 15 torones y siendo la fuerza de pretensado de cada tendón de 2929,5 KN, equivalente a un 70% de su fuerza de rotura.

En el caso del puente del barranco del Rincón del Calvo, será necesario preestablecer el trazado del pretensado, pues, debido a su longitud es necesario realizar el puente por fases y por tanto los cables de pretensado deben pasar por el punto medio de la sección en el cambio de fase para realizar las operaciones de tesado, las cuales se realizarán siempre desde el final de cada fase y del final del Puente.

En cuanto a las pilas se han seleccionado pilas circulares tanto para el Rincón del Calvo como para el Puente del Remedio para disminuir las afecciones que puedan sufrir en el caso de presencia de agua. En el primer puente éstas presentan unas alturas entre 4 y 6 metros, y en el otro entre 9 y 25 metros. Las zapatas serán de 5,50 x 7,50 x 1,50 en el primer caso para ambas pilas, mientras que en el segundo se diferencian dos casos, las superiores a 12 metros tendrán una zapata de 6,7 x 6,7 x 1,15 y la inferior de 7,4 x 7,4 x 1,3. En el caso del Puente sobre el barranco del Montú el fuste se hará circular sólo en la que parte pueda afectar la presencia de agua con Alturas de 3,55 y 4,47 metros y se hará con zapatas cuadradas de



4x4x1.2metros.

5.8. Afección a cauces.

El programa HEC-RAS4.1.0 de los barrancos del Remedio y del Montú frente a distintas hipótesis de partida o condiciones de contorno para la variante propuesta por la Alternativa Centro, analizando así la respuesta de los mismos frente a la avenida de 500 años de periodo de retorno. Estas situaciones han sido las siguientes:

- Situación actual. En ella se analiza la respuesta hidráulica de los dos barrancos objeto de estudio frente a la avenida de 500 años, comprobando que ésta permanece en todo momento en el interior de los cauces de cada uno de ellos, respectivamente.
- Situación con las estructuras contempladas en la alternativa sobre los barrancos del Remedio y del Montú, respectivamente. La avenida de 500 años afecta a las estructuras de la Alternativa Centro, poniendo en peligro su estabilidad debido a la socavación potencial generada por el flujo de la avenida.

Como consecuencia de lo anterior, se dimensionan unas medidas de protección para que las estructuras de la Alternativa Centro no se vean afectadas y sean estables frente al paso de la corriente durante los episodios de avenidas en dichos barrancos. Estas medidas consisten en:

- Regularización del cauce. En esta actuación se modificará la sección transversal de cada barranco, tanto en el lecho como en las márgenes, evitando así taludes elevados, homogeneizando la sección y mejorando la capacidad hidráulica de la misma. También se crearán bermas horizontales alrededor de las cimentaciones de las pilas que faciliten tanto la ejecución de las mismas como la colocación de las medidas de protección alrededor de ellas (Figura 11 y Figura 12).
- Actuación bajo los puentes. Se protegerá el lecho y las márgenes del cauce frente a la erosión general con un revestimiento de geoceldas de 20 cm de espesor en el caso del barranco del Remedio, y con un revestimiento de escollera ($D_{50} = 0.3$ m) dos capas de espesor en el caso del barranco del Montú. Las pilas de los puentes se protegerán frente a la socavación local con un manto de escollera de dos capas en ambos casos, de 0.6 y 0.8 metros de espesor respectivamente.
- Actuación en las zonas de aguas arriba y aguas abajo de los puentes, envolventes de la actuación anterior. En esta intervención se establecerá una zona con una estabilidad y rugosidad suficientes para que se resistan las tensiones tangenciales generadas por el paso de la corriente, protegiendo así el lecho y las márgenes frente a la erosión general. Además, en el caso del barranco del Montú, se rectificará también la pendiente longitudinal del lecho para evitar el régimen crítico y pasar al régimen lento en las inmediaciones del puente, creando las adecuadas zonas de transición y condiciones de contorno del flujo tanto aguas arriba como aguas abajo del tramo que se desea proteger mediante los denominados "rastrillos de escollera".

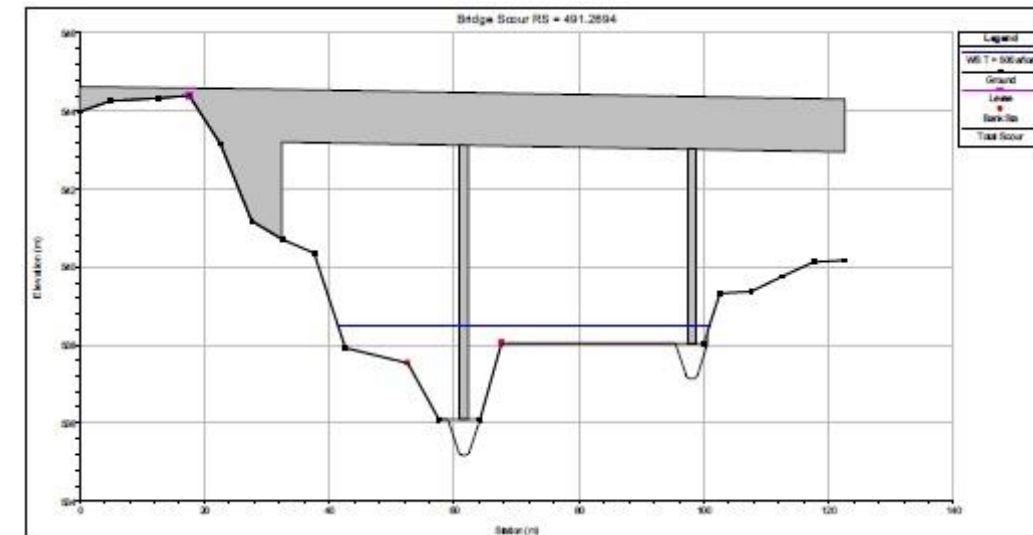


Figura 11. Alternativa Centro, puente sobre el barranco del Remedio. Regularización de la sección transversal del tramo a proteger (60 m) y socavación local en pilas. (HEC-RAS).

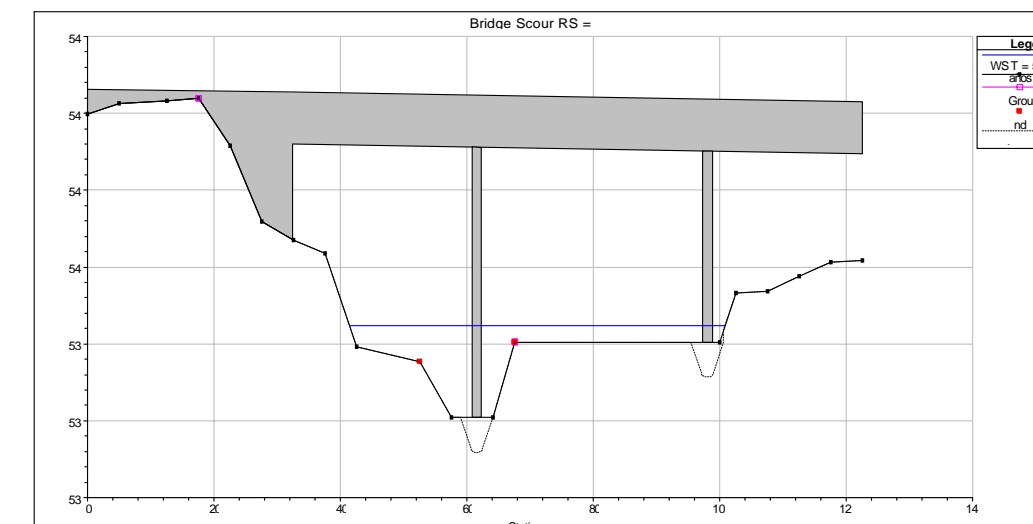


Figura 12. Alternativa Centro, puente sobre el barranco del Montú. Regularización de la sección transversal del tramo a proteger (60 m) y socavación local en pilas. (HEC-RAS)



Tras la el estudio de dichas medidas, su definición, dimensionamiento y caracterización de las mismas, la estabilidad del cauce frente a la erosión general y de las pilas frente a la socavación local está garantizada, así como la capacidad hidráulica de cada uno de los barrancos en los tamos de estudio.

Por último, cabe destacar que estas medidas de protección son una solución técnica y económicamente viable, así como respetuosas con el medio ambiente.

6. VALORACIÓN DE LA SOLUCIÓN

6.1. Valoración económica.

En el presente apartado se lleva a cabo una valoración del coste económico asociado al conjunto de las unidades de obra previstas a ejecutar en el estudio de soluciones.

La valoración económica se realiza mediante la definición de las unidades de obra correspondientes, que serán en su gran mayoría comunes a las tres alternativas, siendo su resultado el producto del precio unitario de cada una por su medición.

6.2. Presupuesto de ejecución material.

A continuación se detalla la valoración económica del total de cada uno de los capítulos considerados, dado que las unidades de obra quedan pormenorizadas al final de este trabajo en el **Documento nº 4: Valoración económica**.

Capítulo 1: Movimiento de tierras y demoliciones	2241390,46 €
Capítulo 2: Firmes y pavimentos	662749,13 €
Capítulo 3: Obras hidráulicas	108749,4 €
Capítulo 4: Estructuras	1872817,02 €
Capítulo 5: Adecuación ambiental	194179 €
Capítulo 6: Señalización y balizamiento.	54000 €
Capítulo 7: Drenaje	75250 €
Capítulo 8: Seguridad y Salud	171694.939 €
Capítulo 9: Gestión de residuos.	171694.939 €
Total (Presupuesto de ejecución material)	5.552.274,91 €

Tabla 11. Valoración económica. Fuente: elaboración propia.

Es necesario destacar que en el capítulo 4 dedicado a estructuras, uno de los tres puentes ha sido calculado mediante ratios, debido a que los datos de las unidades de

obra no estaban disponibles. Para ello, se la realizado una media entre el coste por metro lineal de los otros dos puentes y el valor obtenido se ha aplicado al puente en cuestión multiplicándolo por su longitud. Esto puede observarse en el apartado 4.3 del **Capítulo 4: Estructuras** correspondiente a la valoración económica que se ubica en el **Documento nº4: Valoración económica**.



ANEJOS

ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA)
ALTERNATIVA CENTRO



ÍNDICE DE ANEJOS

1. Geología y geotecnia.
2. Hidrología y drenaje.
3. Situación actual.
4. Análisis del tráfico.
5. Diseño geométrico.
6. Seguridad vial.
7. Firmes.
8. Estructuras. Puente sobre el barranco del Remedio y CV-346.
9. Estructuras. Puente sobre el barranco del Montú
10. Estructuras. Puente en el Rincón del Calvo.
11. Estudio hidráulico y de afección a cauces.



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



ANEJO N°9

ESTRUCTURAS. PUENTE SOBRE EL BARRANCO DEL MONTÚ

ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA)
ALTERNATIVA CENTRO



ÍNDICE

1.	INTRODUCCION.....	3
1.1.	Organización del anejo.....	3
1.2.	Descripción de las estructuras	3
1.3.	Normativa utilizada.....	4
1.3.1.	Normas de acciones	4
1.3.2.	Normas de construcción	5
2.	ESTUDIO DE SOLUCIONES	5
2.1.	Metodología	5
2.2.	Clasificación según esquema estructural.....	5
2.3.	Clasificación según rango de luces.....	5
2.4.	Clasificación según tipología estructural	5
2.5.	Exposición de tipologías estudiadas	7
2.6.	Pilas	12
2.7.	Valoración de las posibles soluciones. Primera fase.	12
2.8.	Justificación de las soluciones adoptadas. Segunda fase.....	14
2.8.1.	Método PRESS	14
3.	BASES DE PROYECTOS	16
3.1.	Criterios de seguridad	16
3.1.1.	Estados Límite de Servicio (E.L.S.)	17
3.1.2.	Estados Límite Último (E.L.U.)	17
3.2.	Valores característicos de las acciones	17
3.2.1.	Acciones permanentes	17
3.2.2.	Acciones permanentes de valor no constante (G*).....	17
3.2.3.	Acciones variables.....	18
3.2.4.	Acciones accidentales	20
3.3.	Valores representativos de las acciones.....	20
3.3.1.	Acciones permanentes (G).....	20
3.3.2.	Acciones permanentes de valor no constante (G*).....	20
3.3.3.	Acciones variables (Q).....	20



ALTERNATIVA CENTRO

3.3.4. Acciones accidentales (A).....	21	6.3. Comprobación ELU.....	28
3.4. Valores de cálculo de las acciones	21	6.3.1. Comprobación a Flexión.....	28
3.4.1. Estados Límite Último (E.L.U.).....	21	6.3.2. Comprobación a Cortante.....	29
3.4.2. Estados Límite de Servicio (E.L.S)	22	6.3.3. Comprobación Voladizo.....	30
3.5. Combinación de acciones	22	6.3.4. Comprobación a Torsor	31
3.5.1. Estados Límite Último (E.L.U.).....	22	6.4. Comprobación ELS	33
3.5.2. Estados Límite de Servicio (E.L.S)	22	6.4.1. Estado Límite de Fisuración	33
4. MODELOS DE CÁLCULO	23	7. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE PILAS.....	34
4.1. CSI BRIDGE.....	23	7.1. Esfuerzos de cálculo	34
4.2. Prontuario informático EHE	24	7.2. Esfuerzos de segundo orden	34
4.3. Excel	24	7.3. Dimensionamiento geométrico y cuantía de armado	34
5. MATERIALES	25	7.3.1. Armado cabeza pila.....	34
5.1. Hormigón.....	25	7.3.2. Armado base pila.....	35
5.1.1. Resistencia a compresión.....	25	7.4. Comprobación de la sección	35
5.1.2. Módulo de elasticidad	25	8. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIÓN.....	37
5.1.3. Coeficiente de dilatación térmica	25	8.1. Aspectos geotécnicos	37
5.2. Acero de armadura pasiva	25	8.2. Aspectos estructurales.....	41
5.2.1. Resistencia a tracción.....	25	9. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBOS.....	44
5.2.2. Módulo de elasticidad	25	9.1. Aspectos geotécnicos	44
5.3. Acero armadura activa	26	9.2. Aspectos estructurales.....	47
5.4. Elementos de apoyo.....	26	10. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE LOS NEOPRENOS.....	48
6. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DEL TABLERO.....	26	11. PROCESO CONSTRUCTIVO	48
6.1. Modelo de cálculo	26	APÉNDICE I: CÁLCULO DE ACCIONES	
6.1.1. Definición del modelo.....	26	APÉNDICE II: ESFUERZOS EN EL TABLERO	
6.1.2. Cargas aplicadas	26	APÉNDICE III: REACCIONES EN APOYOS	
6.2. Leyes de esfuerzos	27	APÉNDICE IV: COMPROBACIÓN A AGOTAMIENTO DE LA SECCIÓN EN TABLERO Y PILAS	
6.2.1. Ley de axiles.....	27	APÉNDICE V: CÁLCULO DE MUROS Y ZAPATAS	
6.2.2. Leyes de momentos flectores.....	27		
6.2.3. Leyes de cortantes.....	27		



1. INTRODUCCION

1.1. Organización del anejo

El presente anejo de estructuras se articula conforme a la siguiente distribución en capítulos:

Introducción: Se realiza una breve descripción de la situación del proyecto y de la solución adoptada, así como de la normativa empleada en el cálculo y diseño de la estructura.

Estudio de soluciones: Se describen las tipologías estructurales estudiadas en el proyecto así como la justificación de las soluciones posibles para resolver la problemática de la zona.

Bases de proyecto: Se establecen los condicionantes necesarios que permitan asegurar que la estructura proyectada tiene la capacidad suficiente para soportar las acciones a que estará sometida a lo largo de su vida útil, así como cumplir las funciones para las cuales ha sido diseñada. También se fijan los criterios de seguridad, las acciones, los valores de cálculo y la combinación de las mismas.

Modelos de cálculo: Se definen los distintos modelos de cálculo empleados así como las herramientas empleadas para el desarrollo de los mismos.

Materiales: Se especifican las características mecánicas de los materiales requeridos en la realización de la estructura, además de definir los niveles de control, los coeficientes parciales de seguridad y los diagramas tensión-deformación para la caracterización del comportamiento de los materiales de cara al cálculo de los esfuerzos resistentes.

Cálculo y dimensionamiento del tablero: Se define el modelo empleado en el cálculo y sus cargas, necesarias para obtención de las leyes de esfuerzo, y con ello se establecen las comprobaciones de seguridad a realizar en ELU y ELS.

Cálculo y dimensionamiento de pilas: Se definen tanto la geometría de las pilas como las acciones a que se encuentran sometidas y se realizan las comprobaciones de seguridad necesarias para la definición tanto de la geometría como del armado que cumplan las condiciones de estabilidad, rigidez, durabilidad,...

Cálculo y dimensionamiento de la cimentación: Se definen los esfuerzos de cálculo a que se encuentran sometidas las zapatas, así como los condicionantes estructurales y geotécnicos de afección, definiendo finalmente la geometría y la cuantía de armado.

Cálculo y dimensionamiento de Muros y apoyos: Se describen las acciones que solicitan a los elementos y las características y condicionantes existentes para la definición de los distintos elementos.

Apéndices: Se incluyen los datos, tablas y diagramas necesarios para el cálculo y definición de la estructura.

Anejo de planos: Se adjuntan los planos de la estructura desde un menor grado de detalle hasta la definición de cada elemento presente en la estructura.

12 Descripción de las estructuras

El objetivo de este anejo consiste en un estudio de soluciones con el fin de determinar, de forma justificada, la solución óptima que permita resolver los desniveles encontrados a lo largo del trazado de la variante CV-35 a su paso por Chelva (provincia de Valencia), en particular, el barranco del Montú.

De esta forma, se ha llegado a la conclusión, de que la solución más idónea consiste en la realización de un puente que salve dicho desnivel, el cual se encuentra en una alineación recta, tanto en planta como en alzado, y consta de tres vanos de 25,6; 32 y 25,6 metros de luz cada uno, teniendo por tanto, una longitud total de 83,2 metros, que se desarrolla entre los PK 3+257 y PK 3+340,2.

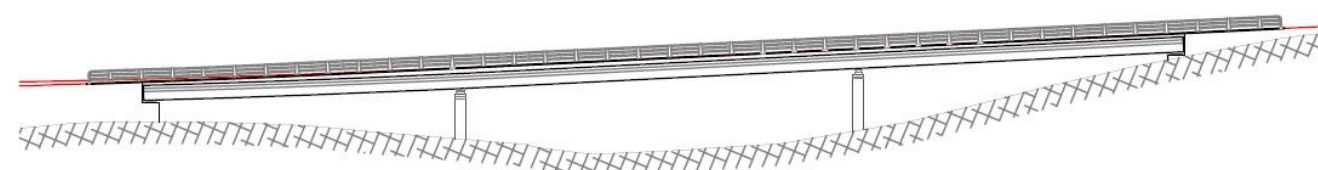


Figura 1. Vista general del puente



El puente se resuelve mediante una losa postesa de canto constante y un ancho de tablero de 11,2 metros, conformando una calzada de 7,00 metros con dos carriles de 3,50 metros cada uno, dos arcones de 1,35 metros de anchura y dos pretiles para la contención de vehículos, de 0,75 metros de anchura en su base, explicado en el apartado 5.7. "Estructuras" de la Memoria.

La losa que conforma el tablero se trata de una losa de hormigón pretensado de 1,20 metros de canto en los extremos y 1,305 metros de canto en el eje de la estructura, puesto que el bombeo se ha resuelto con la propia losa. La sección tiene sendos voladizos de 2,60 metros de longitud, con canto variable de 0,25 metros en el extremo a 0,50 metros en su encuentro con el núcleo del tablero, el cual está conformado por una sección trapezoidal con un ancho inferior de 4,66 metros y cuatro aligeramientos de sección circular de radio 0,375 metros situados dos a cada lado del eje de la sección, separados una distancia de 1,09 metros entre centros y a 0,25 metros de la cara inferior de la sección.

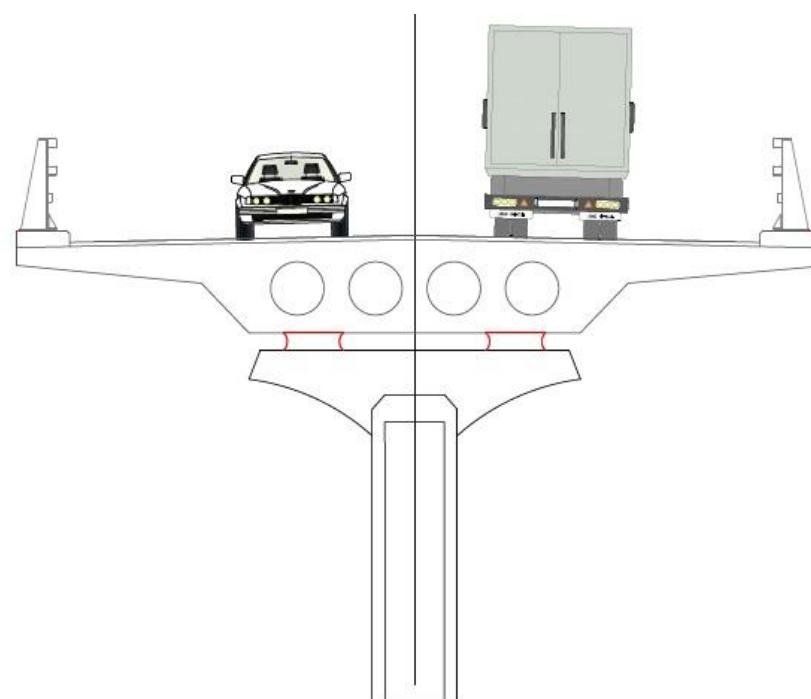


Figura 2. Sección transversal del puente

Para el emplazamiento del puente se disponen de dos pilas de sección constante de 1,2 metros de largo y 1,5 metros de ancho, que se encuentran curvadas a lo ancho.

Por las características del terreno, la cimentación necesaria para soportar las acciones que actúan sobre el mismo es superficial, y se resuelve mediante una zapata aislada en cada pila en forma de prisma rectangular.

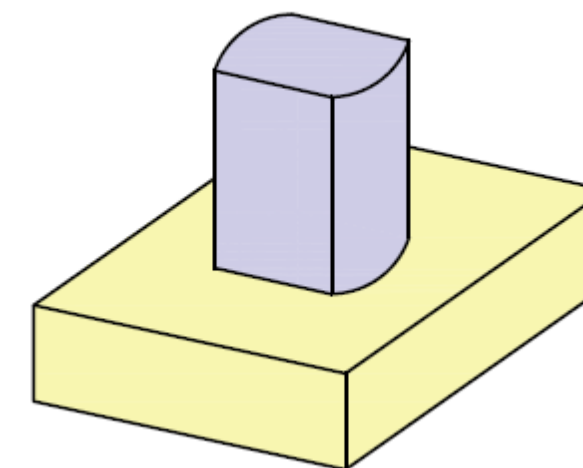


Figura 3. Zapata

Para la resolución de los estribos, por los condicionantes topográficos de la zona donde se sitúa el puente, se ha optado por unos estribos flotantes dispuestos sobre un terraplén de tierras.

13. Normativa utilizada

Para la realización del proyecto es necesario el seguimiento y cumplimiento de las normas y recomendaciones que a continuación se enumeran. Para ello se ha de hacer una distinción entre documentos relativos a las acciones a considerar y documentos relativos a la construcción y resistencia de la estructura.

1.3.1 Normas de acciones

[1] "Instrucción sobre las Acciones a considerar en el proyecto de Puentes de Carretera". I.A.P.

[2] "Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 3: Cargas de tráfico en puentes" EC1.3 UNE-ENV 1991-3. Octubre 1997.

[3] "Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 1: Bases de proyecto" EC1.1 UNE-ENV 1991-1. Octubre 1997



1.3.2. Normas de construcción

- [4] “Instrucción de hormigón estructural” EHE (Real Decreto 2661/1998 de 11 de Diciembre)
- [5] “Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 2: Puentes de hormigón” EC2.2 ENV 1992.2. Septiembre 1996
- [6] “Guía para la concepción de puentes integrales de carreteras”
- [7] “Instrucciones de construcción. Obras de paso de nueva construcción”

2. ESTUDIO DE SOLUCIONES

21. Metodología

En este apartado del anejo se realizará en primer lugar una clasificación las distintas tipologías estructurales posibles para salvar el barranco de estudio. Una vez realizada esta clasificación se procederá al estudio de las mismas de acuerdo con la situación en la que se encuentra dicho barranco, realizando así una primera valoración de las posibles soluciones.

Una vez detalladas todas las soluciones aptas a las características existentes, se procederá a realizar, con mayor grado de detalle, la definición de aquellas que presenten menor coste de construcción, menor plazo de ejecución y menor impacto ambiental, obteniéndose así la solución definitiva.

22. Clasificación según esquema estructural

Los puentes pueden clasificarse, entre otros parámetros, según su funcionamiento estructural en isostáticos e hiperestáticos.

En los primeros, los apoyos son los estrictamente necesarios para impedir todos los movimientos posibles de la estructura, quedando así las reacciones determinados únicamente por las condiciones de equilibrio.

En el caso de estructuras hiperestáticas, el número de apoyos es superior al necesario para impedir los movimientos posibles, por lo que en este caso se necesita cumplir, además de las condiciones de equilibrio, las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones, y por tanto este tipo de estructuras presentan mayor seguridad.

23. Clasificación según rango de luces

Como se explica en el siguiente apartado, existen diferentes tipologías estructurales para resolver un mismo problema, pero no todas las tipologías existentes son válidas ya que en función de la luz a salvar serán de aplicación unas tipologías u otras, teniendo en cuenta tanto criterios técnicos como criterios económicos.

Para la clasificación de cada tipo de puente en función de la luz a salvar, se recurre a la “Instrucción de construcción. Obras de paso de nueva construcción.” donde se puede encontrar el siguiente gráfico en el que se realiza dicha clasificación (Figura 4).

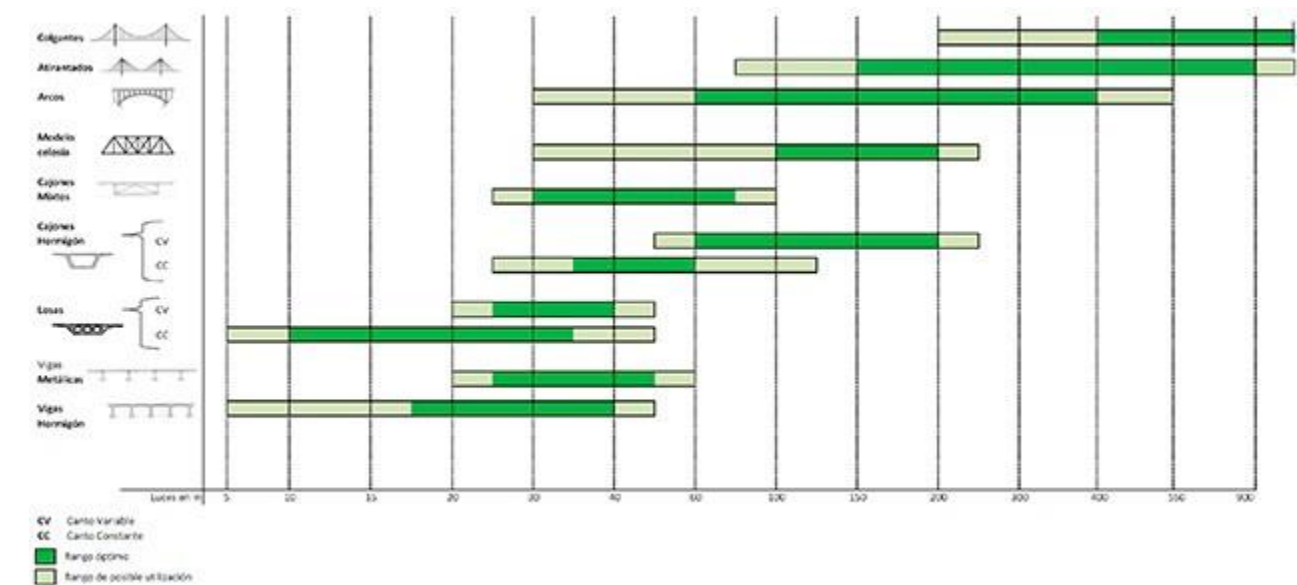


Figura 4. Rango de utilización más frecuente de tipologías de obras de paso en función de su luz. Fuente: Instrucción de construcción. Obras de paso de nueva construcción

Como se puede observar, para una determinada luz existen diferentes posibilidades para solucionar la problemática, pero hay muchas otras opciones que no son de aplicación bien porque estructuralmente no pueden cumplir con los requisitos necesarios o bien porque económicamente suponen un gasto muy elevado.

24. Clasificación según tipología estructural

En cuanto a las diferentes tipologías existentes, éstas se diferencian por la forma en la que resisten las cargas a que se encuentran sometidos y se clasifican en 3 tipologías:



Puentes viga: Están formados por piezas rectas apoyadas en dos o más puntos que soportan las cargas a que están sometidos mediante su capacidad de resistencia a flexión, la cual viene determinada por el canto de la sección y su momento de inercia.



Figura 5. Alzado puente viga

Esta tipología es la más sencilla de todas y dentro de ella podemos encontrar:

- Losa maciza de hormigón armado o pretensado
- Losa aligerada
- Tablero de vigas
- Cajón

Puentes arco: Esta tipología estructural presenta la característica de que soporta las cargas gracias a la forma que se le da, ya que mediante la forma de arco lo que se consigue es que las tensiones queden repartidas de tal forma que todas las partes del puente queden sometidas a compresiones. De esta forma se consigue una estructura donde las tracciones y las flexiones quedan reducidas al mínimo posible.

En cuanto a los apoyos, éstos reciben reacciones horizontales y por tanto el terreno sobre el que se sustenta la estructura debe ser capaz de resistir tales esfuerzos.

En función de la posición del arco con respecto al tablero del puente se definen 3 tipos de puente arco:

- Puentes de tablero superior
- Puentes de tablero intermedio
- Puentes de tablero inferior



Figura 6. Alzado puente arco de tablero inferior

Puentes colgante o atirantado: Su característica principal es que el elemento principal que se encarga de soportar las cargas que actúan sobre el puente son cables en el caso de colgantes y tirantes en el caso de atirantado.

La utilización del cable se debe a tres razones, en primer lugar este elemento trabaja exclusivamente a tracción con elevadas resistencias, en segundo lugar por su gran flexibilidad puede deformarse transversalmente sin que aparezcan flexiones y permite aprovechar su capacidad de resistencia en toda la sección, y por último, debido a que cada cable está formado por muchos hilos y cordones, se puede ampliar la sección del cable en función de la luz a salvar.

En el caso concreto de puentes colgantes, su estructura se conforma con los cables principales que se anclan en los extremos del vano a salvar y tienen una flecha tal que el mecanismo trabaje a tracción pura, dándole al tablero la rigidez a flexión necesaria para evitar su gran deformabilidad.

En los atirantados se trata de tirantes, que son cables rectos que atirantan el tablero de forma que le proporcionan al tablero una serie de apoyos semi-rígidos a lo largo del mismo. Para lograr que los tirantes trabajen de esta forma son necesarios pilones que eleven el punto de anclaje de los tirantes de forma que se consiga que éstos transmitan fuerzas verticales al tablero. De esta forma se consigue salvar grandes luces con tableros de canto reducido, siendo éste el encargado de equilibrar las componentes horizontales que los tirantes transmitan, debiendo ser ésta nula, al igual que en los pilones.

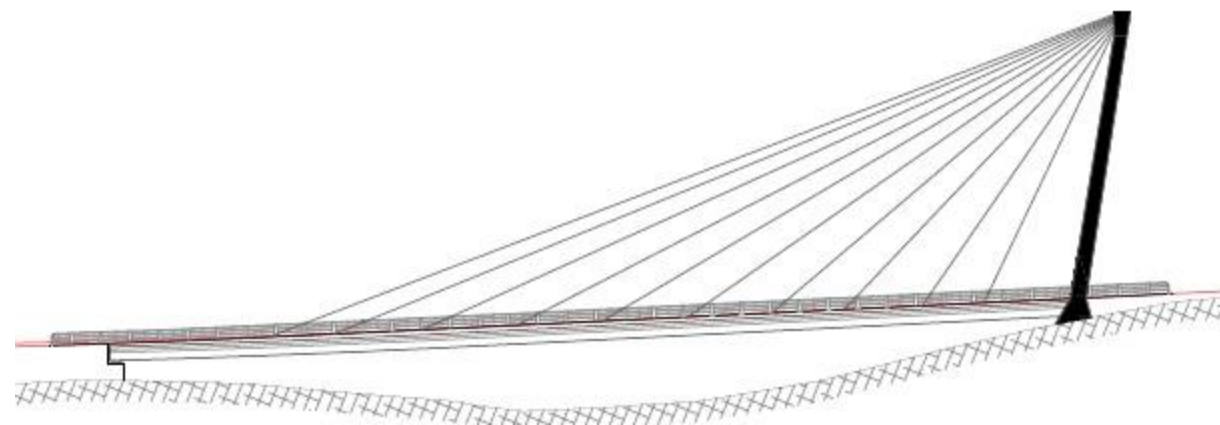


Figura 7. Alzado puente atirantado

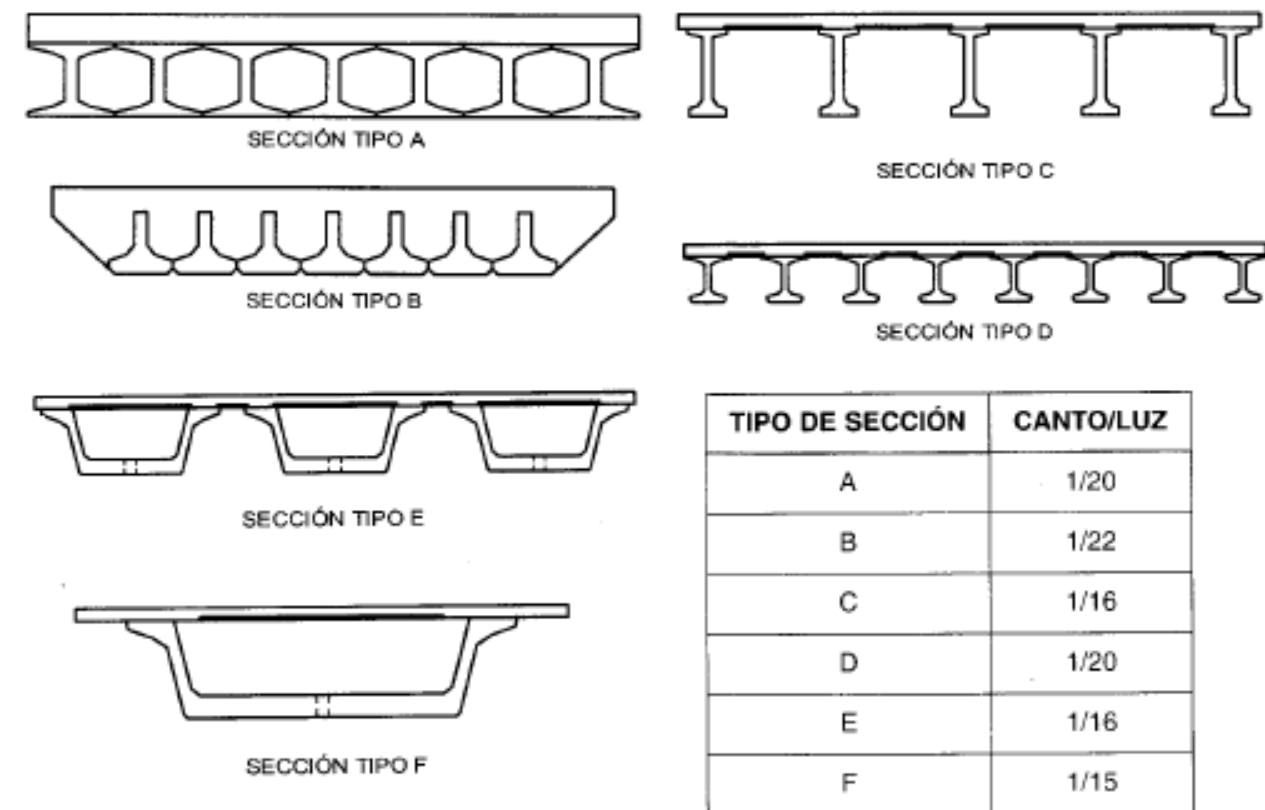


Figura 8. Tipos de secciones en vigas prefabricadas y esbelteces.

25. Exposición de tipologías estudiadas

En una primera fase de estudio se analizan todas aquellas alternativas que podrían ser objeto de estudio como solución final para salvar el barranco del Rincón del Calvo. Para la realización del estudio se ha analizado el barranco y definido las diferentes soluciones para distinto número y longitudes de vanos. De esta forma las tipologías estudiadas son las siguientes:

Tablero de vigas Doble T

Esta tipología consiste en la realización de un tablero mediante el empleo de vigas de sección doble T prefabricadas de forma sucesiva hasta completar el ancho de tablero deseado. Se trata pues, de un puente prefabricado donde el canto de las vigas es función de la longitud a salvar entre apoyos, que según la "Instrucción de construcción. Obras de paso de nueva construcción" para vigas de canto reducido la relación canto/luz es de 1/20, como se observa en la Figura 8.

Se trata de una tipología muy extendida por su facilidad tanto de construcción como de transporte y colocación en obra, aunque están estéticamente cuestionadas y por ello en puentes con paso inferior se suele recurrir a otras opciones como vigas Artesa o tableros Losa.

Con esta solución se recurre a un puente isostático donde cada uno de sus vanos trabaja parcialmente independiente en la transmisión de esfuerzos a las pilas y estribos, las cuales los transmiten a la cimentación y ésta a su vez al terreno.

Transversalmente las vigas se encuentran unidas entre sí mediante la ejecución in-situ de una losa y prelosas que actúan tanto de forjado como de parte final en la losa in-situ.

Para la resolución del barranco en cuestión mediante esta tipología de tablero se ha definido un puente de 3 vanos iguales con una longitud cada uno de 27,7 metros, siendo el canto de las vigas de 1.25 metros.

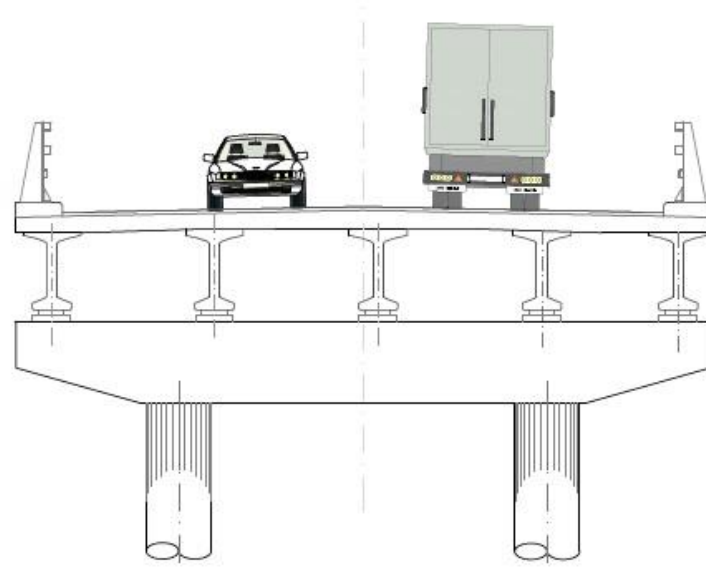


Figura 9. Sección transversal tablero Doble T

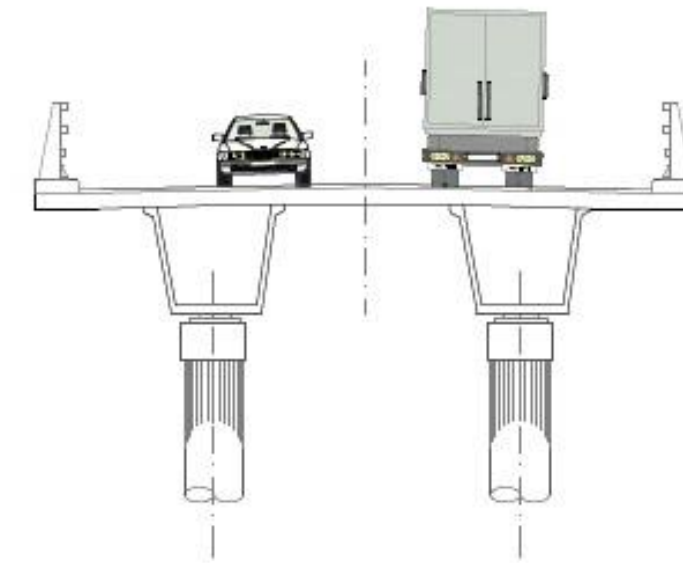


Figura 10. Sección transversal tablero viga Artesa

Tablero de vigas Artesa

Esta tipología de vigas presenta el mismo procedimiento constructivo que las Doble T, ya que también se trata de vigas prefabricadas ejecutadas externamente a la obra y transportadas para su colocación.

Del mismo modo, es necesaria la ejecución de una losa superior que una las vigas entre sí para homogeneizar el comportamiento de las vigas de cada vano, siendo el puente en sí mismo, un puente isostático o parcialmente isostático, donde cada vano trabaja de forma independiente en la transmisión de cargas.

Como ventaja frente a las vigas Doble T se puede decir que estas vigas son estéticamente mejores que las anteriores y por ello están más extendidas en aquellos puentes con paso inferior y en zonas urbanas.

Se conforman por un ala inferior, dos almas y dos alas superiores, quedando la viga abierta por su parte superior. Debido a su forma de cajón, no es necesario disponer de un gran cuerpo que soporte los esfuerzos, por lo que las paredes son delgadas, lo que permite disminuir en gran medida el peso de la viga.

Al igual que con el tablero de vigas Doble T, la distribución de vanos para las vigas Artesa es la misma, cambiando el canto de la sección, siendo éste de 1,76 metros, según lo expuesto en la "Instrucción de construcción. Obras de paso de nueva construcción" (Figura 8).

Los procesos constructivos más habituales en ambos casos son mediante grúas, con vigas de lanzamiento, por ripado transversal o mediante izado. Esto es posible porque se trata de elementos poco pesados y relativamente de fácil manejo a la hora de su colocación en obra.

Tablero Losa

En cuanto a los tablero losa, éstos presentan unas esbelteces mayores que los de vigas, así como una mayor adaptabilidad al trazado, ya que se trata de un tablero ejecutado in-situ, y por ello están más recomendados en aquellos casos que presenten mayores dificultades geométricas o cuando sea necesario emplear tableros de canto reducido.

Mediante esta solución se puede constituir tanto un puente continuo como isostático en función de las condiciones o características necesarias.

Al igual que con el resto de soluciones, el canto de la sección dependerá de las luces que se tengan que salvar, y en función de ello la sección presentará unas características determinadas.

Esta tipología de sección también está bastante extendida ya que no presentan grandes dificultades constructivas y permiten salvar luces mayores que con vigas con una solución estéticamente mejor.

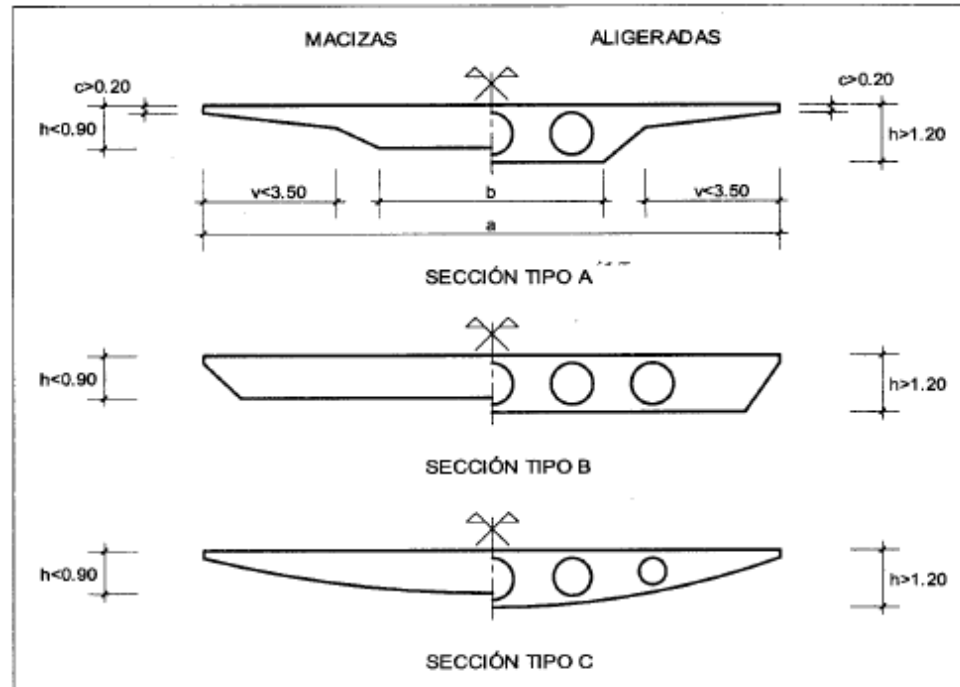


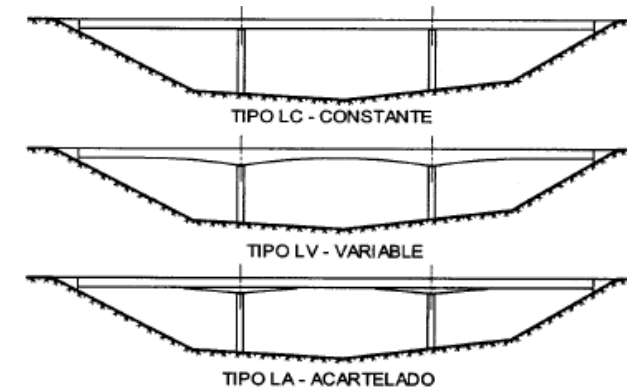
Figura 11. Tipologías de secciones Losa

En cuanto a tipologías en la sección transversal encontramos 3 tipos de secciones, recogidas en la Figura 11. El hecho de que la sección se encuentre aligerada o sea maciza es una cuestión económica y constructiva, ya que para cantos menores a 0,90 metros la solución con aligeramientos se convierte en una opción muy cara de ejecutar, mientras que para cantos superiores a 1,20 metros esta solución abarata el coste de la sección, y siempre cumpliendo con los requisitos estructurales en cuanto a resistencia de la sección se refiere, de ahí la afcción del canto empleado.

Los aligeramientos se realizan principalmente con poliestireno expandido, siendo las formas más habituales para éstos las circulares, aunque pueden emplearse otras como octogonales, ovaladas,...

En función de su disposición longitudinal, el canto de esta tipología de puentes puede ser constante a lo largo del mismo, o ser variable, empleándose las de canto variable para salvar luces mayores que las de canto constante.

Las esbelteces pues dependen tanto de la luz a salvar como de la disposición longitudinal, como queda recogido en la "Instrucción de construcción. Obras de paso de nueva construcción" (Figura 11y Figura 12).



MATERIAL	TIPO DE ESTRUCTURA	RELACIÓN CANTO/LUZ TIPO DE SECCIÓN		
		A	B	C
HORMIGÓN ARMADO	LC	1/15-1/20	1/16-1/22	—
	LC	1/22-1/30	1/24-1/32	1/18-1/24
HORMIGÓN PRETENSADO	LV	CENTRO APOYOS 1/35-1/45 1/18-1/22	—	—
	LA	CENTRO APOYOS 1/35-1/45 1/18-1/22	—	1/34-1/38 1/17-1/20

Figura 12. Distribución longitudinal puentes losa. Esbelteces

Dadas las características de este tipo de puentes la relación en las longitudes de los vanos es de $L1=0,8L$ siendo $L1$ la longitud de los vanos extremos y L la longitud de los centrales, para mejorar la distribución de flectores en el tablero.

Así pues se estudia un puente de 3 vanos con luces de 25,6; 32 y 25,6 metros logrando una longitud total de 83,2 metros y donde el canto de la losa de canto constante es de 1,20 metros (Figura 13).

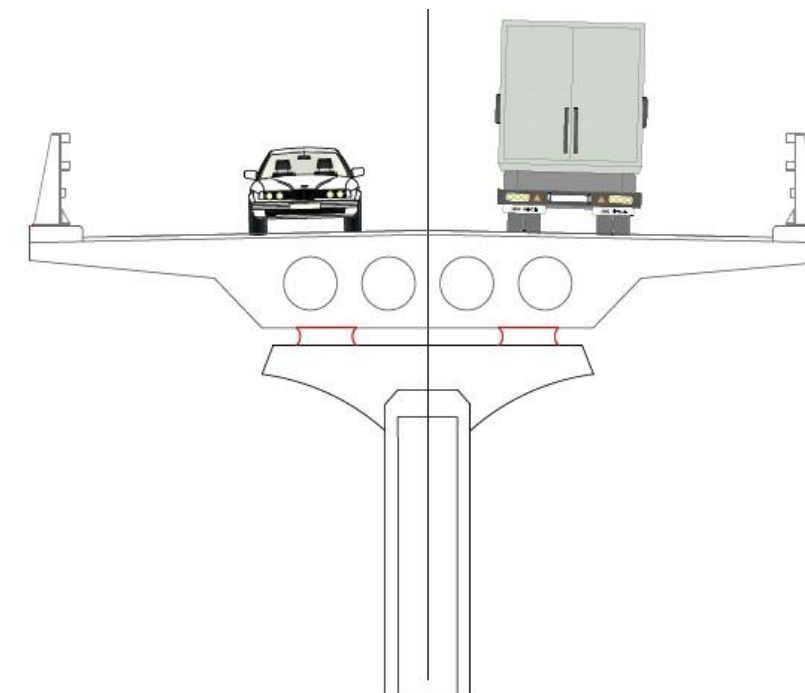


Figura 13. Sección transversal losa canto constante



También se ha estudiado una losa con 2 vanos de 41,6 metros, con una longitud total de 83,2 metros (Figura 14).

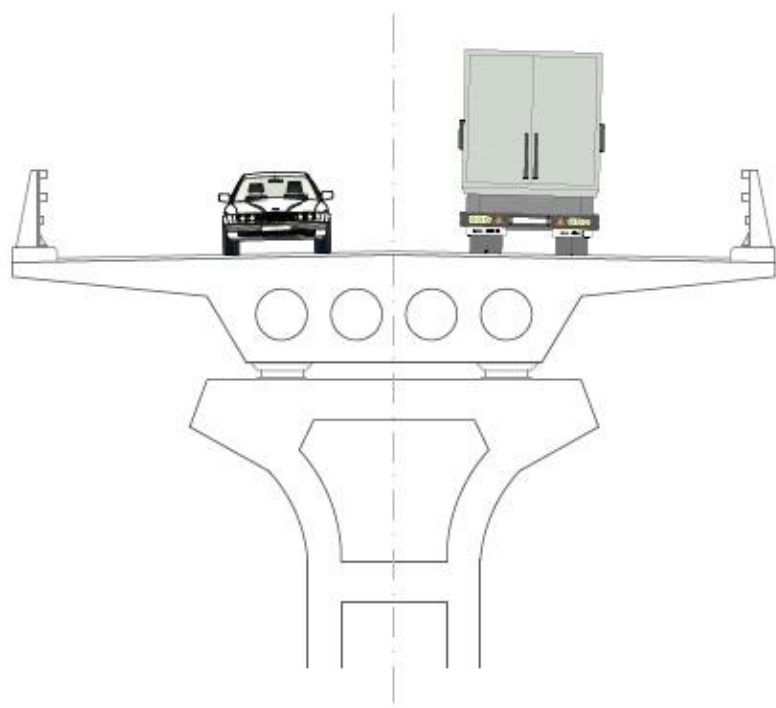


Figura 14. Sección transversal losa canto constante

El proceso constructivo depende principalmente de las alturas de las pilas y del número de vanos. Para puentes de hasta 4 vanos y alturas de pilas menores a 20 metros se suele emplear un cimbrado de todo el tablero, hormigonando todo el puente de forma continua. Cuando el tablero supera estas características se recurre, tanto por cuestiones económicas como por cuestiones técnicas en el caso de pretensados, a la construcción por fases, donde la continuidad de pretensado entre fases se establece mediante conectores en los frentes de fases. Si la altura de pilas es moderada se puede emplear cimbrado de todo el tablero, pero en el caso de alturas de pilas mayores es necesario el uso de cimbras autoportantes o autolanzables, las cuales se apoyan sobre las pilas durante su avance.

Cajón

Este tipo de secciones son secciones cerradas huecas con dos alas en la parte superior y cuyo interior puede ser monocelular o multicelular. Se emplean para cubrir rangos de luces mayores a las losas y por ello el canto adquiere una importante relevancia. Es por

ello que se trata de estructuras con alto grado de importancia tanto técnica como económica, donde es necesario realizar un estudio del proceso constructivo a la hora de diseñar la sección.

El caso más sencillo de ejecutar es el de cajón monocelular, por lo que hasta anchuras de 16 metros es la opción ejecutada. Para anchuras mayores se opta bien por cajones multicelulares o se puede emplear unicelulares pero estabilizando los voladizos.

Las secciones pueden ser de almas verticales o almas inclinadas, las cuales, para cajones de canto constante, no adquieren mayor relevancia una respecto a la otra; pero sí en el caso de cajones de canto variable, donde prevalece la sección de almas verticales por sencillez en la ejecución y para asegurar un ancho mínimo en la base, ya que en los apoyos el canto es mayor y podría darse el caso de que la dimensión inferior del tablero fuese menor a la necesaria.

Para esta tipología de puentes, que presentan un gran canto, las relaciones canto/luz empleadas son, en el caso de cajón de canto constante de 1/18 a 1/22, y en el caso de canto variable, para el centro del vano y en los estribos de 1/40 a 1/55, y en los apoyos de 1/18 a 1/22.

En cuanto a los procesos constructivos, los más habituales para los cajones son por cimbra convencional, por tramos sucesivos, por empuje, y mediante vanos sucesivos (dovelas).

En este caso se ha estudiado el uso de secciones en cajón en un puente de 3 vanos donde el canto es constante de valor 1,6 metros y en un puente de 2 vanos donde el canto es variable de 1,05 metros en el centro de vano y estribos, y 2,09 metros en los apoyos.

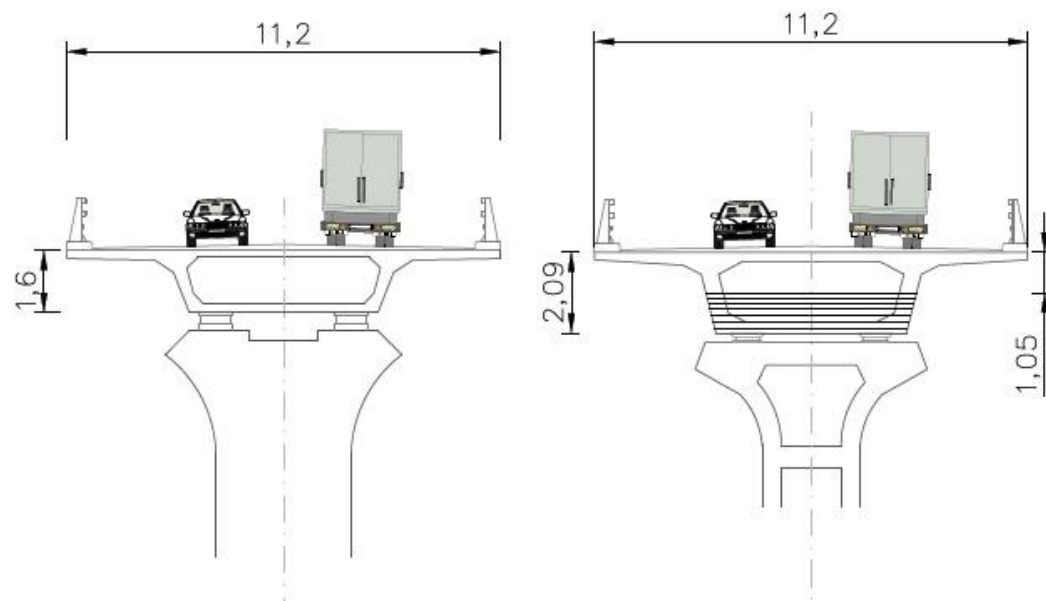


Figura 15. Sección transversal cajón de canto constante y variable

Arco

Como ya se ha comentado anteriormente, esta tipología trabaja transmitiendo las cargas sobre el tablero hasta el terreno mediante un arco el cual se encuentra completamente comprimido, generando sobre el terreno reacciones verticales y horizontales, por lo que éste debe tener las características necesarias para soportar dichos esfuerzos.

Esta tipología se trata de una de las más vistosas ya que permite salvar grandes luces mediante el uso del arco, el cual puede ocupar distintas posiciones en la distribución del tablero, por lo que se tiene:

- Arco de tablero superior: El arco se encuentra situado por debajo del tablero en su totalidad, siendo lo más común que sean tangentes en la clave del arco, uniendo ambos elementos a lo largo de la traza mediante pilas.
- Arco de tablero inferior: El arco se encuentra en su totalidad por encima del tablero, generando la unión entre ambos mediante tirantes. También se conocen como *Bowstring*.
- Arco mixto: En este caso el tablero se encuentra intersectando al arco, de forma que la unión entre ambos se realiza mediante tirantes en el tramo en el que el arco se encuentra por encima, y mediante pilas donde éste se encuentra por debajo.

En este caso, debido a la orografía del terreno, solo han sido de estudio los casos de tablero inferior y mixto.

En el caso de puentes arco de hormigón, que son los estudiados en el anejo, los arcos están formados por secciones huecas cerradas y los tableros se conforman, al estar sujetos mediante cables, por 2 secciones cajón situadas en los laterales de la sección transversal, próximos a la posición de los cables.

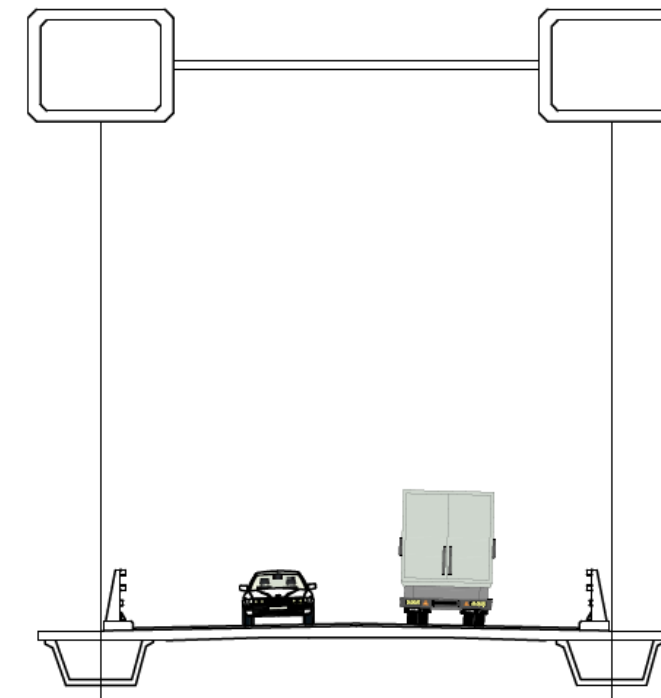


Figura 16. Sección transversal puente arco

Atirantado

Los puentes atirantados se caracterizan por tener generalmente uno varios pilones centrales de los que se suspende el tablero directamente, aunque también existen variantes donde el pilón se encuentra en un extremo únicamente. Estos puentes presentan partes que trabajan a tracción y partes a compresión.

En cuanto a los tirantes, éstos pueden disponerse en un único plano de atirantado si están situados en el centro del tablero, o dos si lo hacen en los extremos. Y pueden ser paralelos o disponerse de forma radial desde la cabeza del pilón.

Para este caso se ha planteado la situación de un puente atirantado con un pilón situado en un punto intermedio del tablero y otro caso con el pilón en el extremo del tablero.

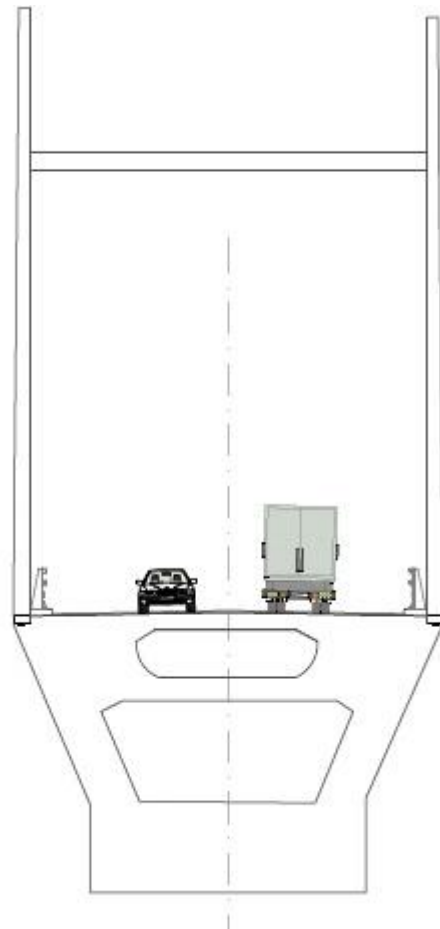


Figura 17. Sección transversal puente atirantado

26. Pilas

Las pilas son los elementos encargados de soportar el tablero y sus cargas, transmitiendo los esfuerzos que generan al terreno.

La morfología de las mismas está condicionada principalmente por la altura que deben alcanzar y el tipo de tablero que tienen que sustentar. Otro factor que puede afectar a su morfología es la situación en la que deben emplazarse ya que las afecciones que pueden sufrir varían en función de ello.

Para el estudio de las pilas es necesario realizar una distinción previa en función de la altura, obteniendo así dos tipos de pilas, las pilas de altura moderada y las pilas de gran altura.

Las primeras son siempre de sección maciza y se clasifican en pilas de tipo tabique, donde la pila ocupa toda la sección transversal del tablero en su parte inferior, y pilas de uno o varios fustes, las cuales son de secciones más simples. En estas últimas es

necesario añadir siempre una cabeza en las pilas en función de la tipología y anchura del tablero.

Por otro lado, las pilas de gran altura presentan mayores solicitaciones, por lo que es necesario recurrir a secciones con dimensiones apreciables y por tanto se emplean secciones aligeradas interiormente.

Las tipologías estudiadas se pueden observar en las Figura 9, Figura 10, Figura 13 y Figura 15 en función de la tipología del tablero.

27. Valoración de las posibles soluciones. Primera fase.

Como ha quedado definido en el apartado 2.5 de este anejo de estructuras, las tipologías estudiadas para resolver el paso superior en el barranco del Rincón del Montú son: puente de vigas Doble T, de vigas Artesa, de Losa, de Cajón, Arco y Atirantado.

En el estudio se han obtenido las distintas soluciones mediante la resolución de la luz total del barranco con diferente número de vanos, obteniendo así para cada número de vano las distintas opciones, las cuales se han desarrollado en una primera fase más esquemática de la situación.

Nº de vanos	Tipología estructural		
	Puentes viga	Puentes arco	Puentes atirantado
1	-----	Con tablero inferior	Con pila en el extremo
2	Cajón CC y CV Losa CC	Tablero intermedio y Bowstring (simétricos y asimétricos)	Con pila intermedia
3	Losa y Cajón CC, Doble T, Artesa	Tablero intermedio Tablero superior	-----
4	Doble T, Artesa, Losa CC, Losa CV	-----	-----

Tabla 1. Distribución puentes estudiados según número de vanos

En la Tabla 1 se pueden observar los distintos tipos de puentes que se han planteado para resolver el desnivel.

Dadas las características orográficas de la zona, de la geometría de la traza y de la situación en la que se encuentra el barranco, las opciones tanto de puente atirantado como de puente arco quedan excluidas de estudio debido a que suponen una solución con un coste demasiado elevado para las características y condicionantes existentes en la zona, por lo que las únicas soluciones que podrían ser válidas serían las de puentes viga.

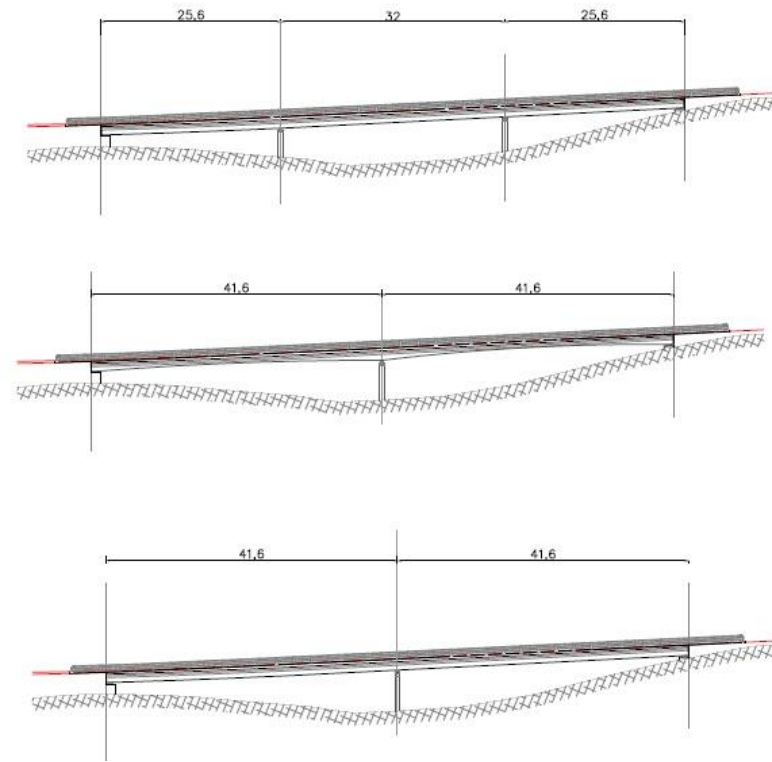


Figura 18. Perfil sección cajón 2 y 3 vanos

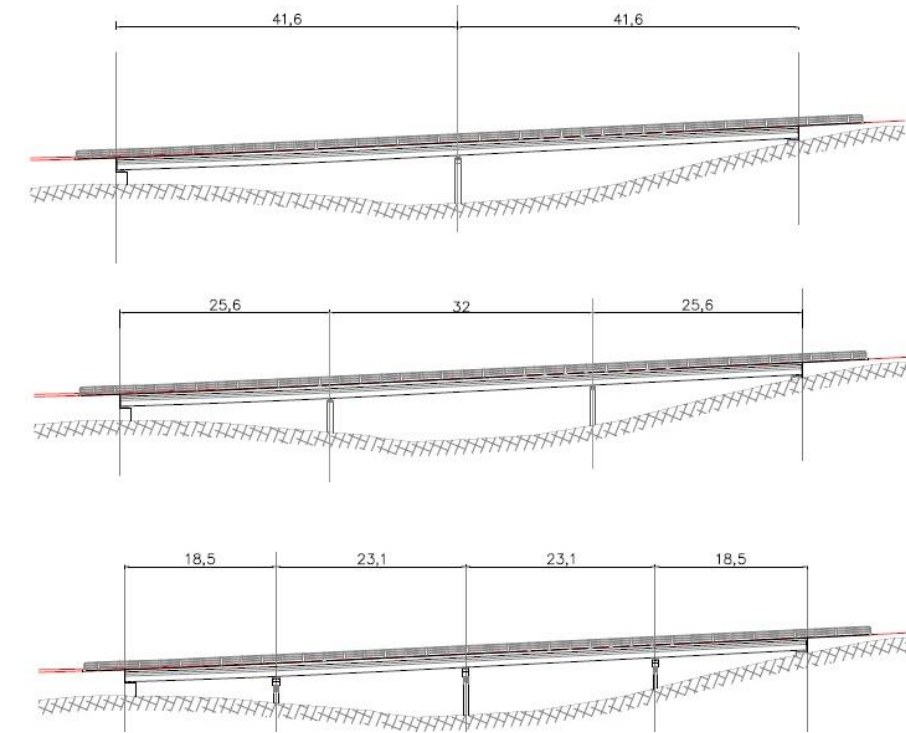


Figura 19. Perfil sección losa 2,3 y 4 vanos

En cuanto a la sección cajón, en la Figura 18 se recogen las 3 opciones posibles, de las cuales la solución considerada como óptima sería tercera, que se trata de un cajón de canto constante de 41,6 metros de luz principal, de esta forma aunque hay una pila menos, se selecciona por la facilidad del proceso constructivo.

Para las secciones losa se han estudiado las presentes en la Figura 19. Para este caso la solución escogida es la segunda, que es una losa de canto constante con 3 vanos, lo que permite reducir el canto de la sección al disminuir la longitud de los vanos, consiguiendo de esta forma facilitar la construcción del puente, además de tratarse de una solución más económica.

Finalmente, las soluciones de vigas Doble T y Artesa se estudiarán junto con las dos anteriores, ya que ambas presentan características similares en cuanto a ejecución, transporte y puesta en obra, por tratarse de elementos prefabricados.

Así pues, las soluciones que pasarán a ser objeto de estudio para determinar cuál es la solución más favorable para resolver la problemática existente son:

- Vigas Doble T 3 vanos
- Vigas Artesa 3 vanos
- Losa de canto constante 3 vanos
- Cajón de canto constante 2 vanos



28. Justificación de las soluciones adoptadas. Segunda fase.

En este apartado del anejo se pretende valorar aquellas posibles alternativas que, por sus características económicas, estructurales y funcionales pueden ofrecer una solución apta para la resolución del paso superior situado en el barranco del Rincón del Montú, justificando así qué solución cumple mejor con los requisitos necesarios para tal fin.

Estas alternativas son las seleccionadas del primer estudio de soluciones, apartado 2.7, en el que se han descartado aquellas opciones que se encontraban lejos de poder llegar a ser una solución definitiva, tanto por su economía como por su funcionalidad, llegando así a una primera preselección.

2.8.1. Método PRES

Se trata de un método multicriterio para la toma de decisiones, desarrollado por el Profesor Gómez-Senent. Trata de determinar la alternativa más favorable mediante una comparación con el resto de alternativas posibles para todos los criterios establecidos en el estudio de soluciones. Así se obtiene la solución óptima, que será aquella que tenga menos debilidades ante el resto de alternativas y sea mejor en el mayor número posible de criterios.

- Después se determina la matriz de dominación. Los valores de ésta vienen dados por la suma de las diferencias de los valores para cada criterio y alternativas, como queda definido en la siguiente expresión:

$$T(i, j) = \sum_{k=1}^n [Q(i, k) - Q(j, k)]$$

Siendo siempre $Q(i, k) > Q(j, k)$ para evitar diferencias negativa.

- Una vez se ha obtenido la matriz de dominación, se obtienen los valores D_i mediante la suma de las filas de dicha matriz, determinándose así la prelación de la alternativa I respect del resto; y d_i como suma de las columnas correspondientes, lo que permite obtener las ventajas del resto de alternativas respect a la estudiada.
- Finalmente se concluye con la determinación, para todas las alternativas estudiadas, de la relación D_i y d_i , de forma que la solución óptima viene definida por el valor.

- $\text{Máx} \left[\frac{D_i}{d_i} \right]$

De esta forma se obtiene de forma rápida y eficaz qué alternativa es mejor que el resto y la diferencia respecto al resto.

Criterios y pesos

Para la realización de la valoración se han seleccionado una serie de temas que se dividen en los criterios a valorar para la obtención de la solución óptima. Los temas son los siguientes:

- Seguridad
- Ambiental
- Económico
- Infraestructura
- Social

Dentro de cada tema tenemos, como se indica en la Tabla 2, los criterios a valorar y el peso que se le da a cada uno de ellos en la ejecución del proyecto.

Funcionamiento

El sistema de valoración sigue una metodología sencilla.

- En primer lugar se establecen los criterios (C_j) que son de importancia para la valoración de las alternativas y se asigna, a cada criterio el peso específico correspondiente (P_j).
- Seguidamente se realiza una valoración de los criterios para cada una de las alternativas (X_{ij}).
- Una vez establecidos los criterios y asignados los pesos se procede a la determinación de la matriz de valoración, que viene determinada por la siguiente expresión:

$$Q(i, j) = \frac{X_{ij}}{X_{jmax}} * P_j$$

Donde X_{ij} es el valor obtenido por la alternativa X_i para el criterio C_j , y X_{jmax} es el valor máximo de puntuación para el mismo criterio.



TEMA	CRITERIOS	ASIGNACIÓN PESOS	
		SubPeso	Peso Criterio
ATMÓSFERA	contaminación aire por aumento tráfico	7	6,5
	emisión partículas polvo debido a demoliciones	7	
	Aumento nivel sonoro por aumento del tráfico	5	
	Alteración clima por operaciones desbroce y despeje	7	
SUELO	erosión y pérdida calidad suelo por despeje y desbroce	3	3,7
	Alteración geomorfología por movimiento tierras	5	
	Contaminación suelo por almacenamiento materiales	3	
HIDROLOGÍA	contaminación aguas superficiales debido a vertidos accidentales	9	9,0
FLORA	Destrucción vegetación por tareas despeje y desbroce	9	9,0
	Destrucción vegetación por movimiento de tierras	9	
FAUNA	deterioro hábitats por operaciones despeje y desbroce	7	7,7
	alteración sobre fauna debida a circulación vehículos y maquinaria	7	
	Efecto barrera por la propia presencia de la infraestructura	9	
PAISAJE	modificación del paisaje por despeje y desbroce	9	9,0
	Alteración paisajística ocasionada por el movimiento de tierras	9	
	Alteración sobre el paisaje debido a las obras de paso	9	
	Alteración sobre el paisaje por la propia presencia de las obras	9	
	Alteración paisajística por la presencia de la infraestructura	9	
MEDIO SOCIO-ECONÓMICO	Efecto sobre la economía local debido a los desvíos en la fase de obras	7	7,0
		peso total	51,8

Tabla 2. Criterios y pesos. Método PRESS

Cada criterio presenta un peso en función de su importancia siguiendo el siguiente criterio:

- 1 Muy poco importante
- 3 Poco importante
- 5 Importancia media

- 7 Algo importante
- 9 Muy importante

Una vez asignados a cada criterio su peso, se procede a asignar a cada alternativa la ponderación que ésta presenta para cada uno de los criterios (Tabla 3).

CRITERIOS	VALORACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS			
	I	II	III	IV
	cajón canto constante (2 vanos)	doble T canto normal(3 vanos)	viga artesana (3 vanos)	losa canto constante(3 vanos)
contaminación aire por aumento tráfico	3	3	3	3
emisión partículas polvo debido a demoliciones	1	1	1	1
Aumento nivel sonoro por aumento del tráfico	3	3	3	1
Alteración clima por operaciones desbroce y despeje	1	1	1	1
erosión y pérdida calidad suelo por despeje y desbroce	1	1	1	1
Alteración geomorfología por movimiento tierras	1	1	1	1
Contaminación suelo por almacenamiento materiales	1	1	1	1
contaminación aguas superficiales debido a vertidos accidentales	3	3	3	3
Destrucción vegetación por tareas despeje y desbroce	3	3	3	3
Destrucción vegetación por movimiento de tierras	3	3	3	3
deterioro hábitats por operaciones despeje y desbroce	3	3	3	3
alteración sobre fauna debida a circulación vehículos y maquinaria	5	5	5	5
Efecto barrera por la propia presencia de la infraestructura	5	1	3	7
modificación del paisaje por despeje y desbroce	5	5	5	5
Alteración paisajística ocasionada por el movimiento de tierras	5	5	5	5
Alteración sobre el paisaje debido a las obras de paso	5	5	5	5
Alteración sobre el paisaje por la propia presencia de las obras	5	5	5	5
Alteración paisajística por la presencia de la infraestructura	5	1	3	7
Efecto sobre la economía local debido a los desvíos en la fase de obras	3	3	3	3

Tabla 3. Pesos de cada alternativa para cada criterio.

De esta forma se puede obtener la matriz de valoración, que establece el peso del criterio en cuestión con respecto al peso total de valoración (Tabla 4), y a partir de esta matriz se obtiene la matriz de dominación (Tabla 5), donde se establece la forma en que la alternativa en cuestión predomina sobre cada una de las restantes alternativas, y como el resto predomina sobre dicho criterio.



Matriz normalizada				
Alternativas				
Peso sobre el total	I	II	III	IV
0,12540	0,2	0,2	0,2	0,15
0,07074	0,1	0,1	0,1	0,1
0,17363	0,3	0,3	0,3	0,3
0,17363	0,3	0,3	0,3	0,3
0,14791	0,433	0,3	0,367	0,5
0,17363	0,5	0,42	0,46	0,54
0,13505	0,3	0,3	0,3	0,3
1	2,1	1,9	2,0	2,2

Tabla 4. Matriz de valoración

MATRIZ DE DOMINACIÓN				
	I	II	III	IV
I	-	0,033612	0,016806	0,00627
II	0	-	0	0,00627
III	0	0,016806	-	0,00627
IV	0,016806	0,050418	0,033612	-

Tabla 5. Matriz de dominación

Sumando las columnas de la matriz de dominación se obtiene cómo predomina dicha alternativa sobre el resto en conjunto, y sumando las filas como el conjunto se impone a dicho criterio, por lo que, mediante el cociente entre ambos valores obtenemos la puntuación final de cada una de las alternativas, siendo la óptima aquella que obtenga una puntuación mayor.

Valoración y resultados de las alternativas

En la Tabla 6 se pueden observar los resultados obtenidos de cada una de las alternativas, de forma que se establece de forma rápida y sencilla la posición que ocupa cada una de las alternativas como solución final.

Índice PRES			
	Di (FILAS)	di (COLUMNAS)	li
I	0,06	0,02	3,37
II	0,01	0,1	0,06
III	0,02	0,05	0,46
IV	0,1	0,02	5,36

Tabla 6. Puntuación final

Como queda reflejado, la alternativa 4, losa de canto constante de 3 vanos, es la alternativa que más puntuación presenta en el cómputo global de la valoración, por lo que ésta es la alternativa más favorable a realizar para solucionar la problemática existente.

Conclusión y comentarios

Como se ha explicado en el apartado anterior, aquella solución que consiga una mayor puntuación en el PRESS será la que mejor cumpla con las condiciones y características necesarias para salvar el barranco, siendo ésta la alternativa 4, que es la losa de canto constante de 3 vanos y 83,2 metros de longitud, seguida por la sección de cajón constante.

Esta opción predomina sobre el resto debido a que se trata de una solución que presenta un mejor aspecto visual que las opciones prefabricadas, así como por tratarse de una solución in-situ, lo que elimina las operaciones de transporte y las posibles problemáticas que esto suponga en lo que se refiere al acceso a la zona de operaciones. Además, en esta solución se ha optado por apoyos con una única pila por apoyo, por dos en las soluciones prefabricadas, por lo que se reduce tanto en ocupación como en operaciones de construcción.

En lo que se refiere a la doble T, ésta opción es una solución demasiado cara para las características y condiciones a salvar, es por ello que ésta presenta la puntuación más baja en la valoración.

3. BASES DE PROYECTOS

3.1. Criterios de seguridad

Para justificar la seguridad de las estructuras, objeto de este Anejo y su aptitud en servicio, se utilizará el método de los estados límites, los cuales se clasifican en:



- Estados límites de servicio
- Estados límites últimos

3.1.1. Estados Límite de Servicio (E.L.S.)

Son aquellos estados que al ser superados dejan fuera de servicio la estructura debido al incumplimiento de los criterios de funcionalidad, comodidad o apariencia estética.

Se considerarán los siguientes estados límite:

- E.L.S. de deformaciones que afecten la apariencia o funcionalidad de la obra, o que causen daño a elementos no estructurales.
- E.L.S. de vibraciones inaceptables para los usuarios del puente o que puedan afectar a su funcionalidad o provocar daños en elementos no estructurales.
- E.L.S. de plastificaciones en zonas localizadas de la estructura que puedan provocar daños o deformaciones irreversibles.
- E.L.S. de compresión excesiva del hormigón.
- E.L.S. de Fisuración del hormigón traccionado.

3.1.2. Estados Límite Último (E.L.U.)

Son aquellos estados que al ser superados dejan fuera de servicio la estructura por colapso total o parcial de la misma, o bien afectan a la seguridad de las personas.

Los estados límites últimos que se deben considerar son los siguientes:

- E.L.U. de pérdida de equilibrio, por falta de estabilidad de una parte o la totalidad de la estructura, considerada como cuerpo rígido.
- E.L.U. de rotura, por deformación plástica excesiva, inestabilidad local por abollamiento o pérdida de estabilidad de una parte o de la totalidad de la estructura.
- E.L.U. de fatiga, por fisuración progresiva bajo cargas repetidas de la estructura, considerada como cuerpo rígido.

32 Valores característicos de las acciones

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en las Instrucciones indicadas en el apartado 1.3.1 del presente anejo.

3.2.1. Acciones permanentes

Incluye todas aquellas acciones generadas por los pesos de los elementos que constituyen la obra, suponiendo que actúan en todo momento, siendo constantes en magnitud y posición, así como a lo largo del tiempo.

Peso propio

Se obtendrá considerando la geometría teórica de la estructura conformada por la losa, la cual está confirmada por hormigón, siendo el peso específico de éste de 25 KN/m³.

Carga muerta

Es la debida a los elementos no resistentes que conforman la estructura, siendo en este caso:

- Pavimento: Se obtendrá su valor a partir de su peso específico de 23 KN/m³ y del espesor medio de la pastilla asfáltica. Obtendremos una carga superficial de valor:

$$P = 23 * ((2 * 0,06 + 4,5 * 0,02) * 0,5) = 2,415 \text{ Kn/m}^2$$

- Pretilos: Se supondrán como una carga muerta lineal aplicada a lo largo de toda la longitud del puente y situada en los extremos de la sección transversal. Su valor se calculará teniendo en cuenta el peso de su soporte metálico, que se tomará como 100 Kg/m, y el bloque del hormigón sobre el que se sustenta el perfil (espesor x canto x peso específico) :

$$p = 1 \frac{\text{Kn}}{\text{m}} + 0,75\text{m} * 0,25\text{m} * 25 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^3} = 5,7 \frac{\text{Kn}}{\text{m}}$$

3.2.2. Acciones permanentes de valor no constant (G*):

Se considerarán como acciones permanentes de valor no constante tanto la acción del pretensado, la cual sufrirá pérdidas de pretensado tanto instantáneas como a largo plazo, así como las acciones reológicas de retracción y fluencia.

En general, según lo indicado en el artículo 20.2.1 de la EHE-08, la fuerza de pretensado P_o ha de proporcionar sobre las armaduras activas una tensión σ_{po} no mayor que el menor de los siguientes valores:



$$\sigma_{po} \leq 0,7f_{pmax}$$

$$\sigma_{po} \leq 0,85f_{pk}$$

De esta forma, teniendo en cuenta que se ha escogido una losa aligerada de 5 almas, con una disposición de pretensado de 2 tendones por alma de 22 torones cada tendón y 7 alambres por torón, se obtiene un valor de 6138 KN por tendón, según el catálogo *VSL STRAND POST-TENSIONING SYSTEMS*, que entrando con acero de Y1860 S7, un diámetro de 15,7 mm y un área de pretensado de 150 mm², para 22 torones por tendón, obtenemos una fuerza de 4296.6 Kn, la cual será limitada por la condición de no superar el 70% del f_{pmax} .

El valor característico de las acciones reológicas se obtendrá a partir de las deformaciones provocadas por la retracción y la fluencia, determinadas en el instante t en que se evalúen, de acuerdo con lo que se especifica en la *vigente Instrucción de hormigón estructural (EHE-08)*.

De esta forma, se calculará una deformación de retracción por secado ϵ_{cd} , y una deformación de retracción autógena ϵ_{ca} , que permitirán obtener el acortamiento del puente. Para obtener las acciones provocadas por este efecto, se calculará un incremento de temperatura $\Delta T(^{\circ}C)$ equivalente a la deformación mediante el cociente entre el acortamiento sufrido por la estructura y el coeficiente de dilatación térmica $\alpha_i = 1 \times 10^{-5}$.

Para el cálculo de la deformación por fluencia ϵ_{co} , se tendrá en cuenta la deformación instantánea para una tensión unidad, y la deformación de fluencia, dependientes del módulo de deformación longitudinal instantáneo del hormigón (E_{c28}), el módulo de deformación longitudinal secante del hormigón (E_{c10}) y el coeficiente de fluencia $\phi(t,t_0)$.

3.2.3. Acciones variables:

En cuanto a las acciones variables que afectan a la estructura se tendrán en cuenta las sobrecargas de uso, la acción del viento tanto en tablero como en pilas, acciones térmicas, frenado, fuerza centrífuga, nieve y otras posibles acciones variables.

Sobrecarga de uso

Ésta se compone por la acción simultánea de:

- Una sobrecarga uniforme extendida longitudinalmente y transversalmente, en todas las zonas que sean desfavorables en el tablero.
- Uno o más vehículos pesados, constituidos por dos ejes cuya carga por eje Q_{ki} viene dada por la tabla 4.1-b *Valor característico de la sobrecarga de uso* en la IAP- 11.

La normativa dispone en su artículo 4.1.1 *División de la plataforma del tablero en carriles virtuales* la modelización del tablero en bandas virtuales, de forma que en cada carril se distribuyan diferentes valores de carga buscando los casos más desfavorables.

De esta forma, se realizará una subdivisión de la calzada en 3 carriles de 3 metros de ancho cada uno, en los cuales, según la tabla 4.1-b *Valor característico de la sobrecarga de uso* de la IAP-11, se supondrá que en el carril virtual más cargado actúa una fuerza uniforme de 9 KN/m², y un vehículo pesado de 300 KN por eje.

En el segundo carril más cargado, actuará simultáneamente una sobrecarga uniforme de 2,50 KN/m² y un vehículo pesado de 200 KN por eje.

En el carril virtual menos cargado, actuará una sobrecarga de 2,5 KN/m² y 100 KN por eje.

Viento

Actuará como una carga lineal a lo largo de toda la longitud del puente, afectando tanto al tablero como a las pilas.

Según el apartado 4.2.3 *Empuje del viento* de la IAP-11, el empuje del viento sobre cualquier elemento se calculará como:

$$F_w = \left[\frac{1}{2} \rho v b^2(T) \right] * c_e(z) * c_f * A_{re}$$

Se podrá adoptar un cálculo simplificado según el apartado 4.2.8 en los casos donde la luz entre ejes de apoyo sea menor a 40 metros, y las pilas no superen una altura máxima de 20 metros.



Para un entorno Tipo II y una velocidad básica del viento de 26m/s (*figura 4.2-a de la IAP-11*), acudiendo a la *Tabla 4.2-e "Empujes unitarios en puentes con la altura de pila $H_{m\acute{a}x} \leq 10m$ "*, obtenemos un empuje sobre el tablero de 1,94 Kn/m² y de 2,37 Kn/m² sobre las pilas. El empuje en el tablero se multiplicará por el canto de la sección incrementándolo en 2 metros por los posibles obstáculos sobre el Puente. Para la pila, se empleará la carga superficial obtenida multiplicándola por el ancho de la pila. De esta forma, la carga generada por el viento en el tablero y la pila serán respectivamente:

$$V_T = 1,94 \cdot (1,2 + 2) = 6,208 \text{ KN/m}$$

$$V_P = 2,37 \cdot (1,5) = 3,56 \text{ KN/m}$$

Frenado

Se estimará como una fuerza horizontal distribuida actuando a nivel de la superficie del pavimento sobre todo su ancho.

Para el cálculo de su valor, se recurre a la *IAP-11*, apartado 4.1.3 *Fuerzas horizontales*, y se utilizará la expresión:

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot 2Q_{1k} + 0,1q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$$

donde Q_{1k} es la carga por eje y q_{1k} la sobrecarga uniforme

La carga obtenida, se dividirá entre el ancho del tablero, y la longitud de todo el puente, para obtener una carga superficial de frenado, siendo ésta de valor constante a lo largo del puente y de magnitud:

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 83,2 = 584,64 \text{ KN}$$

$$584,64 / (83,2 \cdot 11,2) = 0,627 \text{ KN/m}^2$$

Fuerza centrífuga

Para tener en cuenta el efecto de esta carga en puentes de planta curva, según el apartado 4.1.3.2 *Fuerza centrífuga y otras fuerzas transversales* de la *IAP-11*, los vehículos generarán una fuerza transversal centrífuga Q_{tk} de valor:

$$Q_{tk} = 40 \cdot Q_v / r \quad \text{si } r < 200 \text{ metros} \leq r \leq 1500 \text{ metros.}$$

$$Q_{tk} = 0 \quad \text{si } r > 1500 \text{ metros.}$$

$$Q_{tk} = 0,2 \cdot Q_v \quad \text{si } r < 200 \text{ metros}$$

En el Puente objeto de estudio no se tendrá en cuenta dicho efecto, pues su desarrollo es recto tanto en planta como en alzado.

Acción térmica

Para evaluar el efecto de la acción térmica se tendrá que tener en cuenta el tipo de tablero. El puente objeto de estudio en este anejo está constituido por un tablero Tipo 2: Tableros de hormigón armado o pretensado.

Para el cálculo del efecto térmico, se recurrirá a la *IAP-11*, apartado 4.3 *Acción térmica*.

Será necesario el cálculo de la temperatura máxima y mínima dependiente del aire a la sombra para un periodo de retorno de $T=100$ años, del clima y de la altitud.

$$T_{\max,p} = T_{\max} \cdot (k_1 - k_2 \cdot \ln(-\ln(1-p)))$$

$$T_{\min,p} = T_{\min} \cdot (k_3 + k_4 \cdot \ln(-\ln(1-p)))$$

Para valores de $k_1=0,781$; $k_2=0,056$; $k_3=0,393$ y $k_4=-0,156$, tomando p como la inversa del período y obteniendo T_{\max} y T_{\min} de la *Tabla 4.3-a de la IAP-11*, obtenemos los siguientes valores para la temperatura máxima y mínima:

$$T_{\max,p} = 45 \cdot (0,781 - 0,056 \cdot \ln(-\ln(1-0,01))) = 46,737^\circ\text{C}$$

$$T_{\min,p} = -12,125 \cdot (0,393 - 0,156 \cdot \ln(-\ln(1-0,01))) = -13,466^\circ\text{C}$$

Obtenidos dichos valores, y sacando de la *tabla 4.3-b* los incrementos máximos y mínimos en función del tipo de tablero, se obtiene la componente uniforme máxima y mínima de la temperatura.



$$T_{e,max}=T_{max}+\Delta T_{e,max}=46,737+2=48,737^{\circ}$$

$$T_{e,min}=T_{min}+\Delta T_{e,min}=-13,466+8=-5,466^{\circ}\text{C}$$

Mediante los valores máximo y mínimo de la componente uniforme de temperatura, y a partir de la temperatura inicial T_0 (temperatura media del tablero en el momento en que se coacciona su movimiento), se obtienen los valores característicos de la máxima variación de la componente uniforme de la temperatura en contracción y dilatación.

En ausencia de información, se tomará como T_0 un valor de 15°C .

$$\Delta T_{n,con}=T_0-T_{e,min}=15-(-5,466)=20,466^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{n,exp}=T_{e,max}-T_0=48,737-15=33,737^{\circ}\text{C}$$

El gradiente térmico se definirá mediante el apartado 4.3.1.2 *Componente de la diferencia de temperatura*, y en la tabla 4.3-d *Componente lineal de la diferencia vertical de temperatura para tableros Tipo 1 y Tipo 3*, se obtienen los incrementos de la fibra superior más caliente y la fibra superior más fría.

Esta diferencia vertical de temperatura se verá altamente influenciada por el tipo y espesor del pavimento. Se aplicará un coeficiente corrector a los incrementos anteriormente nombrados según la tabla 4.3-e *Coefficiente de influencia del tipo y espesor de pavimento*, para pavimentos distintos a 50 mm de espesor.

Aplicado los coeficientes correctores para pavimentos de 60 mm de espesor, obtenemos los incrementos de temperatura para la fibra superior más caliente y para la fibra superior más fría.

Para este puente tenemos las siguientes acciones térmicas que afectan al puente:

- Gradiente térmico con la fibra superior más caliente (lineal) $14,1 - 0^{\circ}\text{C}$
- Gradiente térmico con la fibra superior más fría (lineal) $0 - 8^{\circ}\text{C}$

Nieve

No se considerará el efecto de la nieve en el estudio de acciones sobre las estructura por ser una zona que no está considerada de alta montaña.

3.2.4. Acciones accidentales

Las acciones accidentales consideradas por la *IAP-11* son las siguientes:

- Impactos.
- Acción sísmica.
- Otras acciones accidentales.

No se considerarán los efectos de los posibles impactos provocados por vehículos.

La zona donde se encuentra situada las estructuras no presenta actividad sísmica, por lo que tampoco será objeto de estudio.

3.3. Valores representativos de las acciones

El valor representativo de una acción es el valor de la misma utilizado para la verificación de los estados límite.

Con carácter general, se han seguido los criterios especificados en la *instrucción IAP-11* relativos a las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera. Las acciones se definen, en magnitud, por sus valores representativos.

3.3.1. Acciones permanentes (G)

Para las acciones permanentes se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico G_k o G^*k .

3.3.2. Acciones permanentes de valor no constante (G^*)

Para las acciones permanentes de valor no constante, el valor característico será el correspondiente al instante t en el que se realiza la comprobación.

3.3.3. Acciones variables (Q)

Para cada una de las acciones variables existentes pueden considerarse los siguientes valores representativos:

- Valor característico Q_k : Valor de las acciones cuando actúan aisladamente, definido para cada acción en el punto 3.2 de este anejo.
- Valor de combinación $\Psi_0^*Q_k$: Valor de la acción cuando actúa en compañía de alguna otra acción variable.



- Valor frecuente $\Psi_1 \cdot Q_k$: Valor de la acción que es sobrepasado durante un período de corta duración respecto a la vida útil del puente.
- Valor casi-permanente $\Psi_2 \cdot Q_k$: Valor de la acción que es sobrepasado durante una gran parte de la vida útil del puente.

Los factores de simultaneidad Ψ , vienen especificados en la *Tabla 6.1-a Factores de simultaneidad* de la IAP-11.

3.3.4. Acciones accidentales (A)

Para las acciones accidentales se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico A_k , definidas en el punto 3.2.4 de este anejo.

34. Valores de cálculo de las acciones

El valor de cálculo de una acción se obtiene multiplicando su valor representativo por el correspondiente coeficiente parcial γ_f . Dichos coeficientes tendrán valores diferentes según la situación de proyecto de que se trate, y según el estado límite objeto de comprobación.

Con carácter general se seguirán los criterios especificados en la instrucción IAP-11 relativos a las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera.

3.4.1. Estados Límite Último (E.L.U.)

Para los coeficientes parciales de seguridad en Estado Límite Último se tomarán los valores recogidos en la Tabla 9.

Concepto		Situaciones persistentes y transitorias		Situaciones accidentales	
		Efecto fav.	Efecto desfav.	Efecto fav.	Efecto desfav.
Acciones permanentes (1), (2)		$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,0$
Acciones permanentes de valor no constante	Reológicas	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,35$	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Acciones del terreno	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
Acciones variables		$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1,5$	$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1,0$
Acciones accidentales		--	--	$\gamma_A = 1,0$	$\gamma_A = 1,0$

Tabla 7. Coeficientes parciales de seguridad en ELU

Para la aplicación de dichos coeficientes, habrá que tener en cuenta las siguientes prescripciones:

- Para acciones permanentes de valor constante G, los coeficientes $\gamma_G = 1,0$ y $\gamma_G = 1,35$, se aplicaran a la totalidad de la acción, según sea favorable o desfavorable respectivamente.
- Cuando el comportamiento de la estructura pueda ser muy sensible a variaciones de las acciones permanentes de una a otra parte de la estructura, las partes favorables y desfavorables serán consideradas como acciones separadas, aplicándose coeficientes γ_G diferentes.
La estructura objeto de este anejo no presenta dicho comportamiento, ya que presentan vanos de longitudes similares.
- Para el pavimento, se considerará para la totalidad de la acción:
El valor representativo inferior G_{Kinf} ponderado por $\gamma_G = 1,0$, cuando su efecto sea favorable.
El valor representativo superior G_{Ksup} ponderado por $\gamma_G = 1,35$, cuando su efecto sea desfavorable.

Nuevamente, cuando la estructura sea sensible a variaciones de las acciones permanentes en una y otra parte de las estructura, se considerará un valor de $\gamma_G = 0,9$ para la parte favorable de la acción, y de $\gamma_G = 1,1$ para la parte desfavorable.



3.4.2. Estados Límite de Servicio (E.L.S)

Para los coeficientes parciales de seguridad en Estado Límite Último se tomarán los valores recogidos en la Tabla 10.

Concepto		Situaciones persistentes y transitorias	
		Efecto favorable	Efecto desfavorable
Acciones permanentes		$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,00$
Acciones permanentes de valor no constante	Reológicas	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Acciones del terreno	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
Acciones variables		$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1,0$

Tabla 8. Coeficientes parciales de seguridad en ELS

35. Combinación de acciones

Para cada situación de proyecto se identificarán las hipótesis de carga críticas, y para cada una de ellas, el valor de cálculo del efecto de las acciones se obtendrá combinando aquellas que puedan actuar simultáneamente.

Con carácter general se seguirán los criterios especificados en la instrucción IAP-11 relativos a las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera.

3.5.1. Estados Límite Último (E.L.U.)

La verificación de los estados límites últimos se llevarán a cabo para cada una de las situaciones de proyecto y para cada una de ellas se realizará la combinación de acciones que puedan actuar simultáneamente.

Las situaciones a considerar son:

- En situación persistente o transitoria.
- En situación accidental.

- En situación sísmica.

Para la verificación de los estados límites últimos en la estructura objeto de estudio, se llevarán a cabo únicamente para la situación persistente o transitoria.

Para dicha situación, la combinación de acciones se hará de acuerdo a la siguiente expresión:

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

Donde:

$G_{k,j}$ valor representativo de cada acción permanente

$G^*_{k,i}$ valor representativo de cada acción permanente de valor no constante

$Q_{k,1}$ valor representativo (valor característico) de la acción variable dominante

$\psi_{0,i} Q_{k,i}$ valores representativos (valores de combinación) de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante

3.5.2. Estados Límite de Servicio (E.L.S)

La verificación de los estados límites de servicio se realizará para una única situación de proyecto, la persistente o transitoria, y tres posibles combinaciones:

- Combinación característica:

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

- Combinación frecuente:

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

- Combinación casi-permanente:

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



4. MODELOS DE CÁLCULO

En el siguiente apartado se realizará la descripción de los métodos empleados para la proyección, cálculo y dimensionamiento de la estructura que en el estudio de soluciones ha sido seleccionada como óptima.

Así pues, una vez obtenidas las dimensiones del barranco a salvar a partir del trazado de la rasante, conocido el ancho que se va a proporcionar para la circulación del tráfico, y elegido el número de vanos de los que constará el puente, se introduce este modelo en el programa de cálculo *CSiBridge* para comenzar con la modelización.

4.1. CSI BRIDGE

Se trata de un *software* totalmente adaptado a las necesidades de la ingeniería que integra las capacidades de modelado, análisis y dimensionamiento de estructuras de puentes en un único modelo.

Esta herramienta está desarrollada de forma que permite la generación de modelos con geometrías complejas y diversos tipos de cargas y análisis, así como la definición de numerosas tipologías de puentes.

Una vez conocidas las características propias del puente, así como las sollicitaciones a que se encuentra sometido, las características de los materiales empleados y las condiciones impuestas, se introducen éstas en el programa, generando éste un listado de los esfuerzos en todas las secciones del tablero como en las pilas, reacciones en los apoyos y movimientos a lo largo de la estructura.

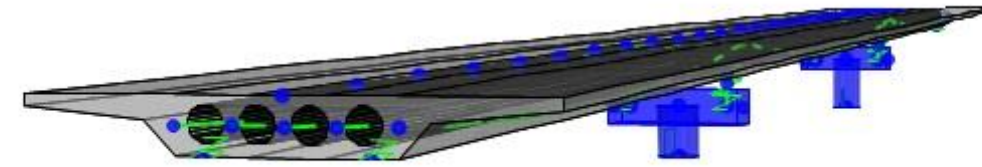


Figura 20. Geometría de la estructura

Una vez definida las dimensiones del puente, se introducirán el valor de las cargas que actúan sobre este, y las combinaciones de las acciones para los casos más desfavorables, según indican los apartados de la *IAP-11*, para obtener los esfuerzos y reacciones a los que estará sometida la estructura, y posteriormente ver si se está por debajo de los límites marcados por la normativa.

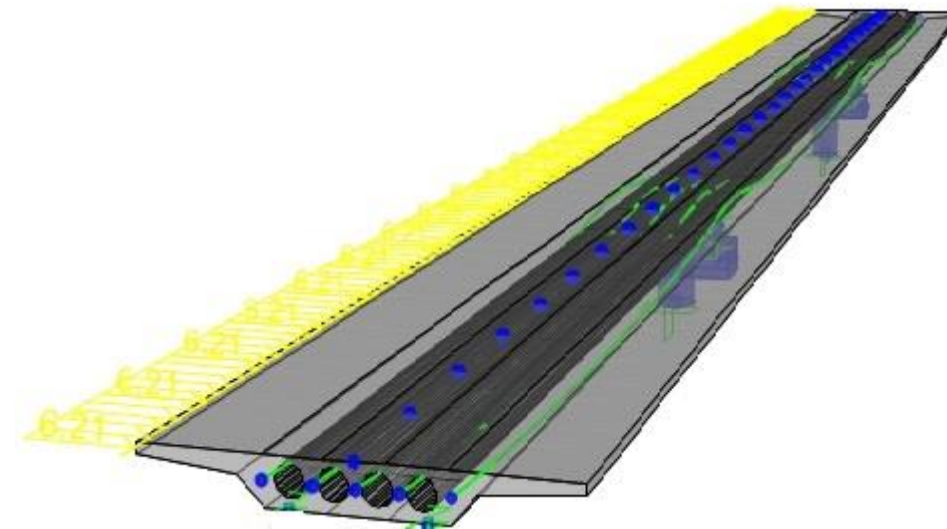


Figura 21. Puente con carga de viento 2



En la Figura 21 se ve representado el tablero del puente, sometido a una carga lineal correspondiente al viento.

Tras definir todas las acciones, y establecer las combinaciones con los coeficientes de simultaneidad y de ponderación especificados en el apartado 3.4 de este anejo, el programa te permite visualizar las leyes de esfuerzos y la deformada del tablero, pilas y estribos.

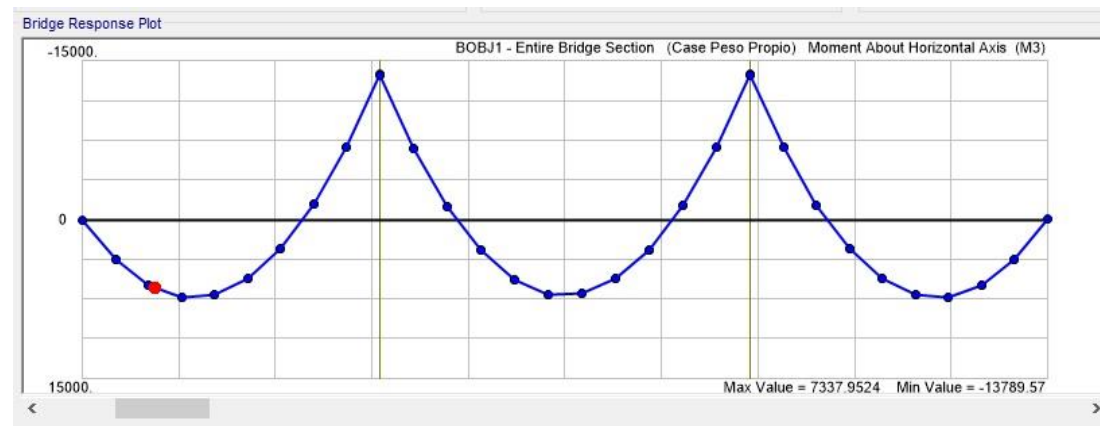


Figura 22. Ley de flectores a peso propio

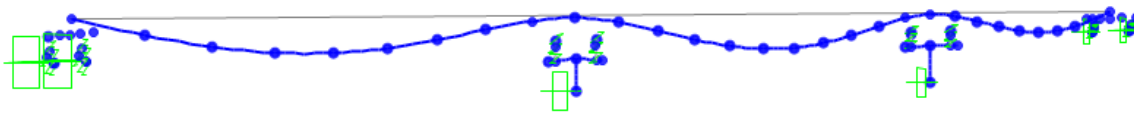


Figura 23. Deformada a peso propio

42 Prontuario informático EHE

El prontuario informático es una herramienta de cálculo de secciones de hormigón utilizada en el proyecto de estructuras e implementada por el IECA (Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones).

La versión utilizada adapta su contenido a las novedades introducidas por la instrucción EHE-08.

El programa está diseñado separado en los siguientes bloques:

- Materiales
- Secciones
- E.L.S.

- E.L.U
- Análisis
- Ejecución y control

De esta forma, definiendo la sección deseada a comprobar, su armado y las características de los materiales, la herramienta permite obtener los estados límite a los que puede llegar dicha sección.

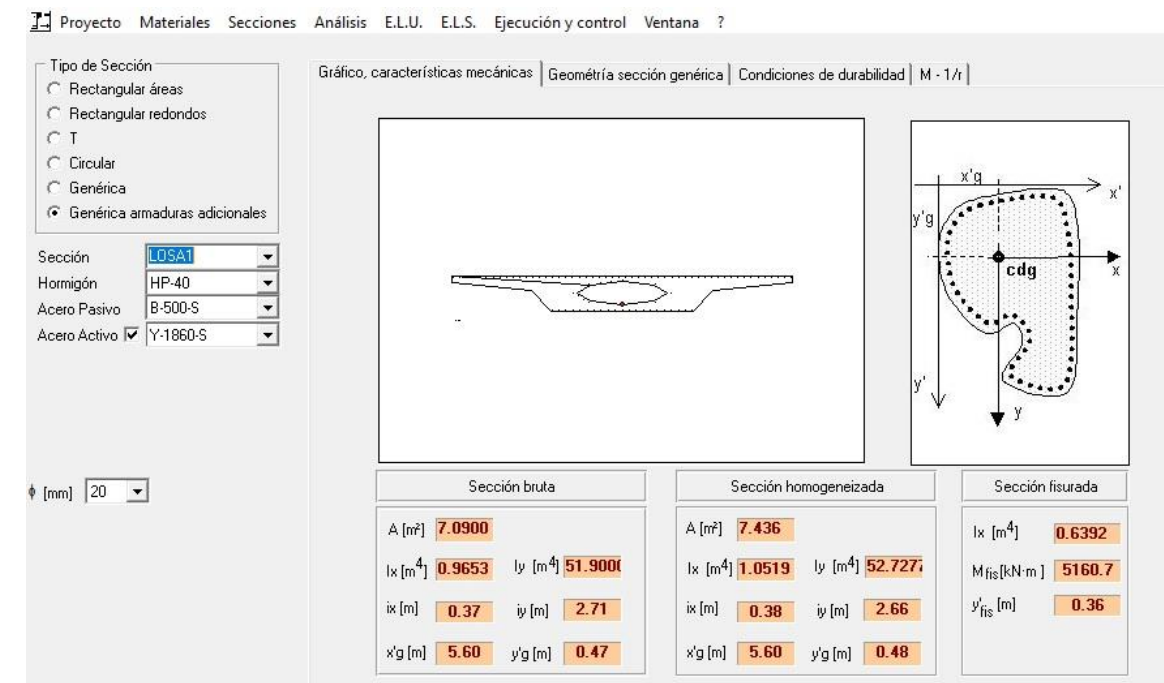


Figura 24. Sección transversal tablero

43 Excel

Excel es un programa informático desarrollado y distribuido por *Microsoft Corp.*

Consiste en un *software* que permite realizar tareas contables gracias a sus funciones, desarrolladas específicamente para ayudar a crear y trabajar con hojas de cálculo.

Para el desarrollo de los cálculos de esta estructura, se ha hecho uso de este programa para la exportación de los resultados de esfuerzos y reacciones proporcionados por los programas de diseño y cálculo, para introducir las formulaciones de la normativa para el cálculo de las acciones, y para ordenar de forma rápida y eficaz los datos que fueran de interés para el cálculo.



5. MATERIALES

Las propiedades de los materiales a emplear en la elaboración del proyecto se han obtenido de las instrucciones y recomendaciones de aplicación (EHE-08, EAE-11, IAP- 11).

5.1. Hormigón

Se han definido diferentes clases de hormigón en función de su utilización en la obra y de las solicitaciones a que se encuentra sometido.

También es necesario definir el ambiente de aplicación del mismo para establecer la clase de exposición, que de acuerdo a la tabla 8.2.2 de la EHE será IIa para las zapatas de las pilas y IIb para el resto de elementos.

5.1.1. Resistencia a compresión

Se consideran las siguientes resistencias características del hormigón de acuerdo a su uso en la obra:

- HM-15: Hormigón de limpieza de resistencia característica 15MPa, empleado para homogeneizar el terreno y garantizar un correcto apoyo de las cimentaciones tanto de zapatas como de estribos.
- HA-25/B/20/IIa: Hormigón armado empleado en las cimentaciones, de resistencia característica 25MPa, consistencia blanda, tamaño máximo del árido de 20mm y ambiente con corrosión de origen diferente de los cloruros en elementos enterrados o sumergidos.
- HA-30/B/20/IIb: Hormigón armado empleado en las pilas y estribos, de resistencia característica 30MPa, consistencia blanda, tamaño máximo del árido de 20mm y ambiente con corrosión de origen diferente de los cloruros en elementos exteriores sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600mm.
- HP-35/B/20/IIb: Hormigón pretensado empleado únicamente en la losa del tablero, de resistencia característica 35MPa, consistencia blanda, tamaño máximo del árido de 20mm y ambiente con corrosión de origen diferente de los cloruros en elementos exteriores sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600mm.

5.1.2. Módulo de elasticidad

Para tener en cuenta la variación del módulo de elasticidad en el tiempo se ha considerado la siguiente expresión:

$$E_c(t) = E_{c,28} \sqrt{e^s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right)}$$

Siendo:

$E_c(t)$	módulo de elasticidad en el instante t
$E_{c,28}$	módulo de elasticidad a los 28 días
t	instante considerado, en días, a partir de la fecha de hormigonado
s	parámetro función del tipo de cemento:
0.20	para cementos de alta resistencia con endurecimiento rápido
0.25	para cementos de resistencia normal con endurecimiento normal
0.38	para cementos con endurecimiento lento

5.1.3. Coeficiente de dilatación térmica

El coeficiente de dilatación térmica del hormigón se tomará igual a $\alpha=1 \times 10^{-5}$.

5.2. Acero de armadura pasiva

5.2.1. Resistencia a tracción

Todos los elementos de la obra se armarán con el siguiente acero:

- B-500 S: barras de acero corrugado soldable de límite elástico 500MPa.

5.2.2. Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad del acero se tomará igual a $E_s=2 \times 10^7$ KN/m².



53. Acero armadura activa

Para la realización del pretensado del tablero del puente, se emplearán torones Y-1860 S7 que se conforman cada uno por 7 alambres de acero, siendo su carga unitaria máxima igual a $f_u=1860\text{MPa}$.

54. Elementos de apoyo

Los elementos de apoyo estarán conformados por neoprenos zunchados, que consisten en una pastilla de neopreno, cuyas dimensiones dependerán de las cargas a las que se encuentren sometidos y de la máxima distorsión angular que tengan que soportar, que tiene en su interior láminas de acero.

Este elemento es el encargado de asegurar un correcto apoyo del tablero del puente sobre las pilas y los estribos para que la transmisión de cargas sea la idónea.

6. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DEL TABLERO

61. Modelo de cálculo

Para llevar a cabo la modelización del puente objeto de este estudio, se ha hecho uso de la herramienta informática CSiBridge, introducida en el punto 4.1 "CSiBridge" de este anejo.

Una vez conocidas las condiciones topográficas del terreno, dónde se encuentra situado y el desnivel que se deberá salvar, se hace un predimensionamiento donde se plantean diferentes tipologías de puentes con distintos números de vanos, y tras pasar por diferentes criterios de selección, se escoge la tipología de puente más sencilla, funcional y económica de entre las soluciones planteadas.

Una vez conocida la tipología a proyectar, se introducirá en el programa de cálculo el cual, como se ha explicado en el punto 4.1, proporcionará el listado de esfuerzos, reacciones y movimientos que experimentará el puente en las diferentes combinaciones de acciones producidas por las acciones a las que estará sometido.

6.1.1. Definición del modelo

La solución escogida como la más óptima de entre las posibles planteadas, consiste en un una losa postesada de canto constante de valor 1,20 metros, un acho de tablero de 11,2 metros, de los cuales 7,00 metros formarán los dos carriles para el paso de los

vehículos, 1,00 metros para los arcenes, y 0,75 metros variables en los extremos del tablero para pretilas, que servirán como elemento de contención de los vehículos. (Cogiendo como referencia el eje, se aumentará su anchura dejando la distancia mínima de arcén. La peana se construirá de anchura variable de tal forma que el conductor no apreciará que un lado del arcén es más estrecho que el otro.).

La estructura, de alineación recta tanto en planta como en alzado, está constituida por 3 vanos de 26,5;32 y 25,6 metros, con una pendiente negativa del -4,81% en su avance de PK, arrancando de una cota de 559,911 metros en el PK 3+257 a una cota de 563,55 metros en el PK 3+340,2.

Se dotará de un bombeo del 2% en la sección que permita la salida del agua transversalmente.

La sección contiene 4 aligeramientos de sección circular de 0,375 metros de radio, separados 1,1 metros entre centros, situado el aligeramiento central en el eje de la sección.

Se ha dispuesto para para la resistencia de esfuerzos y cosido del hormigón un armado pasivo superior de 52 redondos de 25 milímetros de diámetro, y uno inferior de 21 redondos de 20 milímetros de diámetro, con recubrimientos de 5 centímetros de los bordes exteriores respectivamente. En cuanto a la armadura de cortante se ha propuesto una cuantía de armado de 10 ramas de 10 milímetros de diámetro cada 20 centímetros, suponiendo una cuantía de armado de $47,13\text{ cm}^2/\text{m}$.

La armadura activa dispuesta ha consistido en 2 tendones por alma, suponiendo un total de 10 tendones en la sección, de 22 torones por tendón, y 7 alambres por torón.

Según el catálogo VSL STRAND citado en el apartado 3.2.2., se aplicará una fuerza de pretensado de 4.296,6 KN por tendón, para aceros de Y1860 S7, diámetro de 15,7 mm y un $A_p = 150\text{ mm}^2$. Dicho valor es resultado de aplicar el 70% de la fuerza máxima de pretensado.

Para los puentes con una longitud superior a 100-110 metros se tendrá en consideración su ejecución por fases constructivas, llevando a realizar el tablero por fases.

6.1.2. Cargas aplicadas

Las cargas aplicadas en el tablero son las consideradas en el punto 3.2, en base a la normativa especificada en el punto 1.3 de este anejo.



6.2. Leyes de esfuerzos

Para el cálculo de los esfuerzos y reacciones para el diseño del puente, se han introducido en el programa de cálculo *CSiBridge* las combinaciones en E.L.U. y E.L.S. para obtener los casos más desfavorables de carga para los distintos criterios de diseño.

De esta forma, se habrá definido un E.L.U en situación persistente o transitoria, y tres E.L.S para la combinación característica, frecuente y casi-permanente, haciendo distintas combinaciones donde se hacía predominante cada una de las acciones variables.

6.2.1. Ley de axiles

A continuación se expone la ley de esfuerzos resultante de la envolvente de todas las combinaciones en E.L.U. a esfuerzo axil, para obtener gráficamente el máximo axil a tracción y compresión, y el punto del tablero donde se produce:

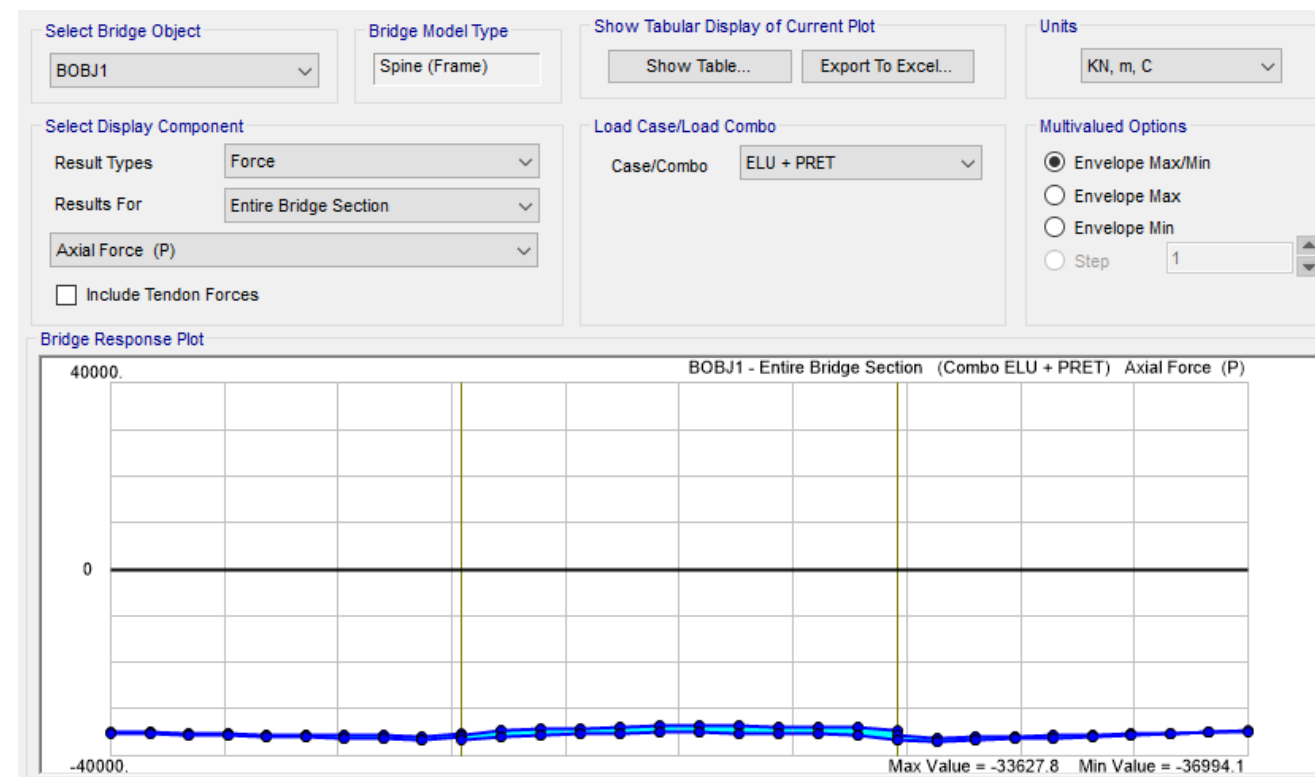


Figura 25. Ley esfuerzos Axil en ELU

Como se observa en la Figura 27, los máximos axiles en E.L.U. producidos por la combinación de todas las acciones, es de -36994,1 KN a compresión.

Este valor es debido a que el axil predominante como esfuerzo en el tablero, es el producido por la acción del pretensado.

6.2.2. Leyes de momentos flectores

La ley de momentos flectores producida como la envolvente de todas las combinaciones en E.L.U. de las acciones sobre el puente es la siguiente:

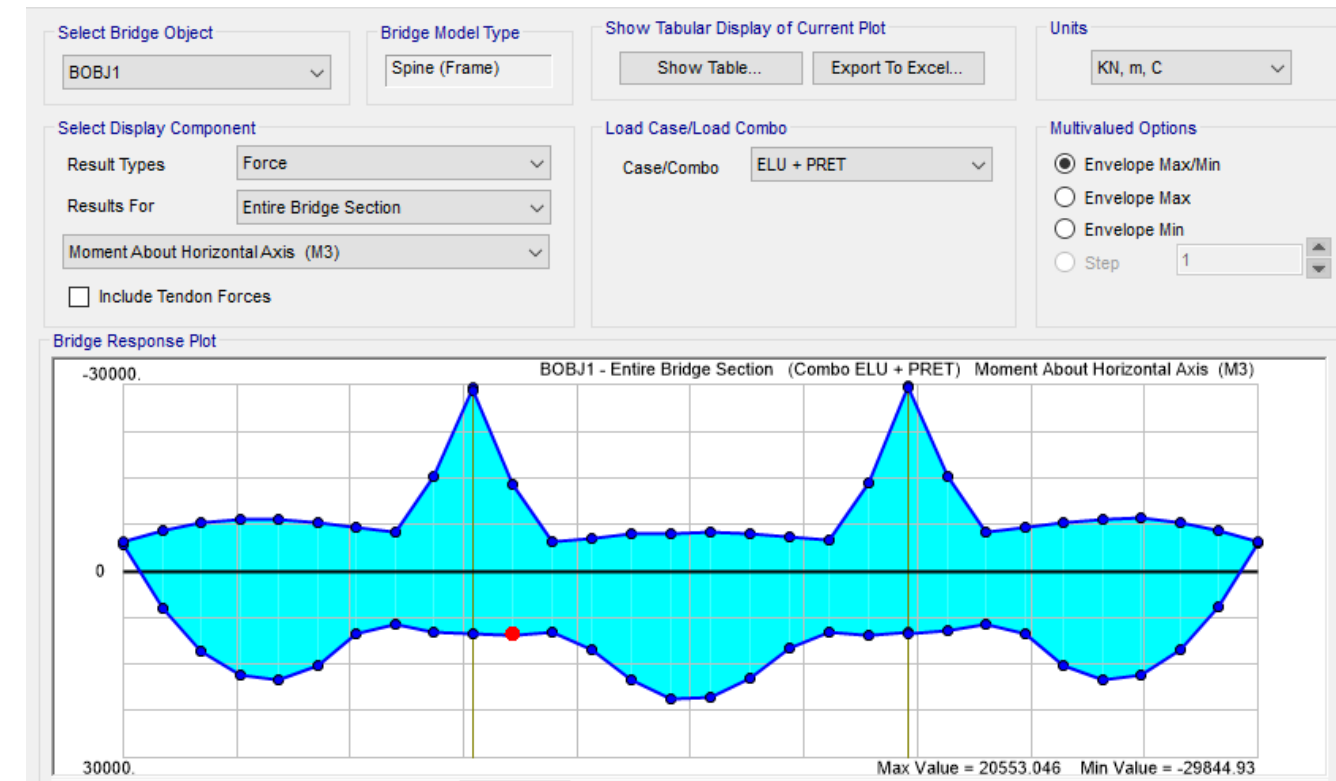


Figura 26. Ley esfuerzos Flector en ELU

En la Figura 28, se observa que los máximos flectores positivos como resultado de la envolvente de todas las combinaciones de acciones tienen lugar en el centro del vano 2, con valor de $M_y = 20.553,05 \text{ KN}\cdot\text{m}$, y que los mínimos flectores se producen en los apoyos, de valor $M_y = -29.884.93 \text{ KN}\cdot\text{m}$.

6.2.3. Leyes de cortantes

De igual forma, se obtienen los máximos cortantes como resultado de las combinaciones en E.L.U. a lo largo de la longitud de todo el puente.

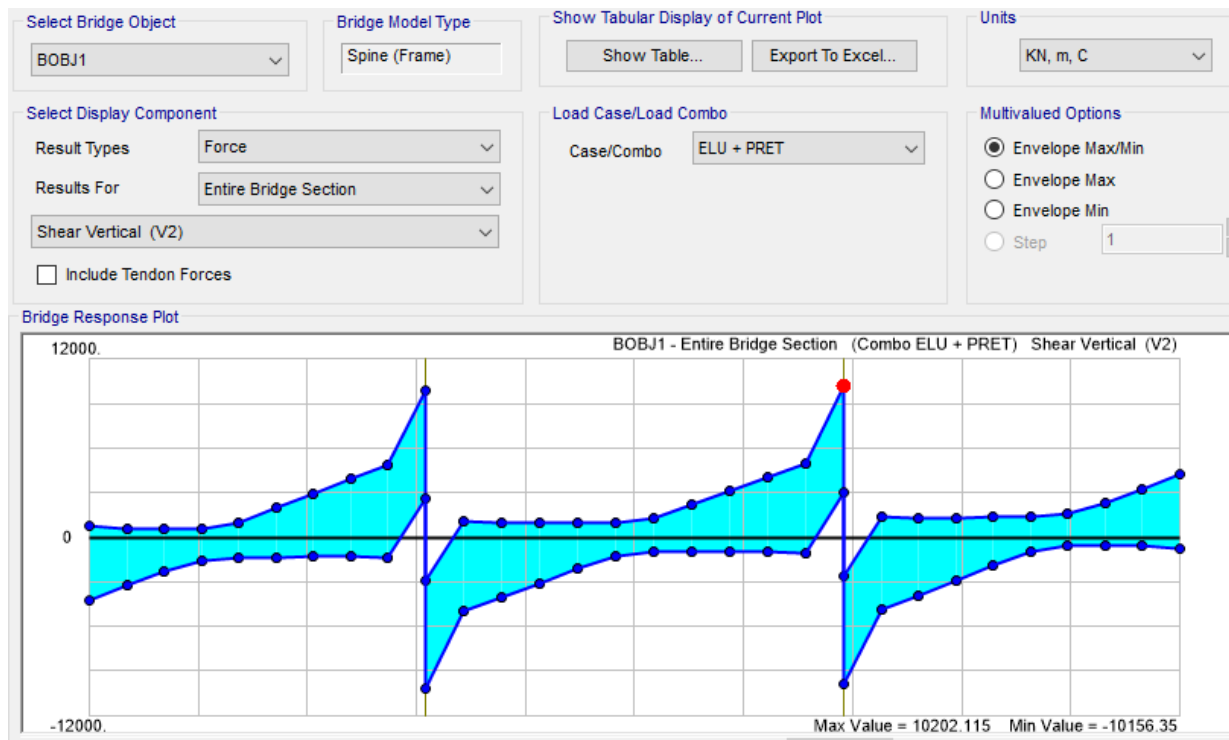


Figura 27. Ley esfuerzos cortante en ELU

Los máximos cortantes se producen sobre los apoyos, de valor $V_z = 10202,115\text{KN}$

6.3. Comprobación ELU

Se llevará a cabo como se ha expuesto en puntos anteriores la combinación en E.L.U de todas las acciones que actúan sobre la estructura, haciendo predominante cada una de las cargas variables, de forma que se obtengan todas las posibles situaciones desfavorables y se pueda realizar el diseño del puente del lado de la seguridad.

En el punto 6.2, a través de las Figura 27, Figura 28 y Figura 29 se ha expuesto la envolvente de todas las combinaciones en E.L.U realizadas.

Deberá comprobarse en las secciones más desfavorables del tablero que los esfuerzos últimos producidos por las acciones, no superan a los esfuerzos últimos resistidos por la estructura.

Definiendo dichas secciones mediante el *Prontuario informático EHE*, introducido en el punto 4.3 de este anejo, se definen los materiales, la geometría de la losa y su cuantía de armado.

Con dichos datos de entrada, en el apartado de E.LU. en flexión compuesta esviada, el programa te proporciona los esfuerzos últimos a los que la sección puede llegar.

Si son superiores a los producidos por la combinación de las cargas, el tablero resistirá las cargas a las que se encuentra sometido.

6.3.1. Comprobación a Flexión:

Para poder realizar la comprobación previamente se ha debido hacer un predimensionamiento.

SECCIÓN	Armado	A_T (cm ²)
LOSA 1(centro de vano 1)	35φ16 arriba 21φ20 abajo	170,83
LOSA 2(centro de vano 1)	2x(6φ20) laterales	
LOSA 3 (pila)	21φ16 arriba 35φ20 abajo 2x(6φ20) laterales	189,79

Tabla 9. Predimensionamiento de armado

Observando la Figura 28 se puede ver que existen 3 secciones críticas: El Momento cálculo positivo en el centro de Vano 1, con valor 17.606 Kn*m y en el centro de Vano 2, con valor 20.553 Kn*m y el Momento de cálculo Negativo en las pilas, con valor -29.844,93 Kn*m.

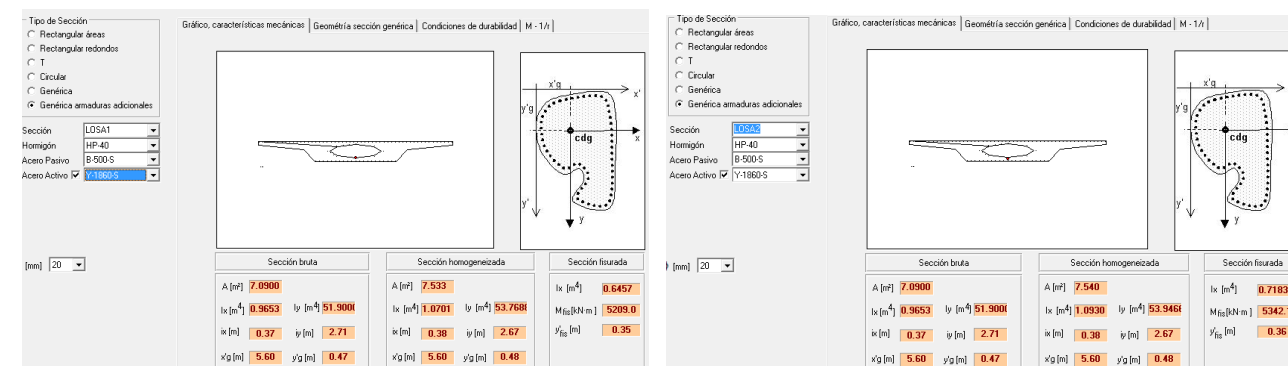


Figura 28. Sección Losa1 centro vano1 Sección Losa 2 centro vano 2

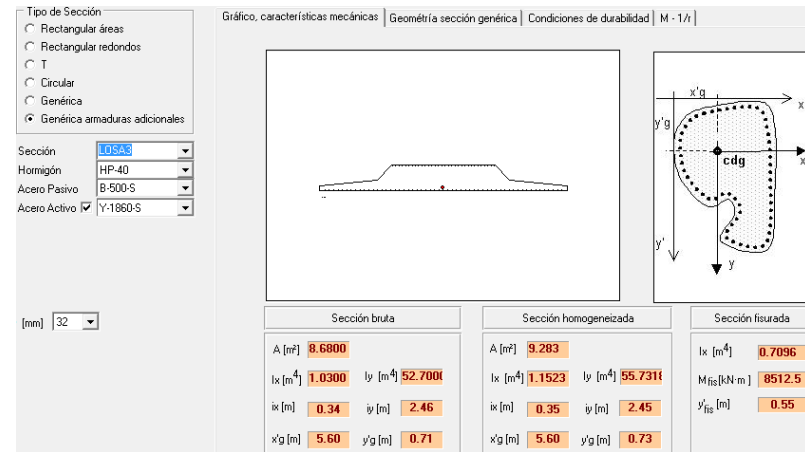


Figura 29. Sección Losa3 en pila

6.3.2. Comprobación a Cortante:

Dicha comprobación se calculará mediante la ayuda de una hoja de excel siguiendo la Normativa de la EHE. El cortante es resistido por las almas, por lo que se utilizará una sección equivalente para realizar las comprobaciones.

El Bridge proporciona el cortante de cálculo Vd en cada una de las secciones del Puente. La comprobación se realizará en la zona de positivos y de negativos que agote la sección. Dichas zonas son el centro de vano 1 y 2 para positivos y el pilar para la zona de negativos, sin embargo, para ésta última al ser una zona maciza no se considera toda la sección, la comprobación se realizará a una distancia igual al canto útil.

La figura 29 proporciona la ley de cortantes dada por el Bridge, cuyo resultado en las secciones antes mencionadas es:

La figura 31 representa la sección de la losa en la pila. Para el cálculo de los negativos ha sido necesario representarla en el Prontuario EHE dada la vuelta y sin aligeramientos, pues dicha sección es maciza en la pila.

SECCIÓN	Vd (Kn)
Centro de vano 1	2.322
Centro de vano 2	2.136
Pilar	-4.975,79

Tabla 11. Agotamiento por cortante Bridge

Los esfuerzos últimos a los que la sección puede llegar, proporcionados por el programa EHE, han sido:

SECCIÓN	Md (Kn*m)	Mxu (Kn*m)
LOSA 1(centro de vano 1)	17.606	44.628
LOSA 2(centro de vano 2)	20.553	50.906
LOSA 3 (pila)	-29.844.93	-42.348

Tabla 10. Agotamiento por flexion prontuario EHE

Según la Norma EHE será necesario comprobar que se cumple simultáneamente:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

Observando la Tabla 9 se puede comprobar que las 3 secciones críticas elegidas resisten, pues el momento de cálculo es menor al Momento ultimo proporcionado por el programa EHE. Por tanto, el tablero resistirá los esfuerzos a los que se encuentra solicitado.

Una vez calculadas las expresiones de la Norma EHE se obtienen los siguientes resultados, los cuales se compararán a los de la Tabla 10.

Si los resultados dados por el Bridge son menores a los de la Norma, cumple; por tanto, no será necesario aumentar la armadura a cortante. En caso contrario se deberá aumentar la cuantía de armado.

SECCIÓN	Vu1(Kn)	Vsu(Kn)	Vcu(Kn)
Centro de vano 1	16.709,34	1.354,67	3023.54
Centro de vano 2			
Pilar			

Tabla 12. Resultados Norma EHE



ALTERNATIVA CENTRO

6.3.3. Comprobación del Voladizo:

Para el cálculo de V_{su} se ha calculado la Armadura mínima necesaria a disponer según la norma EHE, la cual sumada al resultado de V_{cu} no era suficiente, pues no cumplía $V_d \leq V_{u2}$. Por tanto, ha sido necesario aumentar dicho armado a un $\phi 10/20$.

Vsu			
Amin	0.00193667 m ² /m	A90nec	0.0047137 m ² /m
fyad	400 Mpa	fyad	400 Mpa
bo	1.66 m	bo	1.66 m
d	1.15 m	d	1.15 m
z	1.035 m	z	1.035 m
Vsu	1354.467 Kn	Vsu	3296.649 Kn
la minia según la norma		la necesaria (la que yo voy a poner)	

Vd=Vcu + Vsu	
Vsu=Vd-Vcu	
Vsunec=	1951.459 Kn
ϕ A90nec	0.010356 m
ϕ A90nec	11 mm
A90nec = ESTRIBOS	ϕ 10/20
Ramas	10

Vd ≤ Vcu + Vsu		
Vd	Norma	La necesaria
4975	4378.01	6320.19
	no cumple	cumple
		A90 (5 ϕ 10/20)

$$V_{su} = z \cdot \sin \alpha (\cotg \alpha + \cotg \theta) \sum A_{v, fyad}$$

La separación longitudinal s_t entre armaduras transversales deberá cumplir las condiciones siguientes para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón sometido a compresión oblicua:

separación longitudinal máxima de la armadura transversal:

$$s_t \leq 0,75d(1 + \cotg \alpha) \leq 600 \text{ mm} \quad \text{si } V_{ed} \leq \frac{1}{5} V_{u1}$$

$$s_t \leq 0,60d(1 + \cotg \alpha) \leq 450 \text{ mm} \quad \text{si } \frac{1}{5} V_{u1} < V_{ed} \leq \frac{2}{3} V_{u1}$$

$$s_t \leq 0,30d(1 + \cotg \alpha) \leq 300 \text{ mm} \quad \text{si } V_{ed} > \frac{2}{3} V_{u1}$$

1/5 Vu1	3341.87 Kn
2/3 Vu1	11139.56 Kn
Vd	4975 Kn

st ≤ 450 mm

Como además existe armadura de compresión, deberá cumplir:

$$s_t \leq \min (15 \cdot \phi_{min}; b; h; 30 \text{ cm})$$

st ≤ 240 mm

De las 2 comprobaciones escogemos la más restrictiva (la menor):

st ≤ 24 cm

Luego el criterio escogido anteriormente de colocar $\phi 10$ cada 20 cm es correcto.

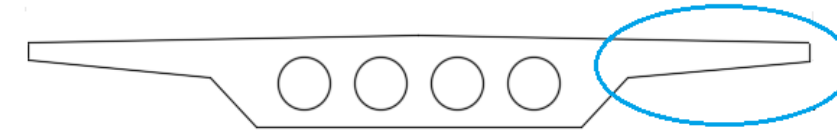


Figura 30. Sección transversal del puente

Para saber la disposición de armado en sección transversal será necesario el cálculo del Momento en la sección del voladizo. Para ello, se realiza una tabla como la reflejada en el Figura 33 en la que aparecen todos los esfuerzos sobre dicho voladizo. Los cálculos realizados se han hecho para una sección rectangular de 1 metro de ancho por 0.5 metros de espesor.

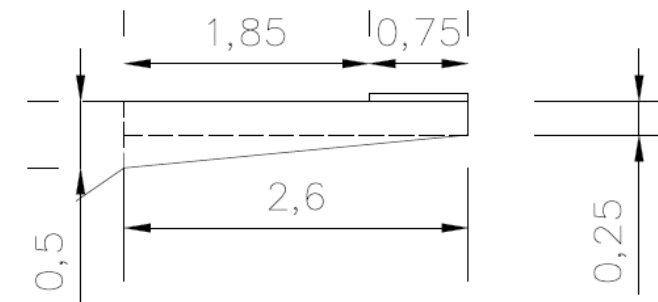


Figura 31. Sección voladizo

En la figura 34 aparece la sección donde actúan todas las cargas a considerar para la obtención del Momento de cálculo M_d .

FUERZA	F(KN)	D (m)	γ_d	Mdi (Kn*m)
Peso propio 1	16.25	1.30	1.35	28.51875
Peso propio 2	8	0.87	1.35	9.5004
Pavimento	6.38	0.93	1.35	7.97014688
Peana	4.69	2.23	1.35	14.0800781
Pretil	0.20	2.23	1.35	0.60075
SC	16.65	0.93	1.50	23.101875
Carro	150.00	1.55	1.50	348.75
			Md	432.522

Tabla 13. Obtención Momento de cálculo

Una vez obtenido el Momento de cálculo M_d se pasará a calcular la cuantía de armado necesaria. Para ello se utilizará el Prontuario informático EHE.



ALTERNATIVA CENTRO

Profundidad [m]	Armadura [cm ²]	Deformación	Tensión [MPa]
0.050	0.0	0.4	0.0
0.450	23.3	-10.0	434.8

At_est [cm²] = 23.3

φ [mm]	12	14	16	20	25
n°φ	21	16	12	8	5
n° capas	2	1	1	1	1
At [cm ²]	23.8	24.6	24.1	25.1	24.5
wk [mm]	0.26	0.27	0.30	0.32	0.39

Tabla 14. Obtención cuantía armado transversal

Según los resultados obtenidos, se necesitará una armadura transversal de valor At=23.3 cm².

Las opciones de disposición de armado vienen dadas por la tabla 15 ofrecida por el prontuario, eligiendo 5φ25 separados cada 20cm y con una cuantía igual a 24.5 cm². Como armadura inferior se colocará φ16/20 para cerrar.

6.3.4. Comprobación a Torsor:

El Estado Límite de Agotamiento por torsión puede alcanzarse, ya sea por agotarse la Resistencia a compresión del hormigón o por agotarse la Resistencia a tracción de las armaduras dispuestas. Se debe comprobar, por tanto, que se cumple simultáneamente:

$$T_d \leq T_{u1}$$

$$T_d \leq T_{u2}$$

$$T_d \leq T_{u3}$$

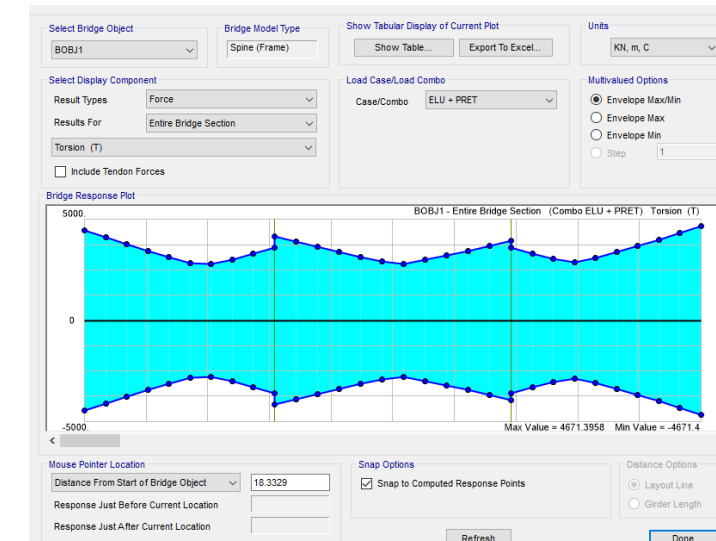


Figura 32. Ley de esfuerzos torsores en ELU

La figura 34 proporciona la ley de torsores dada por el Bridge, cuyo valor es Td=4.671Kn*m, éste se comparará con los resultados de las fórmulas proporcionadas por la Norma EHE. El Torsor se calcula para la sección más desfavorable, es decir, la que menos cuantía de armado longitudinal tiene, pues si cumple para ella cumplirá para las demás. Entre ellas estaban la Sección Losa 1 y Losa 2, pertenecientes a los centros de vano 1 y 2 respectivamente y la Sección Losa 3, perteneciente a la Pila 1.

Tu3 se calcula para un área encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo (Ae). La figura 35 refleja dicha área:

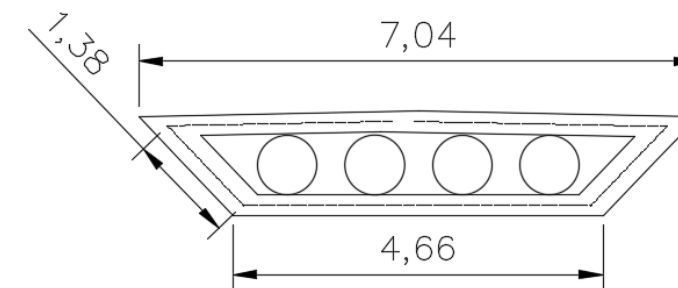


Figura 33. Geometría equivalente para el Torsor

Por tanto, la cuantía de armado de cada una de las secciones irá en función de la longitud de los lados de dicha sección, reflejada ya en la figura anterior:



SECCIÓN	Armado	A_T (cm ²)
LOSA 1(centro de vano 1)	35φ16 arriba 21φ20 abajo	170,83
LOSA 2(centro de vano 2)	2x(6φ20) laterales	
LOSA 3 (pila)	21φ16 arriba 35φ20 abajo 2x(6φ20) laterales	189,79
Sección más desfavorable	LOSA 1 Y 2	

Tabla 15. Cuantía armado equivalente

Una vez realizados todos estos cálculos previos, se comprueba que el Torsor de cálculo cumple en la LOSA 1 Y 2:

Torsor de cálculo Td (Kn*m)	Torsor de Agotamiento (Kn*m) LOSA 1 Y 2		
	Tu1	Tu2	Tu3
4.671	14.268,84	7.432,42	3.283,43
	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE

Tabla 16. Ley de esfuerzos torsores en ELU

El Torsor producido en la sección más desfavorable del tablero supera al máximo esfuerzo torsor que puede resistir las armaduras longitudinales Tu3, por tanto, debido a un problema de Torsor será necesario recalcular dicha cuantía de armadura, aumentando su valor.

Debido a esto, será necesario también comprobar la torsión en la otra sección desfavorable (sección pila por si no cumpliera tampoco:

Torsor de cálculo Td (Kn*m)	Torsor de Agotamiento (Kn*m) LOSA 3		
	Tu1	Tu2	Tu3
4.671	14.268,84	7.432,42	3.647,85
	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE

Tabla 17. Ley de esfuerzos torsores en ELU

Se establece una nueva cuantía de armado cons sus respectivas comprobaciones:

SECCIÓN	Armado	A_T (cm ²)
LOSA 1(centro de vano 1)	35φ25 arriba 21φ20 abajo	275,47
LOSA 2(centro de vano 2)	2x(6φ20) laterales	
LOSA 3 (pila)	21φ20 arriba 35φ25 abajo 2x(6φ20) laterales	275,47
Sección más desfavorable	cualquiera	

Tabla 18. Nueva cuantía de armado equivalente

Torsor de cálculo Td (Kn*m)	Torsor de Agotamiento (Kn*m)		
	Tu1	Tu2	Tu3
4.671	14.268,84	7.432,42	5.294,66
	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 19. Ley de esfuerzos torsores en ELU

El armado final recalculado debido a dichos problemas de torsor queda de la siguiente forma:

SECCIÓN	Armado
LOSA 1(centro de vano 1) LOSA 2(centro de vano 2) LOSA 3 (Pilar 1)	52φ25 arriba 21φ20 abajo φ20/20 laterales



64. Comprobación ELS

De igual forma que para los E.L.U, se han llevado a cabo para E.L.S combinaciones de todas las acciones actuantes en el tablero para la situación de proyecto persistente o transitoria, en combinación característica, frecuente y casi-permanente, buscando las cargas más desfavorables para diseñar del lado de la seguridad.

64.1. Estado Límite de Fisuración

Deberá de comprobarse que las tensiones desarrolladas en el tablero en combinación frecuente, no superará la resistencia media a tracción del hormigón, como se indica en el Artículo 39 "Características del hormigón" de la EHE-08, y cuya expresión es:

$$F_{ct,m} = 0,3f_{ck}^{2/3}$$

A partir de las tensiones proporcionadas por el CSiBridge a lo largo de toda la longitud del tablero, se extraerán las máximas tensiones a tracción desarrolladas, y se compararán con la limitación a tracción impuesta por la normativa.

De esta forma, las tensiones en la losa se desarrollan son:

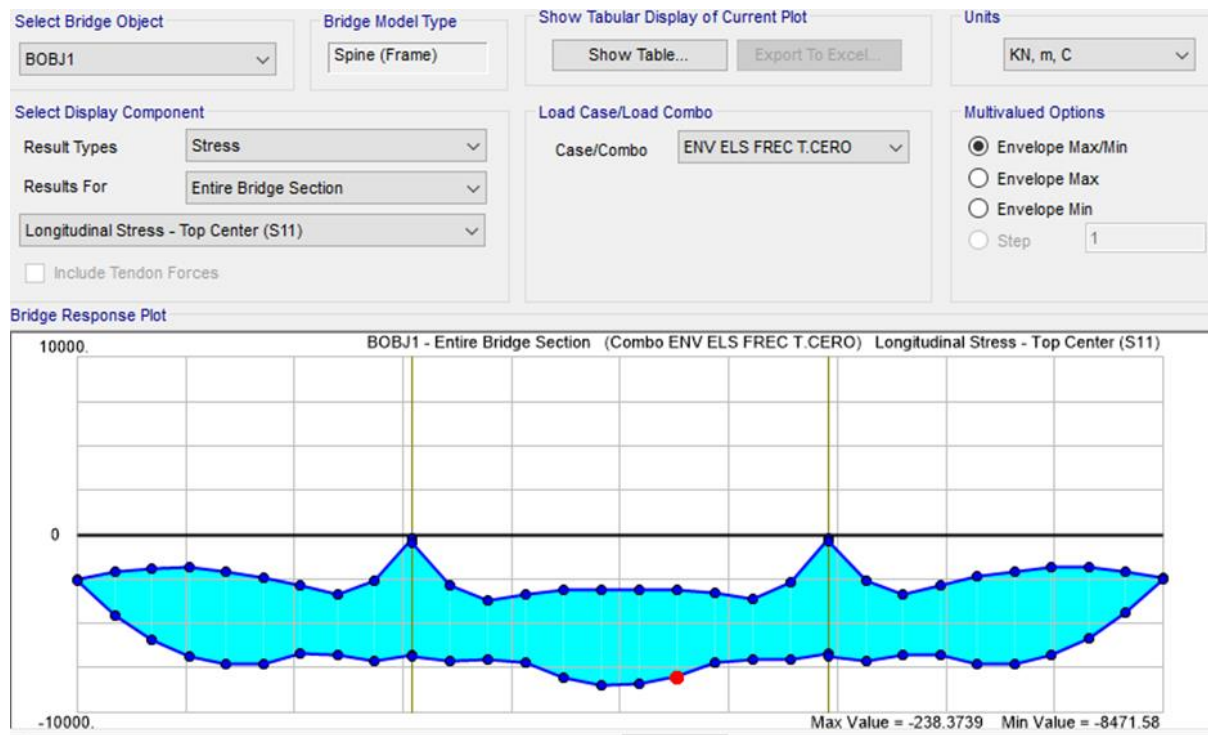


Figura 34. Tensiones tablero ELS FREC A TIEMPO 0

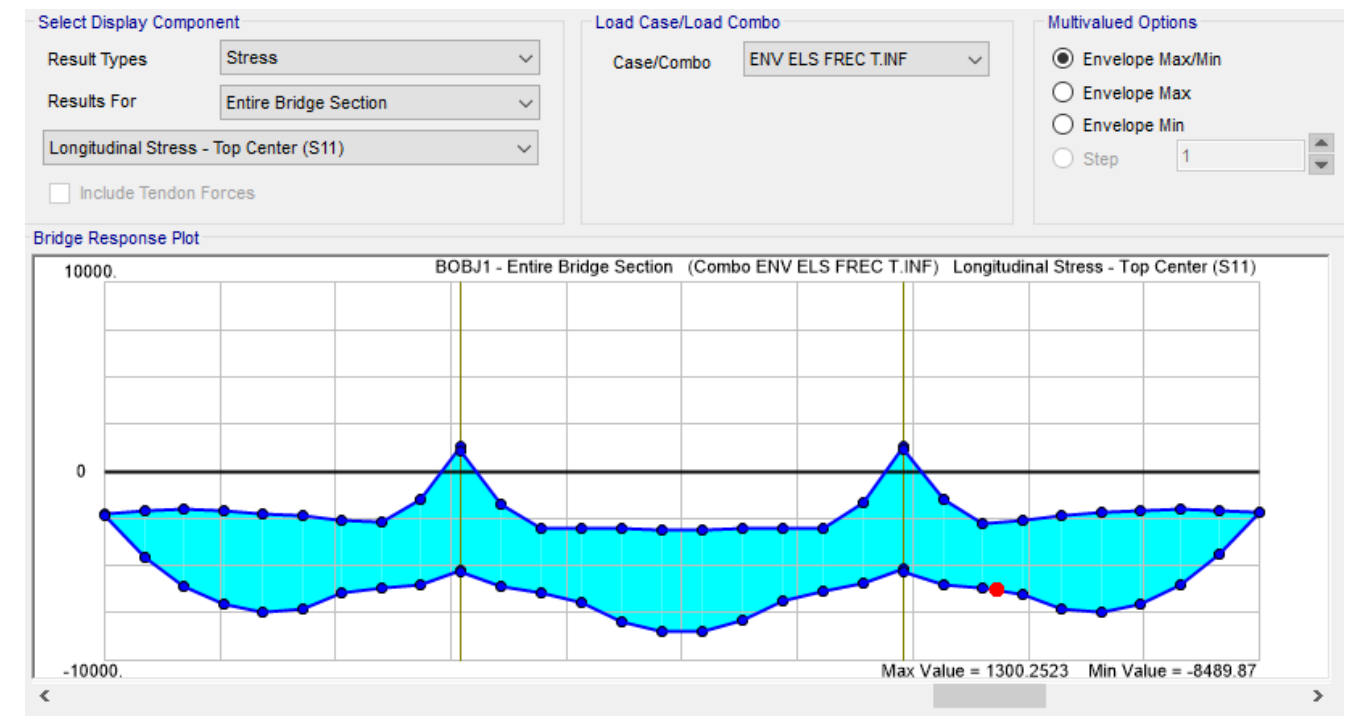


Figura 35. Tensiones tablero ELS FREC A TIEMPO INFINITO

Como se observa en la Figura 31, a lo largo de la fibra superior del tablero, las tensiones que se desarrollan son todas de compresión, por lo que se cumplirá con la limitación de tracción de la normativa, al tener toda esa zona comprimida.

Sin embargo, en la Figura 32 se observa que en la zona de las pilas existe tracción con valor de 1.30 Mpa. La limitación a tracción impuesta por la normativa dice que no se ha de superar los 1,35Mpa, por lo que al dar un valor menor en ek Bridge se cumple.



7. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE PILAS

Para el cálculo seccional de las pilas, se ha hecho uso de las herramientas informáticas CSiBridge y el *Prontuario informático EHE* para el cálculo de esfuerzos y reacciones en las secciones más desfavorables, y para comprobar que los esfuerzos últimos no son excedidos respectivamente.

7.1. Esfuerzos de cálculo

Tras definirse la geometría y el valor de las cargas de la estructura mediante la herramienta informática CSiBridge, se obtienen los listados de esfuerzos y reacciones tanto en el tablero como en estribos y pilas.

En dicho programa, se introducen las dimensiones de la pila que a priori se decide establecer. Habrá que indicar la altura de las pilas, su diámetro y los materiales de los que está compuesta.

Los esfuerzos que se extraerán del programa de cálculo, son los resultantes de las diferentes combinaciones en E.L.U. que se han llevado a cabo, haciendo predominantes las diferentes acciones variables para obtener los casos más desfavorables.

7.2. Esfuerzos de segundo orden

Para el caso de pilas de gran altura, un factor importante a considerar en el diseño y comprobación de las mismas son los esfuerzos de segundo orden, es decir, el pandeo, de forma que la pila cumpla con los requisitos necesarios de seguridad para transmitir correctamente los esfuerzos que le vienen impuestos desde el tablero.

En el Puente objeto de estudio la altura de la pila mayor es de 4,47 metros, por lo que no se llevará a cabo dicha comprobación.

7.3. Dimensionamiento geométrico y cuantía de armado

El dimensionamiento de la pila, tanto geométrico como de armado, ha sido preestablecido para el cumplimiento de los requisitos mínimos de uso de material.

7.3.1. Armado cabeza pila:

Para poder realizar el armado de la cabeza de la pila se ha de comprobar que existe una correcta transferencia de carga de la ménsula corta al pilar. Se corroborará que es capaz de llevar todas las cargas a la base del pilar.

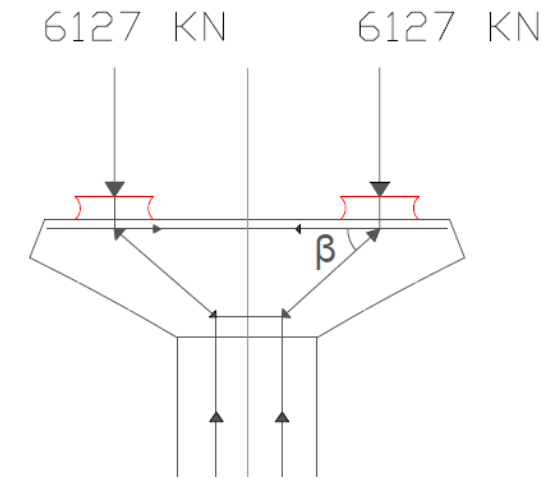


Figura 36. Mecanismo resistente en cabezera de la pila

La cabeza de la pila se asemejará a una ménsula corta. Ésta pertenece a una región D, en la que en la zona de discontinuidad se utilizará el Método analítico de Bielas y Tirantes reflejado en la figura 33.

Las fuerzas en los extremos del cabezera son similares, por tanto, contribuye a una mayor simplicidad de cálculo.

Una vez obtenidos los esfuerzos y la comprobación de equilibrio en cada uno de los nudos se procede al dimensionamiento de la armadura mediante la fórmula siguiente:

$$T_{td} = F_{vd} \operatorname{tg} \theta + F_{hd} = A_s f_{yd}$$

Por tanto, el armado a disponer tras los cálculos oportunos expuestos en la figura 34 es 2 filas de 14 ϕ 25.



ARMADURA A DISPONER				
N	6127.00			
α	55.00			
tg α	1.17			
T1d	5236.75 Kn			
f _{yd}	400.00 Mpa			
As	130.92 cm ²	armadura a disponer		
n° de redondos	ϕ 20	3.14 cm ²		42
	ϕ 25	4.91 cm ²		27
	ϕ 32	8.04 cm ²		16

Figura 37. Cuantía armado cabecero pila

7.3.2. Armado base pila:

Se propone para Puente objeto de este estudio, compuesto por 2 pilas de 1,5 metros de lado y 1,2 metros de ancho, un armado inicial tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal y se comprueba que cumple en ambas direcciones.

La dirección longitudinal se predimesiona con una distribución de armado de 32 redondos de 20 milímetros de diámetro, con un recubrimiento de 5 centímetros. En la dirección transversal se va probando distintas combinaciones entre el número de ramas, diámetro de barra y separación hasta que cumpla que el cortante de cálculo es menor al cortante ultimo que va dando el Prontuario EHE.

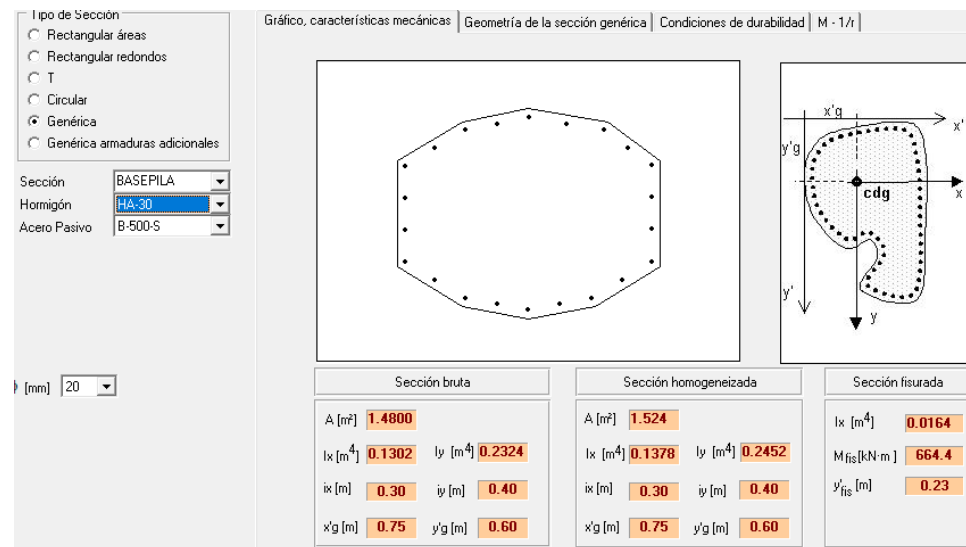


Figura 38. Predimensionamiento Pila 1

7.4. Comprobación de la sección

Para comprobar que los esfuerzos obtenidos en E.L.U en las distintas combinaciones proporcionadas por el programa informático no son superiores a los esfuerzos últimos que resiste la sección, se recurrirá al *Prontuario informático EHE*, donde se definirán las características de los materiales, la geometría de la sección y la distribución de armado.

En la opción *E.L.U, Flexión Compuesta Esviada y E.L.U. Cortante* del prontuario, se introducirán los esfuerzos más desfavorables extraídos de las diferentes combinaciones en E.L.U. llevadas a cabo, y se comprobará que en la sección más desfavorable, los esfuerzos últimos no son superados.

De no ser así, se tendría que redimensionar hasta cumplir con la resistencia última en el elemento de hormigón.

➤ Comprobación a Flexión:

Para ello se recopilan una serie de esfuerzos más desfavorables, dependiendo de la combinación que se emplee para su cálculo. Se trata de buscar las combinaciones que den el Máximo Axil y el mínimo, cons sus respectivos momentos en X y Y.

COMBINACIONES PILA 1						
	Nd(KN)	Fb	Fl	My(kn*m)	Mz(kn*m)	
	V	F1	F2	F3	Mb	Mi
		F1	F2	F3	M2	M3
COMB 9	14470.07	142.94	211.69	318.04	5012.55	
COMB 7	14470.07	55.28	211.69	318.04	4669.40	
COMB 10	13965.84	142.94	210.98	319.85	5012.55	
COMB 8	13965.84	55.28	210.98	319.85	4669.40	
COMB 5	12722.08	37.89	177.99	120.50	4375.57	
COMB 6	12217.85	37.89	177.29	122.30	4375.57	
COMB 3	9465.58	0.00	42.69	-108.87	0.00	
COMB 4	8961.36	0.00	41.99	-107.07	0.00	
COMB 1	9462.41	146.101	12.7751	-32.58	571.92	
COMB 2	8958.18	146.101	12.0677	-30.77	571.92	

Tabla 20. Valores Nd para las distintas combinaciones Pila 1

Para su comprobación se ha empleado el el diagrama de interacción de momentos para el áxil mínimo y el axil mínimo que puede aparecer sobre la pila, reflejados en LA Tabla 15.

- De los que tengan mayor axil cogeré $N_{d\max}=14470.07$ KN.
- De los que tengan menor axil cogeré $N_{d\min}=8958$ KN

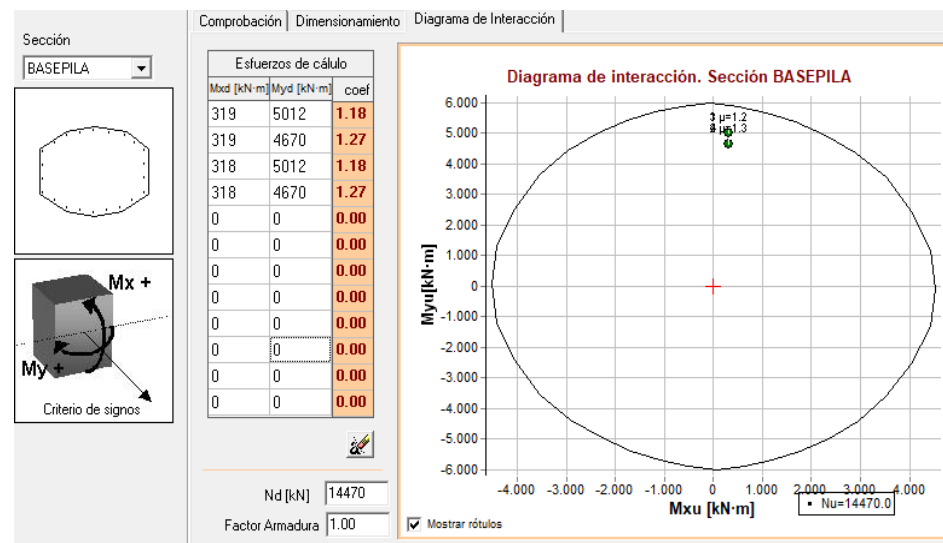


Figura 39. Diagrama de interacción para Axil máximo de la pila 1

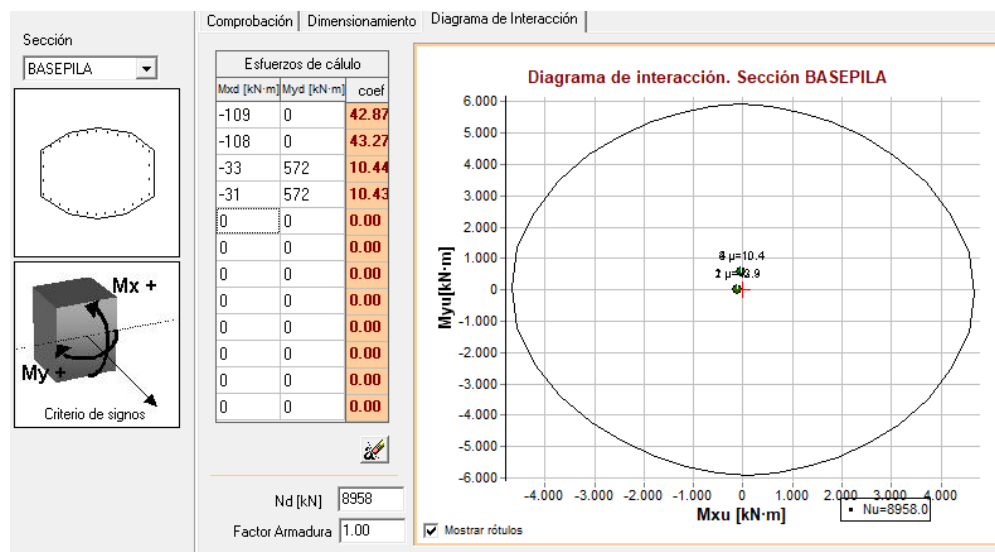


Figura 40. Diagrama de interacción para Axil mínimo de la pila 1

En el caso de que algún punto cayera fuera del diagrama de interacción se pasaría a aumentar la cuantía de armado hasta comprobar que la sección soporta los esfuerzos a que se encuentra sometida.

Una vez comprobadas las combinaciones de la tabla 15, las gráficas obtenidas demuestran que la sección resiste, pues todos los puntos están dentro del diagrama de interacción. La armadura propuesta al inicio es válida.

El procedimiento para el cálculo del armado de la Pila 2 es exactamente el mismo, reflejándose éste en el Apéndice IV, cuyo resultado dará que el armado longitudinal es el

mismo en ambas pilas, por consecuente y tal como se describe en el apartado siguiente, el armado en la sección transversal coincidirá en ambas pilas.

➤ **Comprobación a Cortante:**

En la dirección transversal se procede a diseñar dos secciones equivalentes para poder realizar los cálculos a cortante en el Prontuario EHE. Para ello, el armado utilizado es el calculado en la dirección longitudinal.

Las comprobaciones se harán del lado de la seguridad, es decir, con axil cero, pues el axil lo que hace es favorecer el cortante, me dará mayor axil último. Si cumple para esto cumplirá para el resto.

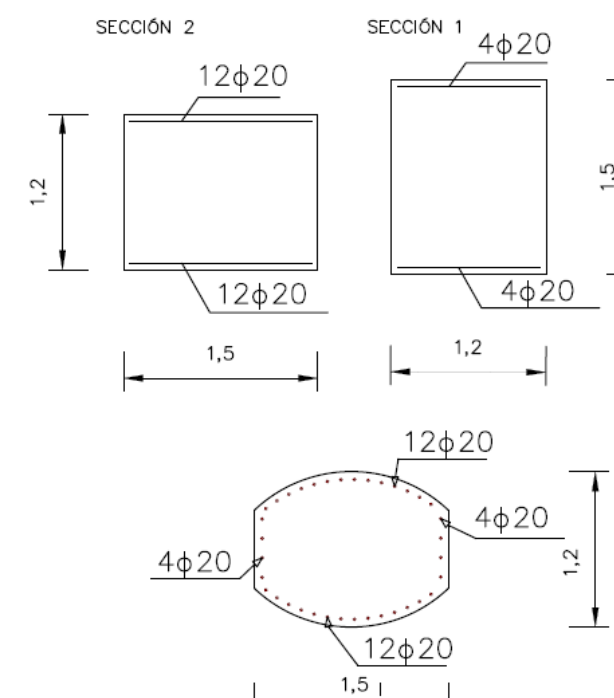


Figura 41. Secciones equivalentes a cortante

Se va proponiendo una serie de cuantías de armado en las que se define el diámetro, la separación entre armaduras y el número de ramas a utilizar y el programa nos devuelve el cortante último que pertenece a dicha cuantía. Cumplirá en el momento en que el cortante de cálculo, calculado para las distintas combinaciones, es menor al cortante último dado por el Prontuario EHE.

Vd Pila 1(KN)	Vd Pila 2(KN)	Vu sección 1(KN)	Vu sección 2(KN)
211,69	579,08	1.164,1	1.253,1

Tabla 21. Comprobación resistente a Cortante Pilas



El armado a disponer en ambas pilas en sección transversal es cercos de 4 ramas de 10 milímetros de diámetro separados cada 20 centímetros.

El armado final quedaría de la siguiente forma:

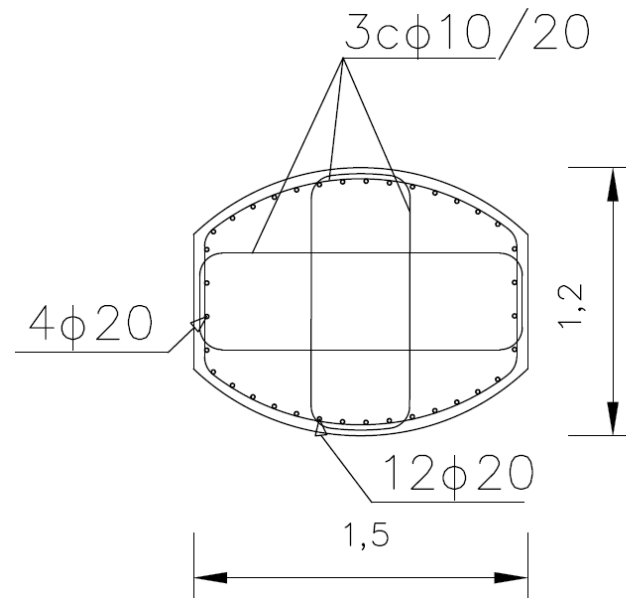


Figura 42. Armado de las Pila

8. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIÓN

8.1. Aspectos geotécnicos

Para el cálculo y dimensionamiento de la cimentación, se hará uso de los esfuerzos producidos por cada una de las cargas en la base del pilar.

Para la estabilidad de la pila se cogerán los esfuerzos que se utilizarán para el dimensionamiento son el del peso propio, la carga muerta, la sobrecarga de uso y viento.

Se partirá, de la misma forma que para el dimensionamiento de la pila, de una geometría preestablecida.

Según la guía de cimentaciones en obras de carretera(GCOC) se deberán realizar para cimentaciones superficiales las comprobaciones de estabilidad global, hundimiento, deslizamiento, vuelco y rotura del elemento estructural de cimentación frente esfuerzos en Estado Límite de Servicio para combinación característica. Atendiendo a los datos que el estudio geotécnico ofrece, el terreno sobre el cual se asienta las cimentaciones del segundo puente es de tipo TK consistente en Margas abigarradas con yesos y sales solubles con una Resistencia a Compresión Simple de 8Mpa y un peso específico seco de 18KN/M³.

CÁLCULOS Y DATOS PREVIOS ZAPATA 1:

- 1) Las pilas del Puente objeto de estudio trata de cimentaciones con excentricidad en dos direcciones, pues el axil no es centrado, por lo que tendremos reacciones en ambos sentidos de la Zapata:

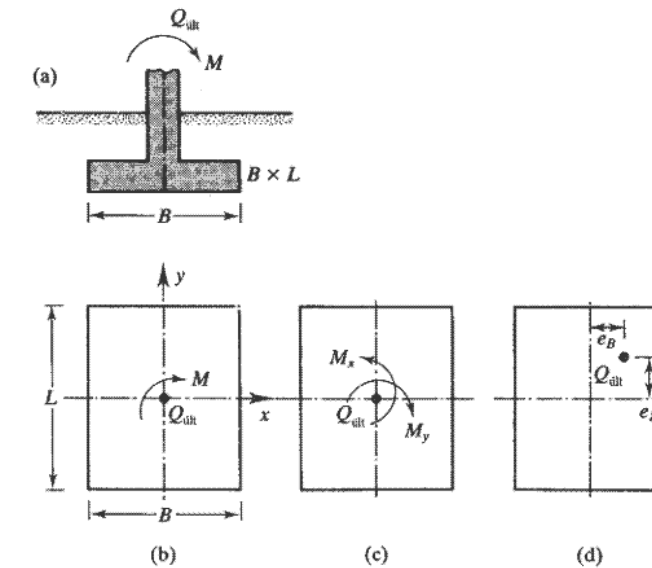


Figura 43. Armado de las Pila

- 2) Se considerará el plano de cimentación horizontal, por lo que la acción tendrá componente vertical únicamente y no existirá inclinación.
- 3) Se cumplirá la condición de Zapata rígida para ello el vuelo debe ser menor a dos veces el canto: $v \leq 2h$. Con esto se consigue que la transmisión de las tensiones del terreno a la cimentación sea uniformes.
- 4) Tras el estudio hidráulico, en el barranco de paso del Puente a dimensionar, para un período de retorno de $T=500$ años, se produce un caudal $Q = 41.9 \text{ m}^3/\text{s}$ provocando una socavación local de $y_s = 1.20 \text{ m}$, mínima profundidad de cimentación a partir de la cual debe estar la zapata (cara superior) de dicha pila. Por tanto, la profundidad D estará condicionada por dicha socavación únicamente en la Pila 1.

$$D \geq H + \text{profundidad socavación}$$

socavación	1.2 m
H	1.2 m
D \geq	2.4 m
D=3m	

- 5) Se tantean unas dimensiones de zapata en el programa Excel, el cual calcula los



coeficientes de seguridad para dichas dimensiones. Si son aceptables da el valor en verde y sino se redimensiona la Zapata hasta que sean aceptables.

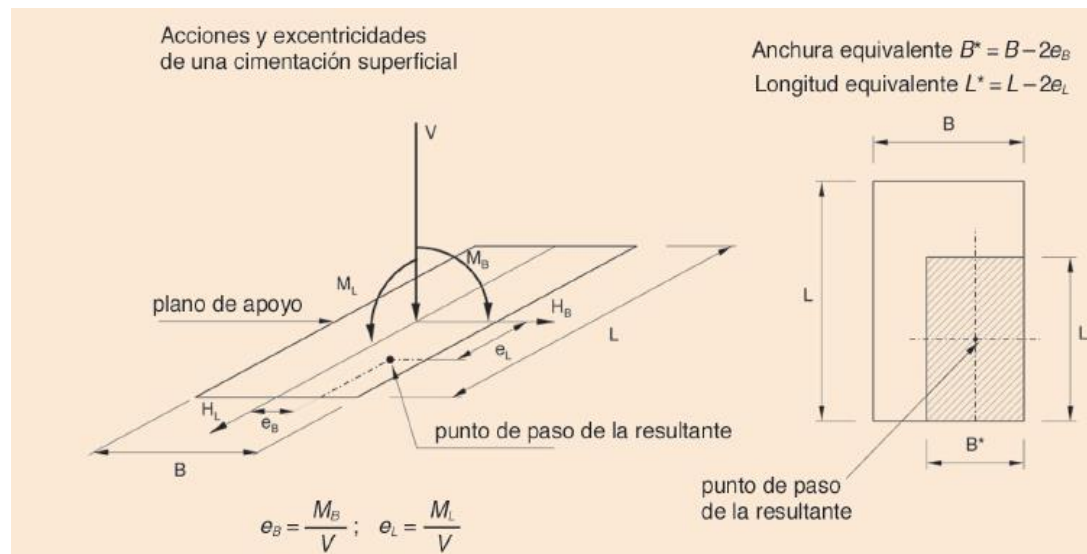
B (m)	L (m)	H (m)
4	4	1.2

6) Cálculo de la presión vertical media y de la inclinación de la resultante que será necesario para comprobar la seguridad frente a hundimiento, deslizamiento y vuelco.

$$P_v = \frac{V}{B^* \cdot L^*}$$

Donde:

- p_v = Presión vertical media.
- V = Componente vertical de la resultante efectiva de las acciones.
- B^* = Anchura equivalente.
- L^* = Longitud equivalente.



ZAPATA 1 ELS					
	F1	M2	M3	F2	F3
	V (KN)	Mb (KN*m)	Ml (KN*m)	Fb	Fl
Máximo V	10347.63	209.62	3456.09	124.51	142.07
Máximo Mb	9974.13	210.95	3112.93	36.85	141.55
Máximo Ml	10347.63	209.62	4375.57	124.51	142.07
Máximo Fb	7009.19	-24.13	571.92	146.10	9.46
Máximo Fl	10268.87	128.94	4375.57	37.89	174.68

Tabla 22. Combinación de acciones

La anchura y longitud equivalentes para las distintas combinaciones se calculan como viene reflejado en la Figura X, cada una de ellas nos dará distintos valores de presión media P_v :

CARACTERÍSTICAS DE LA CIMENTACIÓN

B (m)	L (m)	H (m)	eb (m)	el (m)	B* (m)	L* (m)	Pv KN/m2
4	4	1.2	0.0202574	0.3339978	3.9594851	3.3320044	784.33
			0.02115	0.3121006	3.9577	3.3757989	746.54
			0.0202574	0.3339978	3.9594851	3.3320044	784.33
			-0.0034427	0.0815964	4.0068855	3.8368073	455.92
			0.0202574	0.3339978	3.9594851	3.3320044	784.33

Tabla 23. valores de la presión media

➤ Seguridad frente a Hundimiento:

Se trata de roturas del terreno bajo la cimentación que no implican la rotura del propio elemento de cimentación.

La condición de hundimiento se considerará satisfecha cuando el coeficiente de seguridad (F_H), definido mediante la expresión que se indica a continuación, supere el valor especificado para cada caso en la table 24(tabla 4.7 GCOC):

En la siguiente tabla se refleja la combinación de acciones utilizada para la estabilidad de la cimentación:



TABLA 4.7. HUNDIMIENTO: COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO
Casi permanente (*)	$F_1 \geq 3,00$
Característica	$F_2 \geq 2,60$
Accidental	$F_3 \geq 2,20$

(*) Como valor del coeficiente de seguridad para la combinación de acciones casi permanente, en situaciones transitorias y de corto plazo, podrá adoptarse el coeficiente de seguridad F_2 (véase apartado 2.10).

Tabla 24. Coeficiente seguridad frente a Hundimiento.

$$F_h = \frac{P_{vh}}{P_v}$$

Donde:

p_{vh} = Presión vertical de hundimiento calculada anteriormente y de valor $P_{vh}=784,6$ Kpa
 p_v = Presión transmitida al terreno por el cimiento reflejada en la Tabla x, proporcionada por el estudio Geotécnico. Para $D=3m$ y un terreno tipo Tk se tiene que $P_v= 3090,5$ Kpa

	Carga de hundimiento, q_h (kPa)				
	D≤1m	D=2m	D=3m	D=4m	D=5m
T_k	2024.8	2534.5	3090.5	3624.2	4147.7
T_{m2}	2091.4	2525.2	3001.8	3452.4	3891.2
T_{ky}	2050.8	2445.9	2881	3289.8	3686.7
Q_a	210.2	415.4	635.4	856.6	1078.1

Tabla 25. Presión transmitida al terreno

CONDICIÓN DE HUNDIMIENTO

MATERIAL **Tk**
 D **3** m
 KN/m²

Pv KN/m ²	Pvh (KN/m ²)	F _H =
784.325938	3090.5	3.94032615
746.544108		4.139742
828.516272		3.7301621
455.922466		6.77856485
820.711815		3.76563362

Tras comparar los resultados con la Tabla 25, se comprueba que la condición de Hundimiento para esas dimensiones de la Zapata 1 cumple.

➤ Seguridad frente a Deslizamiento:

Según el apartado 4.6 de la GCOC, "No será necesario comprobar el fallo por deslizamiento en aquellas cimentaciones en las que la resultante de las cargas actuantes tiene una inclinación máxima, medida respecto a la normal al plano de cimentación, que sea, en cualquier situación, inferior al 20% ($tg \phi < 0.20$)."

ZAPATA 1 ELS						
	AXIL	Fy	Fx	Resultante H	tgφ	¿cumple?
Máx Axil, Máx My	10347.63	124.51	142.07	188.91	0.018257	sí
Mín Axil, Máx My	6635.69	146.10	8.94	146.37	0.022059	sí
Máx Axil, Mín My	9974.13	36.85	141.55	146.27	0.014665	sí
Mín Axil, Mín My	6638.86	0.00	38.86	38.86	0.005853	sí
Máx Axil, Máx Mx	10347.63	124.51	142.07	188.91	0.018257	sí
Mín Axil, Máx Mx	6635.69	146.10	8.94	146.37	0.022059	sí
Máx Axil, Mín Mx	9974.13	36.85	141.55	146.27	0.014665	sí
Mín Axil, Mín Mx	6638.86	0.00	38.86	38.86	0.005853	sí

Tabla 26. Comprobación ángulo de inclinación

Dado que para todas las combinaciones cumplen, siendo la tangente de la resultante inferior a 0,20 no se comprueban los elementos a deslizamiento.



➤ Seguridad frente a Vuelco:

Para la comprobación de inestabilidad frente al vuelco de cimentaciones superficiales se sigue el apartado 4.7. de la GCOC. En este se menciona la no necesidad de comprobar este fenómeno en pilas de puentes que satisfagan deslizamiento, hundimiento y paso por el núcleo central.

En el apartado anterior del presente trabajo se ha comprobado la seguridad frente al hundimiento cumpliendo para la combinación de esfuerzos más desfavorable. De igual manera, se ha comprobado que no es necesario el cálculo a deslizamiento. Sin embargo, por estar del lado de la seguridad, se procede al cálculo de la seguridad frente a vuelco. Para ello se obtendrá para cada combinación en cada una de las direcciones de la zapata un factor de seguridad resultante de dividir los momentos estabilizadores entre los momentos volcadores sobre el vértice inferior de la Zapata, tal y como muestra la figura X:

El eje de giro se debe retranquear una cierta distancia, d, respecto a la arista inferior del lado del intradós del plano de la cimentación, hacia el interior de la zona de apoyo tal y como está reflejado en la figura siguiente:

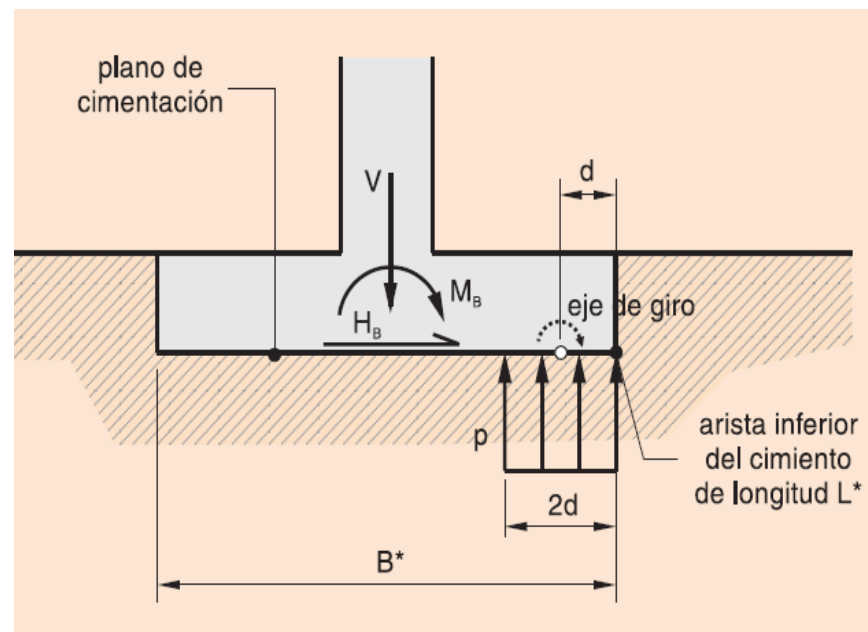


Figura 44: Retranqueo eje de giro

$$F_v = \frac{\sum M_{estabilizadores}}{\sum M_{volcadores}}$$

Momentos estabilizadores: Los producidos por la fuerza V (resultante vertical efectiva sobre el plano de cimentación de las distintas combinaciones anteriormente calculadas)

Momentos desestabilizadores: Los producidos por la fuerza H (resultante horizontal efectiva sobre el plano de cimentación) con su brazo mecánico + resultante del Momento efectivo sobre el plano de cimentación de las distintas combinaciones anteriormente calculadas)

presión, p, actuante en la zona del eje de giro:

$$p = pvh$$

retranqueo del eje de giro, d:

$$d = \frac{1}{2} \frac{V}{p \cdot L^*} \quad \text{giro alrededor de la arista } L^*$$

$$d = \frac{1}{2} \frac{V}{p \cdot B^*} \quad \text{giro alrededor de la arista } B^*.$$

CONDICIÓN DE VUELCO

Retranqueo eje de giro d	
dB	dL
0.422808	0.50243114
0.407731	0.47801288
0.422808	0.53073902
0.28301	0.29555559
0.417964	0.52778454

Eje				Factor Seguridad	
B	L	B	L	Fd,b=	Fd,l=
Mestabilizadores		Mvolcadores			
16110.58	12040.2	359.0327	3626.571	44.87	3.32
15670.54	12067.56	255.1765	3282.787	61.41	3.68
16110.58	10827.8	359.0327	4546.052	44.87	2.38
12058.84	11374.85	151.1904	583.2801	79.76	19.50
16116.77	10742.42	174.4089	4585.185	92.41	2.34



TABLA 4.9. VUELCO: COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO RÍGIDO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO PLÁSTICO
Casi permanente(*)	$F_1 \geq 2,00$	$F_1 \geq 1,50$
Característica	$F_2 \geq 1,80$	$F_2 \geq 1,30$
Accidental	$F_3 \geq 1,50$	$F_3 \geq 1,10$

(*) Como valor del coeficiente de seguridad para la combinación de acciones casi permanente, en situaciones transitorias y de corto plazo, podrá adoptarse el coeficiente de seguridad F_2 (véase apartado 2.10).

Tabla 27. Coeficiente seguridad frente a Vuelco

Los coeficientes de seguridad obtenidos satisfacen los mínimos que recomienda la GCOC de la tabla 4.9 (tabla X). En este caso se escoge por seguridad frente vuelco plástico dado que se retranquea el eje de giro de la zapata.

CÁLCULOS ZAPATA 2:

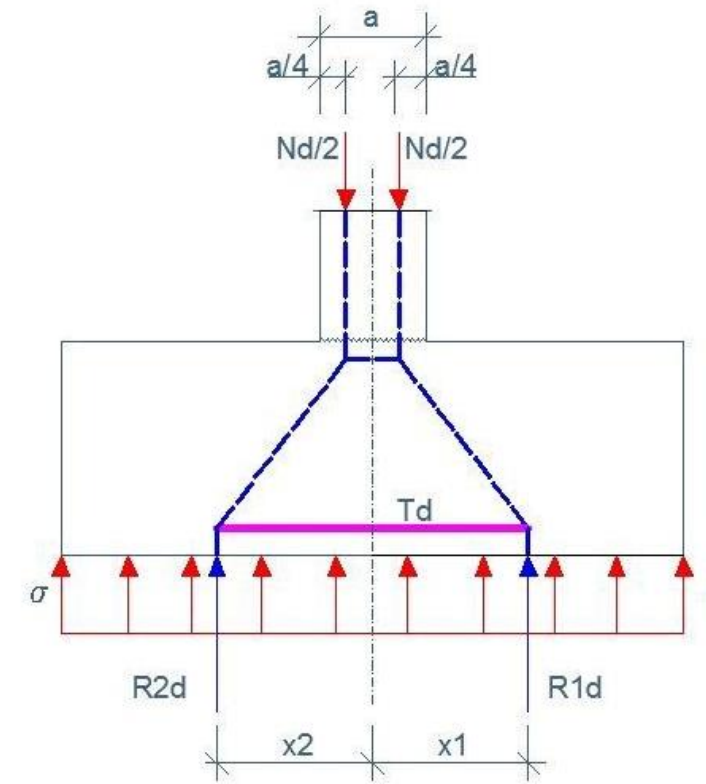
El método analítico y resolución es igual que para la Zapata 1, solo que aquí no hay restricción en cuanto a la profundidad de la cimentación D. El criterio estructural y/o geotécnico están reflejados en el Apéndice V.

82 Aspectos estructurales:

Para el correcto dimensionamiento de las cimentaciones de las pilas primero se realizan combinaciones de los esfuerzos obtenidos en los modelos de cálculo para así obtener aquellas más desfavorables y sus esfuerzos concomitantes.

Condiciones a tener en cuenta :

- En la ZAPATA RÍGIDA, el cálculo de la armadura se realiza mediante el método de bielas y tirantes. El modelo para el caso de un axil es el siguiente, donde las bielas se representan en azul con línea discontinua y los tirantes en magenta con línea continua:



- Los esfuerzos actuantes a flexión sobre la zapata, en la dirección que corresponda, se obtienen sobre una sección situada a $0,25 \cdot a$ hacia el interior de la cara de la pila, siendo a el ancho de pila.
- Cabe resaltar que el Axil máximo actuante se ha de dividir en dos, pues cada mitad actúa en una dirección:

Eje X: $N_{max}/2$
Eje Y: $N_{max}/2$

- HA-25
- Acero B 500 S
- Tamaño máximo del árido 20 milímetros
- Se ha considerado una clase de exposición IIa (Corrosión de origen diferente de los cloruros/ Elemento enterrado o sumergido).
- Se usará una capa de 10 centímetros de hormigón de limpieza.
- También habrá que tener en cuenta la tensión máxima admisible en el diseño de la geometría de la zapata.



➤ DIMENSIONAMIENTO ARMADO ZAPATA 1:

Los esfuerzos que se emplearán para el diseño de la zapata de las pilas, son los extraídos del CSiBridge producidos por el peso propio, la carga muerta, la sobrecarga de uso y el viento.

Se realizan las combinaciones de esfuerzos utilizadas en el apartado 8.1 dando mayor relevancia a esfuerzo axial, momento en eje X y momento en eje Y.

En el PLANO X:

N _{máxx} (KN)	d (m) = 0.5*b	M _x	R ₂	R ₁
7235.04	0.75	318.04	3193.464	4041.57
6982.92	0.75	319.85	3064.993	3917.93
6982.92	0.75	319.85	3064.993	3917.93
4731.20	0.75	-32.58	2409.037	2322.17
7235.04	0.75	318.04	3193.464	4041.57

En el PLANO Y:

N _{máxy} (KN)	d (m) = 0.5*b	M _x	R ₂	R ₁
7235.04	0.75	3456.09	-990.597	8225.63
6982.92	0.75	3112.93	-659.114	7642.03
6982.92	0.75	4375.57	-2342.63	9325.55
4731.20	0.75	571.92	1603.036	3128.17
7235.04	0.75	4375.57	-2216.57	9451.61

Las formulas utilizadas para el cálculo de la cuantía de armado en cada una de las direcciones son las siguientes:

$$R_1 + R_2 = \frac{N}{2}$$

$$\frac{R_1 + R_2}{2} * d = M$$

$$R_d = M_a x (R_1; R_2)$$

$$T_d = \frac{R_d \times X}{0,85 \times H} = A_s * f_{yd}$$

Donde:

R_d es la resultante de la ley de presiones (la mayor de R₁, R₂)

D es el brazo mecánico utilizado para sacar momentos

R₁ y R₂ las reacciones del terreno

N es cada uno de los axiles que existen en cada una de las direcciones X e Y

H es la altura de la Zapata

X brazo mecánico en el que actúa la resultante mayor

A_s: Armado necesario

f_{yd}: Resistencia de cálculo de la armadura

El armado a disponer en la dirección longitudinal en la Pila 1 será:

A _s necesario (cm ²)	
eje X	eje Y
91	213
18φ25/20 cm	27φ32/15 cm

En cuanto al armado transversal y hechas las comprobaciones, no será necesario una disposición de armado a cortante en la Zapata. Los cálculos realizados pueden encontrarse en el Apéndice V.

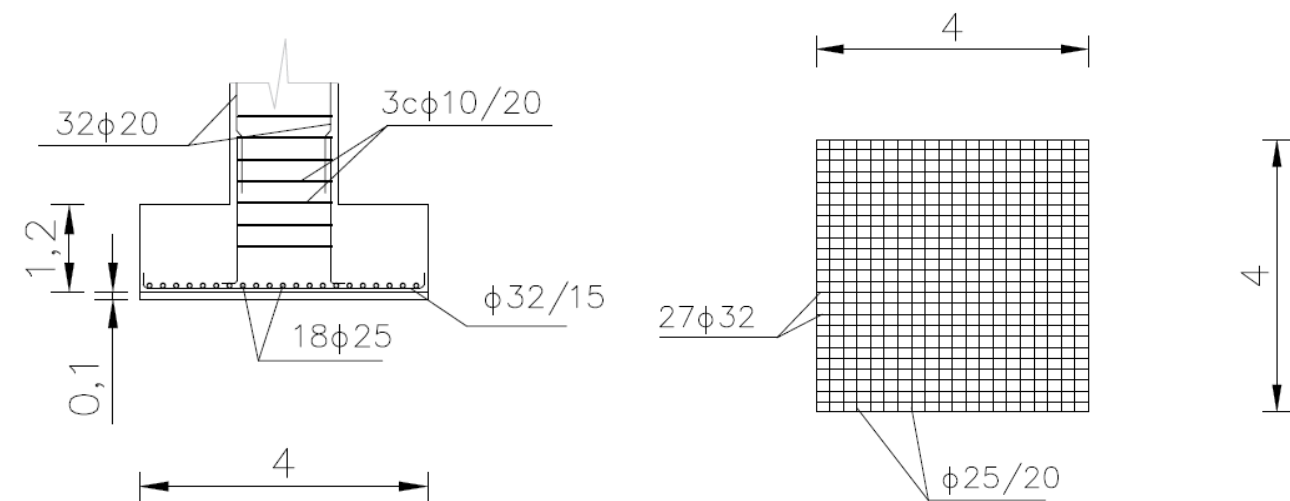


Figura 45. Armado final Zapata 1



➤ DIMENSIONAMIENTO ARMADO ZAPATA 2:

La formulación a utilizar es exactamente igual que para la Zapata 1.

En el PLANO X:

N _{máxx} (KN)	d (m) = 0.5*b	M _x	R ₂	R ₁
8584.42	0.75	914.73	3072.572	5511.85
8584.42	0.75	914.73	3072.572	5511.85
8584.42	0.75	914.73	3072.572	5511.85
5827.39	0.75	70.03	2820.325	3007.07
7462.78	0.75	-964.82	5017.82	2444.96

En el PLANO Y:

N _{máxy} (KN)	d (m) = 0.5*b	M _x	R ₂	R ₁
8584.42	0.75	3456.09	-315.903	8900.33
8584.42	0.75	3112.93	141.637	8442.79
8584.42	0.75	4375.57	-1541.88	10126.30
5827.39	0.75	571.92	2151.13	3676.26
7462.78	0.75	4375.57	-2102.7	9565.48

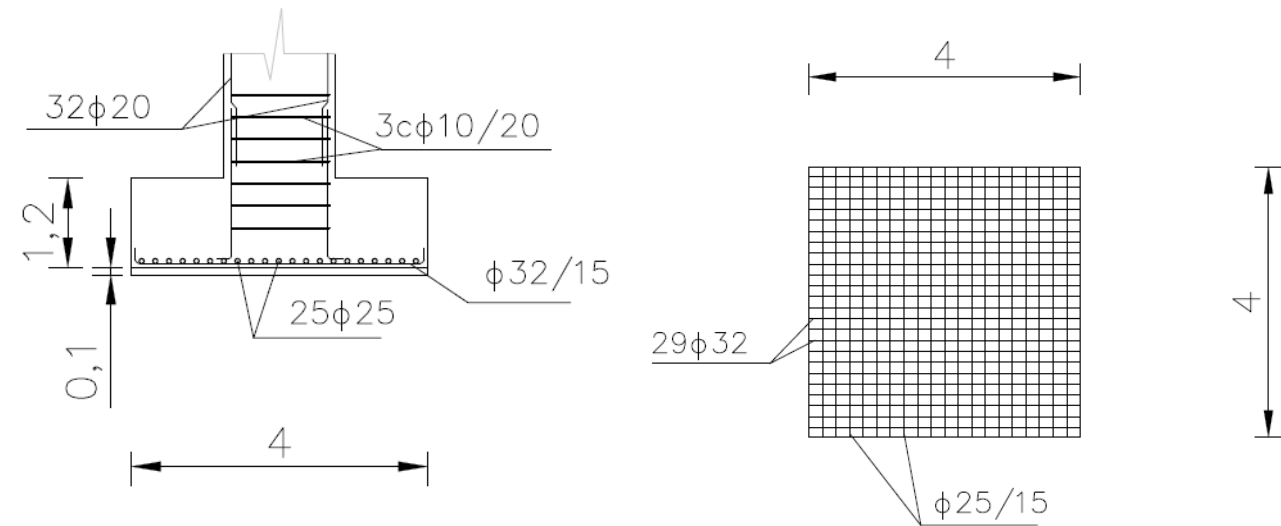


Figura 46. Armado final Zapata 2

El armado a disponer en la dirección longitudinal en la Pila 1 será:

As necesario(cm ²)	
eje X	eje Y
124	228
25φ25/15 cm	29φ32/15 cm

En cuanto al armado transversal y hechas las comprobaciones, no será necesario una disposición de armado a cortante en la Zapata. Los cálculos realizados pueden encontrarse en el Apéndice V.



9. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBOS:

Las dos funciones principales para las cuales se diseñan los estribos son:

- Servir de apoyo al tablero en sus extremos, el cual transmitirá las cargas que se desarrollan a lo largo de su longitud.
- Servir de muro de contención soportando el empuje que generan las tierras que constituyen el terraplén de acceso a la estructura, controlando, a su vez, el derrame de éstas frente al estribo.

Para el diseño de estribo deberá tenerse en consideración las acciones provocadas por el empuje de las tierras sobre dicho elemento, al que igual que las sobrecargas que provienen de la superestructura y las características del terreno, tales como densidad, ángulo de rozamiento, tensión máxima admisible,...

El cálculo se ha hecho en una sola dirección, en la sección más pequeña, que es la única que se puede desestabilizar. Se irá tanteando en el Excel distintas combinaciones de Ancho, Alto y largo así como profundidad de cimentación hasta que nos de una en la que nos cumpla todas las condiciones de estabilidad.

9.1. Aspectos geotécnicos

El puente objeto de este estudio se encuentra situado entre los PK 3+257 y PK 3+340,2 m.

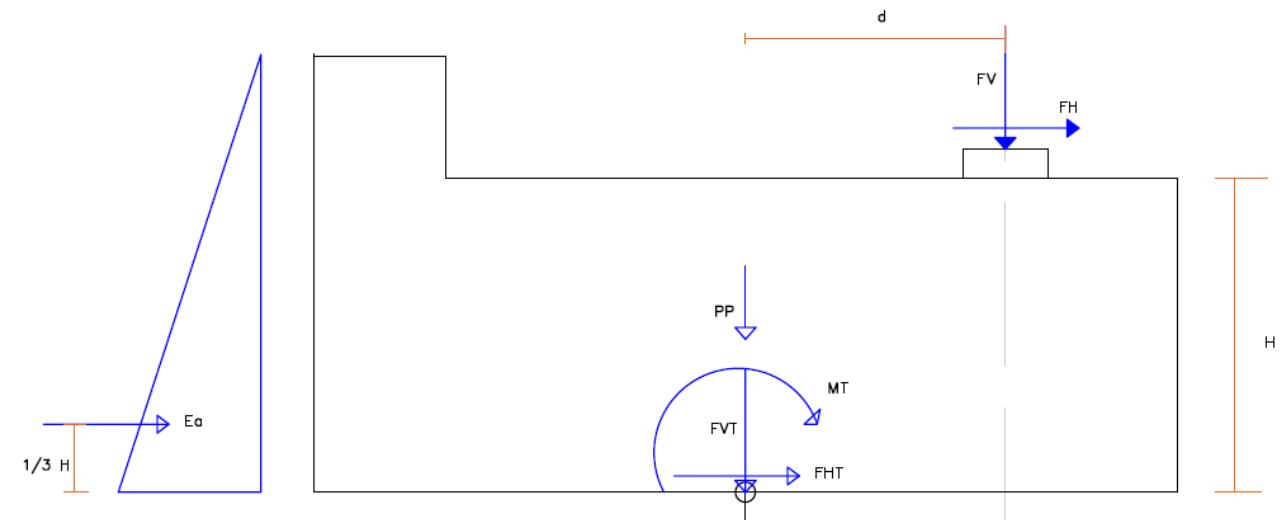
En esa zona, se observa un terreno Tk1 cuya tensión máxima admisible a partir de los 3,5 metros de profundidad de cimentación es de 3357,35 kPa en la zona del estribo 1 y a partir de los 5 metros de profundidad de cimentación en el estribo 2 es de 4147,7kPa en la zona del estribo 1 . Se considerará el terreno de trasdós como arena suelta, de densidad aparente 20 KN/m³, densidad sumergida de 10 KN/m³, un ángulo de rozamiento interno de 27°C y una cohesión de 31 KN/m².

El caso de los estribos objeto de estudio trata de estribos flotantes, están constituidos únicamente por un cargadero que transmite directamente las acciones al terreno y tienen una extrema rigidez por tener mucha masa de hormigón.

ESTRIBO 1:

Se ha realizado uno cálculos previos trasladando todas las acciones producidas en el neopreno, además de la producida por el empuje de tierras, al centro de la cimentación del estribo para poder trabajar con esos esfuerzos.

De manera gráfica y para entender mejor se representan todos los esfuerzos en el siguiente dibujo



Podemos apreciar que no existen momentos en los neoprenos, éste al ser una articulación sólo pueden haber fuerzas Verticales y Horizontales. Por tanto los momentos generados son de las fuerzas horizontales y verticales multiplicadas por sus brazos mecánicos.

Los pasos realizados y las combinaciones de acciones utilizadas para la estabilidad del Estribo 1 se representan en el Apéndice V, reflejando en la siguiente tabla las combinaciones finales que se usarán para los cálculos de Estabilidad:

CIMENTACIÓN ESTRIBO 1		
Vtotal(KN)	Ftotal(KN)	Mtotal (KN*m)
3260.05	7.42	2395.37
2543.68	26.12	1850.56
2599.25	26.12	1895.01
3224.87	24.16	2395.50

Tabla 28. Combinación de acciones



Siendo el Peso del estribo: $\gamma \cdot B \cdot L$
 Empuje activo: $0.5 \cdot H^2 \cdot K_a \cdot \gamma$

La anchura equivalentes para las distintas combinaciones se calculan como viene reflejado en la Figura X, cada una de ellas nos dará distintos valores de presión media P_v :

CARACTERÍSTICAS DE LA CIMENTACIÓN

B (m)	L (m)	H (m)	eb (m)	B* (m)
4.5	2.8	2.5	0.865	2.7701
			0.8523	2.7954
			0.8544	2.7913
			0.8727	2.7545

➤ Seguridad frente a Hundimiento:

CONDICIÓN DE HUNDIMIENTO

MATERIAL D T_k 3.5 m
 KN/m²

P_v KN/m ²	P_{vh} (KN/m ²)	FH=
1288.31723	3357.35	2.605996
999.490519		3.359061
1022.57023		3.283246
1282.58113		2.617651

$$F_h = \frac{P_{vh}}{P_v}$$

	Carga de hundimiento, q_h (kPa)				
	D≤1m	D=2m	D=3m	D=4m	D=5m
T_k	2024.8	2534.5	3090.5	3624.2	4147.7
T_{m2}	2091.4	2525.2	3001.8	3452.4	3891.2
T_{ky}	2050.8	2445.9	2881	3289.8	3686.7
Q_a	210.2	415.4	635.4	856.6	1078.1

La condición de hundimiento se considerará satisfecha cuando el coeficiente de seguridad (F_H), definido mediante la expresión que se indica a continuación, supere el valor especificado para cada caso en la tabla 29 (tabla 4.7 GCOC):

TABLA 4.7. HUNDIMIENTO: COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO
Casi permanente (*)	$F_1 \geq 3,00$
Característica	$F_2 \geq 2,60$
Accidental	$F_3 \geq 2,20$

(*) Como valor del coeficiente de seguridad para la combinación de acciones casi permanente, en situaciones transitorias y de corto plazo, podrá adoptarse el coeficiente de seguridad F_2 (véase apartado 2.10).

Tabla 29. Coeficiente seguridad frente a Hundimiento

➤ Seguridad frente a Deslizamiento:

CONDICIÓN DE DESLIZAMIENTO

MATERIAL T_k
 $\phi = 27$
 $C = 31$

H(KN)	$0.8 \cdot \text{tg} \phi$	B*	L*	Fd
7.42	0.408	2.7700588		180.99
26.12		2.7954056		40.225
26.12		2.79127775		41.093
24.16		2.75452656		54.994

La condición de deslizamiento se considerará satisfecha cuando el coeficiente de seguridad (F_d), definido mediante la expresión que se indica a continuación, supere el valor especificado para cada caso en la tabla 30 (tabla 4.8 GCOC):



TABLA 4.8. DESLIZAMIENTO: COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO
Casi permanente (*)	$F_1 \geq 1,50$
Característica	$F_2 \geq 1,30$
Accidental	$F_3 \geq 1,10$

(*) Como valor del coeficiente de seguridad para la combinación de acciones casi permanente, en situaciones transitorias y de corto plazo, podrá adoptarse el coeficiente de seguridad F_2 (véase apartado 2.10).

Tabla 30. Coeficiente seguridad frente a Deslizamiento

➤ Seguridad frente al Vuelco:

CONDICIÓN DE VUELCO			
Retranqueo eje de giro d dB	Eje B		Factor Seguridad
	Mestabilizadores	Mvolcadores	$F_{d,b} =$
0.17696889	3976.087611	2865.42548	1.39
0.13719545	3245.721528	2259.901393	1.44
0.14036345	3302.002833	2312.690993	1.43
0.17606435	3911.241846	2902.12425	1.35

La condición de deslizamiento se considerará satisfecha cuando el coeficiente de seguridad (F_d), definido mediante la expresión que se indica a continuación, supere el valor especificado para cada caso en la tabla 31 (tabla 4.9 GCOC):

TABLA 4.9. VUELCO: COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO RÍGIDO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO PLÁSTICO
Casi permanente(*)	$F_1 \geq 2,00$	$F_1 \geq 1,50$
Característica	$F_2 \geq 1,80$	$F_2 \geq 1,30$
Accidental	$F_3 \geq 1,50$	$F_3 \geq 1,10$

(*) Como valor del coeficiente de seguridad para la combinación de acciones casi permanente, en situaciones transitorias y de corto plazo, podrá adoptarse el coeficiente de seguridad F_2 (véase apartado 2.10).

Tabla 31. Coeficiente seguridad frente al Vuelco

ESTRIBO 2:

El proceso ha sido el mismo que para el estribo 1:

CIMENTACIÓN ESTRIBO 2		
Vtotal(KN)	Ftotal(KN)	Mtotal (KN*m)
4079.28	35.95	2739.15
4023.79	35.95	2657.26
3186.33	30.96	2071.04

Tabla 32. Combinación acciones estribo 2

CARACTERÍSTICAS DE LA CIMENTACIÓN

B (m)	L (m)	H (m)	eb (m)	B* (m)
4.5	2.8	2.5	0.8061	2.8878
			0.7949	2.9102
			0.7806	2.9389

➤ Seguridad frente a Hundimiento:

CONDICIÓN DE HUNDIMIENTO

MATERIAL D T_k 5 m
KN/m²

Pv KN/m ²	Pvh (KN/m ²)	FH=
1535.2721	4147.7	2.701606
1501.84742		2.761732
1180.10112		3.514699

$$F_h = \frac{P_{vh}}{P_v}$$



➤ Seguridad frente a Deslizamiento:

CONDICIÓN DE DESLIZAMIENTO				
MATERIAL	Tk			
$\varphi=$	27			
C=	31			
H(KN)	$0.8 \cdot \text{tg}\phi$	B*	L*	Fd
35.95	0.408	2.88777858		46.652
35.95		2.91021018		46.022
30.96		2.93889523		42.406

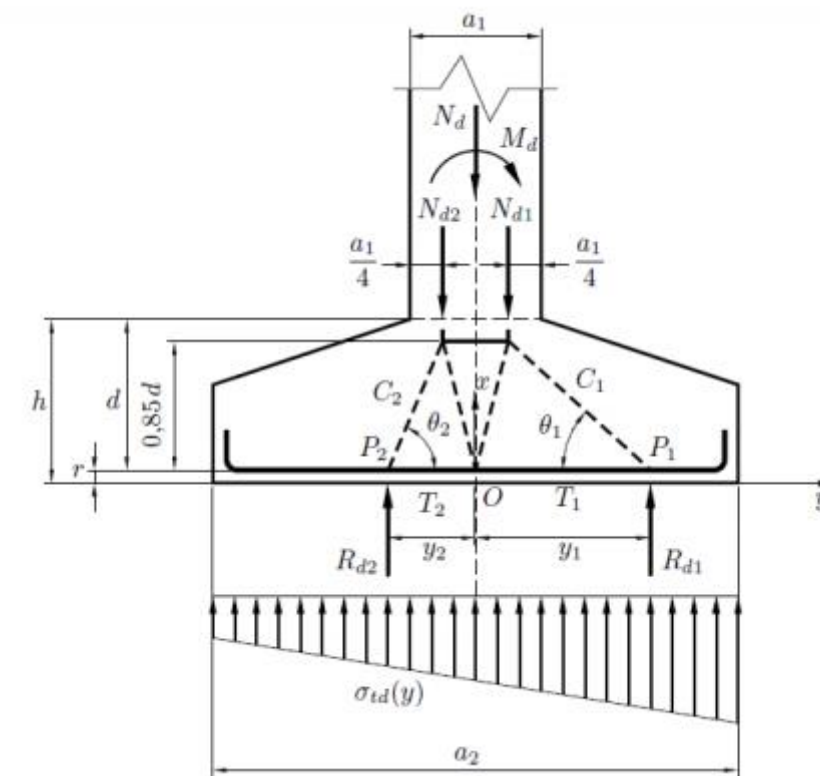
➤ Seguridad frente al Vuelco:

CONDICIÓN DE VUELCO			
Retranqueo eje de giro dB	Eje B		Factor Seguridad
	Mestabilizadores	Mvolcadores	Fd,b=
0.17159195	5229.820139	3403.417507	1.54
0.1679705	5219.37703	3313.200307	1.58
0.13197985	4303.406847	2588.8813	1.66

92 Aspectos estructurales:

Los cálculos necesarios para su estudio se realizarán mediante el programa Excel, bastando utilizar la combinación de acciones en ELU más desfavorable para el armado .

El modelo a utilizar será como si fueran una Zapata rígida aislada mediante bielas y tirantes con respuesta del terreno trapezoidal.



Un apunte a tener en cuenta es que el cálculo se ha hecho en una sola dirección, usando en la dirección de menor probabilidad de vuelco un 30% de armado de la sección más crítica.

ARMADO ESTRIBO 1:

As necesario(cm ²)	
eje X	eje Y
22 ϕ 12/20 cm	15 ϕ 8/30 cm



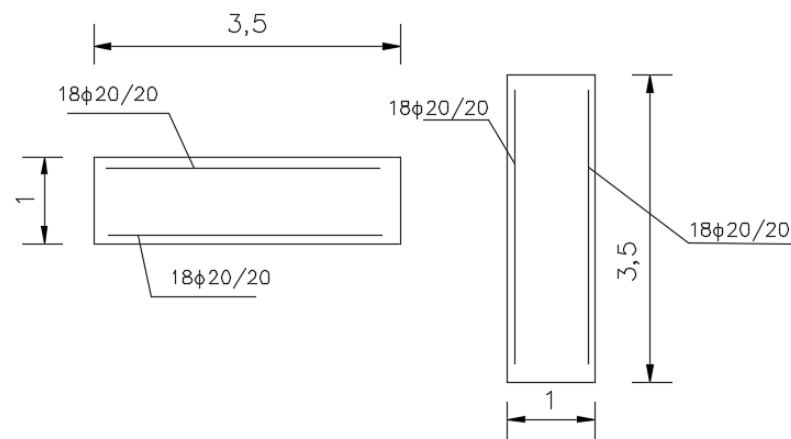
ARMADO ESTRIBO 2:

As necesario(cm ²)	
eje X	eje Y
27φ12/15 cm	18φ8/25 cm

Con la ayuda del Prontuario informático del hormigón 3.1 calculamos la resistencia de la sección de empotramiento. Ha sido necesario realizar dos secciones equivalentes para poder introducir los datos y que nos permita obtener el armado tanto longitudinal como transversal. Los pasos realizados pueden consultarse en el apéndice V.

La distribución de armado queda de la siguiente manera:

As necesario(cm ²)	
longitudinal	transversal
18φ20/20 cm	18φ20/20 cm



10. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE LOS NEOPRENOS

Los apoyos de neopreno son dispositivos que se sitúan entre dos partes estructurales (viga-estribo o viga-pila), y que tienen como principal aplicación asegurar la correcta transmisión de cargas de un elemento a otro.

Además, se encargan de permitir movimientos de rotación y desplazamiento entre los elementos adyacentes y deben tener una durabilidad acorde al ciclo de vida de la estructura.

	Estribo 1	Pila 1	Pila 2	Estribo 2
Axil (T)	335	827	824	335
Distorsión (mm)	41,6	16	16	41,6
Neopreno	500x500x99	700x800x50	700x800x50	500x500x99
E (mm)	71	35	35	71
K	2816,9	12800	12800	2816,9

Tabla 33. Cálculo de los neoprenos

Para su dimensionamiento, habrá que obtener los esfuerzos que el tablero transmite a las pilas por medio de estos elementos, así como la máxima distorsión angular que se generará sobre cada uno como consecuencia de los movimientos de acortamiento o expansión del tablero.

A partir del programa informático CSiBridge, obtenemos los axiles máximos que producen las acciones en E.L.S. en combinación característica para el diseño de neoprenos para pilas y apoyos.



Obtenidos los esfuerzos, se acude al catálogo CTT ELASTOMERIC BEARINGS y en TYPE B y BS Rectangular reinforced bearings, a partir de las cargas transmitidas, se selecciona

el neopreno que supere la carga a que se encuentra sometido, obteniendo así las dimensiones en planta del mismo.

El canto del neopreno vendrá condicionado por la máxima distorsión permitida, es decir, la deformación que sufre la estructura por metro de longitud,

Asumiendo una deformación de 1mm/m se calcula la distorsión producida en el neopreno en función de su posición a lo largo del puente, obteniendo así las dimensiones del neopreno.

El coeficiente de rigidez se calculará como:

$$k = G \cdot \frac{A}{E}$$

Siendo G el módulo de elasticidad transversal del neopreno de valor 8Kp/cm², A el área del neopreno en planta y E el espesor de goma real.

El neopreno será introducido de forma que tenga fijo el desplazamiento vertical, parcialmente fijo el horizontal y longitudinal, y libres las rotaciones sobre los 3 ejes

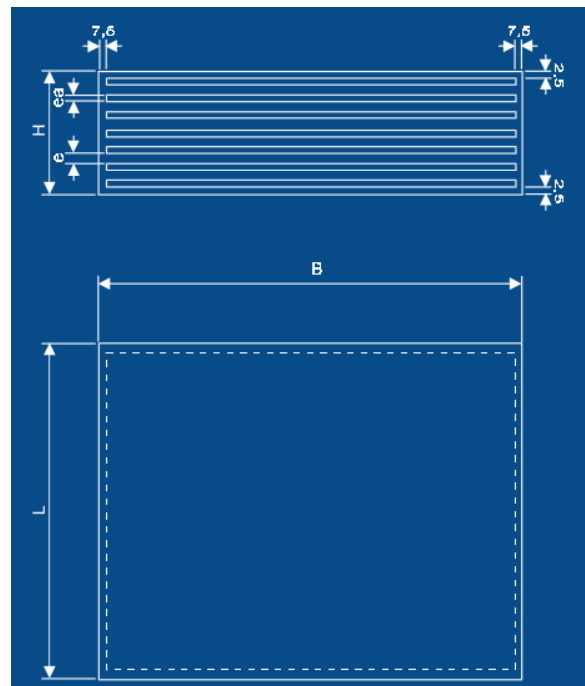


Figura 47. Neopreno Zuncho

11. PROCESO CONSTRUCTIVO

Como la longitud total del tablero no supera los 100-110 metros, no será necesario realizar el puente por fases, ya que esta condición impide la realización de todo el tablero en una única fase.

En este caso se trata de un puente ejecutado in-situ, el cual presenta una longitud máxima de vano inferior a los 100 metros, por lo que se recurre a un cimbrado convencional, que es el método constructivo más empleado en las obras de paso ejecutadas in-situ.

Su función consiste en sostener los encofrados empleados para el hormigonado del tablero mediante una estructura metálica tradicional de vigas y puntales.

Puesto que la altura de la rasante se encuentra por debajo de los 15-20 metros sobre el terreno natural, la solución óptima al proceso constructivo es el empleo de cimbras cuajadas (Figura 40).

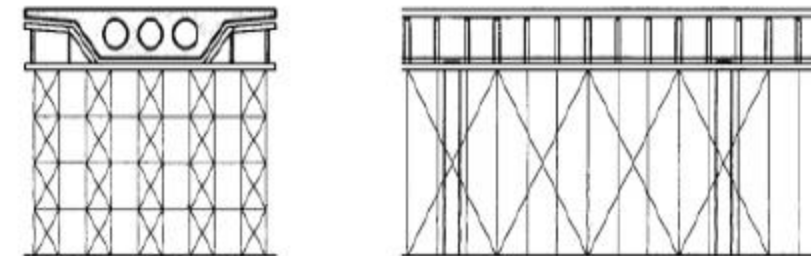


Figura 48. Cimbra cuajada



APÉNDICE I: CÁLCULO DE ACCIONES



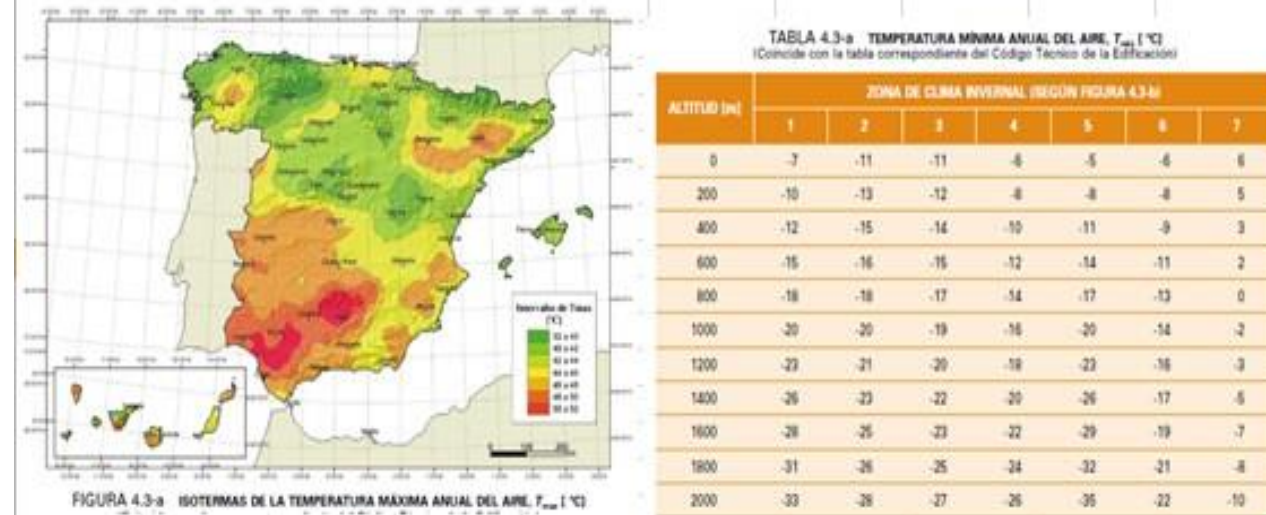
4.3 ACCIÓN TÉRMICA

4.3.1 ACCIÓN TÉRMICA EN TABLEROS

4.3.1.1 Componente uniforme de la temperatura del tablero

4.3.1.1.1 Temperatura máxima y mínima del aire

Para un periodo de retorno de T=50 años



$T_{max} = 45$ °C
 $T_{min} = -12,125$ °C

Para periodo de retorno distinto a T=50

T= 100
p= 0,01
k1= 0,781
k2= 0,056
k3= 0,393
k4= -0,156

$T_{max,p} = 46,73738$ °C
 $T_{min,p} = -13,4663$ °C

4.3.1.1.2 Componente uniforme de temperatura

TABLA 4.3-b VALORES DE ΔT_{amb} Y ΔT_{ext} PARA EL CÁLCULO DE LA COMPONENTE UNIFORME DE TEMPERATURA

TIPO DE TABLERO	ΔT_{amb} (°C)	ΔT_{ext} (°C)
Tipo 1: Tablero de acero	-3	+16
Tipo 2: Tablero mixto	+4	+4
Tipo 3: Tablero de hormigón	+8	+2

$T_{e,min} = -5,46631$ °C
 $T_{e,max} = 48,73738$ °C

4.3.1.1.2 Rango de la componente uniforme de temperatura

$T_0 = 15$ °C
 $\Delta T_{n,con} = 20,46631$ °C
 $\Delta T_{n,exp} = 33,73738$ °C

4.3.1.1 Componente de la diferencia de temperatura

4.3.1.1.2 Diferencia vertical

TABLA 4.3-d COMPONENTE LINEAL DE LA DIFERENCIA VERTICAL DE TEMPERATURA PARA TABLEROS TIPO 1 Y TIPO 3

TIPO DE TABLERO	FIBRA SUPERIOR MÁS CALIENTE	FIBRA SUPERIOR MÁS FRÍA
	ΔT_{heat} (°C)	ΔT_{cool} (°C)
Tipo 1: Tablero de acero	18	13
Tipo 3: Tablero de hormigón		
— Sección cajón	10	5
— Sección de vigas	15	8
— Sección losa	15	8

$\Delta T_{m,heat} = 14,1$
 $\Delta T_{m,cool} = 8$

TABLA 4.3-e COEFICIENTE k_{tr} DE INFLUENCIA DEL TIPO Y ESPESOR DE PAVIMENTO

ESPESOR DEL PAVIMENTO	TABLERO TIPO 1		TABLERO TIPO 3	
	FIBRA SUPERIOR MÁS CALIENTE	FIBRA SUPERIOR MÁS FRÍA	FIBRA SUPERIOR MÁS CALIENTE	FIBRA SUPERIOR MÁS FRÍA
	k_{tr}	k_{tr}	k_{tr}	k_{tr}
Sin impermeabilización ni pavimento	0,7	0,9	0,8	1,1
Con impermeabilización y sin pavimento ⁽¹⁾	1,6	0,6	1,5	1,0
50 mm	1,0	1,0	1,0	1,0
100 mm	0,7	1,2	0,7	1,0
150 mm	0,7	1,2	0,5	1,0

⁽¹⁾ Estos valores representan valores límite superiores para superficies de color oscuro.



4.2.8. CÁLCULO SIMPLIFICADO DEL EMPUJE EN TABLEROS Y PILAS

Para poder emplearse este método debe cumplirse:

- Luces entre apoyos menores de 40m
- Altura máxima de pila menor a 20m
- $cf_x \leq 1,8$ en tableros
- $cf_x \leq 2,2$ en pilas
- $co=1$
- $cprob \leq 1,04$

TABLA 4.2-e EMPUJES UNITARIOS EN PUENTES CON ALTURA DE PILA: $H_{max} \leq 10 m$

TIPO DE ENTORNO (APARTADO 4.2.2)	EMPUJE SOBRE TABLERO [kN/m ²]			EMPUJE SOBRE PILAS [kN/m ²]		
	$v_{b0} = 26$ m/s	$v_{b0} = 27$ m/s	$v_{b0} = 29$ m/s	$v_{b0} = 26$ m/s	$v_{b0} = 27$ m/s	$v_{b0} = 29$ m/s
0	2,58	2,78	3,21	3,16	3,40	3,93
I	2,29	2,47	2,85	2,79	3,01	3,47
II	1,94	2,09	2,41	2,37	2,56	2,95
III	1,47	1,58	1,83	1,80	1,94	2,23
IV	0,93	1,00	1,15	1,14	1,23	1,42

EMPUJE DEL VIENTO

Tablero

vbo 26
 tipo entorno II
 E (kn/m²) 1.94
 h (m) 1.2
 efecto
 sobrecarga h' 2
 (m)

$V_t = 6.21 \text{ kn/m}$

Pilas

vbo 26
 tipo entorno II
 E (kn/m²) 2.37
 ancho (m) 1.5

$V_t = 3.56 \text{ kn/m}$



APÉNDICE II: ESFUERZOS EN EL TABLERO



ALTERNATIVA CENTRO

ESFUERZOS EN EL TABLERO									
metros	Text	Text	Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
0.00	After	ELU 1	Max	-41.528	-1651.89	7.386	2968.30	142.82	153.58
0.00	After	ELU 1	Min	-463.076	-6595.089	-7.386	-2968.30	-142.82	-108.79
2.84	Before	ELU 1	Max	-8.08	-1087.116	7.386	2735.78	126.91	16110.47
2.84	Before	ELU 1	Min	-383.559	-4840.968	-7.386	-2735.78	-126.91	3842.65
2.84	After	ELU 1	Max	-8.08	-1087.116	7.386	2735.78	126.91	16110.47
2.84	After	ELU 1	Min	-383.559	-4840.968	-7.386	-2735.78	-126.91	3842.65
5.69	Before	ELU 1	Max	46.588	-337.561	7.386	2524.14	110.34	26562.46
5.69	Before	ELU 1	Min	-302.111	-3093.418	-7.386	-2524.14	-110.34	6185.93
5.69	After	ELU 1	Max	46.588	-337.561	7.386	2524.14	110.34	26562.46
5.69	After	ELU 1	Min	-302.111	-3093.418	-7.386	-2524.14	-110.34	6185.93
8.53	Before	ELU 1	Max	106.757	411.383	7.386	2318.07	92.94	31559.01
8.53	Before	ELU 1	Min	-277.063	-1375.131	-7.386	-2318.07	-92.94	6930.07
8.53	After	ELU 1	Max	106.757	411.383	7.386	2318.07	92.94	31559.01
8.53	After	ELU 1	Min	-277.063	-1375.131	-7.386	-2318.07	-92.94	6930.07
11.38	Before	ELU 1	Max	175.045	1739.843	7.386	2117.62	96.13	31219.37
11.38	Before	ELU 1	Min	-255.066	-389.834	-7.386	-2117.62	-96.13	6036.06
11.38	After	ELU 1	Max	175.045	1739.843	7.386	2117.62	96.13	31219.37
11.38	After	ELU 1	Min	-255.066	-389.834	-7.386	-2117.62	-96.13	6036.06
14.22	Before	ELU 1	Max	262.152	3461.961	7.386	1922.77	120.39	25715.38
14.22	Before	ELU 1	Min	-244.143	337.391	-7.386	-1922.77	-120.39	3533.50
14.22	After	ELU 1	Max	262.152	3461.961	7.386	1922.77	120.39	25715.38
14.22	After	ELU 1	Min	-244.143	337.391	-7.386	-1922.77	-120.39	3533.50
17.07	Before	ELU 1	Max	349.82	5173.98	7.386	1892.19	158.44	15390.40
17.07	Before	ELU 1	Min	-233.687	1047.994	-7.386	-1892.19	-158.44	-568.22
17.07	After	ELU 1	Max	349.82	5173.98	7.386	1892.19	158.44	15390.40
17.07	After	ELU 1	Min	-233.687	1047.994	-7.386	-1892.19	-158.44	-568.22
19.91	Before	ELU 1	Max	437.282	6872.941	7.386	2060.77	201.39	4769.76
19.91	Before	ELU 1	Min	-223.968	1739.537	-7.386	-2060.77	-201.39	-8360.70
19.91	After	ELU 1	Max	437.282	6872.941	7.386	2060.77	201.39	4769.76
19.91	After	ELU 1	Min	-223.968	1739.537	-7.386	-2060.77	-201.39	-8360.70
22.76	Before	ELU 1	Max	524.004	8555.833	7.386	2260.78	248.37	-3655.97
22.76	Before	ELU 1	Min	-215.49	2409.62	-7.386	-2260.78	-248.37	-26854.91
22.76	After	ELU 1	Max	524.004	8555.833	7.386	2260.78	248.37	-3655.97
22.76	After	ELU 1	Min	-215.49	2409.62	-7.386	-2260.78	-248.37	-26854.91
25.60	Before	ELU 1	Max	609.446	10219.602	7.386	2479.21	299.42	-12537.98
25.60	Before	ELU 1	Min	-210.975	3011.219	-7.386	-2479.21	-299.42	-50303.61
25.60	After	ELU 1	Max	222.876	-3009.793	16.269	2748.12	204.36	-12538.41
25.60	After	ELU 1	Min	-954.584	-10160.639	-16.269	-2748.12	-204.36	-49917.41

ESFUERZOS EN EL TABLERO									
metros	Text	Text	Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
28.51	Before	ELU 1	Max	277.102	-2432.104	16.27	2575.50	177.35	-3366.43
28.51	Before	ELU 1	Min	-940.375	-8462.87	-16.27	-2575.50	-177.35	-25606.01
28.51	After	ELU 1	Max	277.102	-2432.104	16.27	2575.50	177.35	-3366.43
28.51	After	ELU 1	Min	-940.375	-8462.87	-16.27	-2575.50	-177.35	-25606.01
31.42	Before	ELU 1	Max	331.327	-1801.778	16.27	2415.48	165.51	5285.01
31.42	Before	ELU 1	Min	-926.166	-6746.923	-16.27	-2415.48	-165.51	-7530.23
31.42	After	ELU 1	Max	331.327	-1801.778	16.27	2415.48	165.51	5285.01
31.42	After	ELU 1	Min	-926.166	-6746.923	-16.27	-2415.48	-165.51	-7530.23
34.33	Before	ELU 1	Max	385.552	-1098.832	16.27	2259.62	167.64	16503.03
34.33	Before	ELU 1	Min	-911.956	-5017.787	-16.27	-2259.62	-167.64	-327.31
34.33	After	ELU 1	Max	385.552	-1098.832	16.27	2259.62	167.64	16503.03
34.33	After	ELU 1	Min	-911.956	-5017.787	-16.27	-2259.62	-167.64	-327.31
37.24	Before	ELU 1	Max	439.777	-380.946	16.27	2107.91	179.90	25800.78
37.24	Before	ELU 1	Min	-897.747	-3280.369	-16.27	-2107.91	-179.90	3328.63
37.24	After	ELU 1	Max	439.777	-380.946	16.27	2107.91	179.90	25800.78
37.24	After	ELU 1	Min	-897.747	-3280.369	-16.27	-2107.91	-179.90	3328.63
40.15	Before	ELU 1	Max	495.747	347.391	16.27	1960.35	202.34	30986.08
40.15	Before	ELU 1	Min	-880.871	-1539.494	-16.27	-1960.35	-202.34	5304.42
40.15	After	ELU 1	Max	495.747	347.391	16.27	1960.35	202.34	30986.08
40.15	After	ELU 1	Min	-880.871	-1539.494	-16.27	-1960.35	-202.34	5304.42
43.05	Before	ELU 1	Max	563.672	1578.247	16.27	1872.71	235.01	30913.27
43.05	Before	ELU 1	Min	-859.837	-333.222	-16.27	-1872.71	-235.01	5234.59
43.05	After	ELU 1	Max	563.672	1578.247	16.27	1872.71	235.01	30913.27
43.05	After	ELU 1	Min	-859.837	-333.222	-16.27	-1872.71	-235.01	5234.59
45.96	Before	ELU 1	Max	637.881	3319.103	16.27	2017.83	277.93	25606.34
45.96	Before	ELU 1	Min	-840.951	392.468	-16.27	-2017.83	-277.93	3125.49
45.96	After	ELU 1	Max	637.881	3319.103	16.27	2017.83	277.93	25606.34
45.96	After	ELU 1	Min	-840.951	392.468	-16.27	-2017.83	-277.93	3125.49
48.87	Before	ELU 1	Max	717.695	5056.443	16.27	2167.12	331.15	16233.42
48.87	Before	ELU 1	Min	-823.559	1107.653	-16.27	-2167.12	-331.15	-663.76
48.87	After	ELU 1	Max	717.695	5056.443	16.27	2167.12	331.15	16233.42
48.87	After	ELU 1	Min	-823.559	1107.653	-16.27	-2167.12	-331.15	-663.76
51.78	Before	ELU 1	Max	797.65	6785.443	16.27	2320.57	394.70	5338.04
51.78	Before	ELU 1	Min	-802.221	1807.848	-16.27	-2320.57	-394.70	-7888.09
51.78	After	ELU 1	Max	797.65	6785.443	16.27	2320.57	394.70	5338.04
51.78	After	ELU 1	Min	-802.221	1807.848	-16.27	-2320.57	-394.70	-7888.09
54.69	Before	ELU 1	Max	877.949	8501.195	16.27	2478.18	475.07	-3324.72
54.69	Before	ELU 1	Min	-790.209	2434.501	-16.27	-2478.18	-475.07	-26157.92



ALTERNATIVA CENTRO

ESFUERZOS EN EL TABLERO									
				P	V2	V3	T	M2	M3
metros	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
54.69	After	ELU 1	Max	877.949	8501.195	16.269	2478.18	475.07	-3324.72
54.69	After	ELU 1	Min	-790.209	2434.501	-16.269	-2478.18	-475.07	-26157.92
57.60	Before	ELU 1	Max	970.674	10198.707	16.269	2647.70	567.18	-12438.07
57.60	Before	ELU 1	Min	-788.814	3009.625	-16.269	-2647.70	-567.18	-50653.40
57.60	After	ELU 1	Max	88.409	-3005.474	17.217	2383.84	465.59	-12171.26
57.60	After	ELU 1	Min	-668.834	-10205.625	-17.217	-2383.84	-465.59	-50132.40
60.44	Before	ELU 1	Max	89.53	-2402.162	17.217	2179.98	420.46	-3308.54
60.44	Before	ELU 1	Min	-589.646	-8541.797	-17.217	-2179.98	-420.46	-26729.70
60.44	After	ELU 1	Max	89.53	-2402.162	17.217	2179.98	420.46	-3308.54
60.44	After	ELU 1	Min	-589.646	-8541.797	-17.217	-2179.98	-420.46	-26729.70
63.29	Before	ELU 1	Max	90.651	-1729.552	17.217	2001.27	373.88	5066.47
63.29	Before	ELU 1	Min	-509.348	-6858.873	-17.217	-2001.27	-373.88	-8294.07
63.29	After	ELU 1	Max	90.651	-1729.552	17.217	2001.27	373.88	5066.47
63.29	After	ELU 1	Min	-509.348	-6858.873	-17.217	-2001.27	-373.88	-8294.07
66.13	Before	ELU 1	Max	91.792	-1035.507	17.217	1852.40	327.29	15458.92
66.13	Before	ELU 1	Min	-427.078	-5159.899	-17.217	-1852.40	-327.29	-749.39
66.13	After	ELU 1	Max	91.792	-1035.507	17.217	1852.40	327.29	15458.92
66.13	After	ELU 1	Min	-427.078	-5159.899	-17.217	-1852.40	-327.29	-749.39
68.98	Before	ELU 1	Max	95.171	-322.409	17.217	1996.31	280.71	25742.58
68.98	Before	ELU 1	Min	-342.784	-3447.871	-17.217	-1996.31	-280.71	3372.00
68.98	After	ELU 1	Max	95.171	-322.409	17.217	1996.31	280.71	25742.58
68.98	After	ELU 1	Min	-342.784	-3447.871	-17.217	-1996.31	-280.71	3372.00
71.82	Before	ELU 1	Max	102.907	407.314	17.217	2182.50	234.12	31175.75
71.82	Before	ELU 1	Min	-256.413	-1725.739	-17.217	-2182.50	-234.12	5894.26
71.82	After	ELU 1	Max	102.907	407.314	17.217	2182.50	234.12	31175.75
71.82	After	ELU 1	Min	-256.413	-1725.739	-17.217	-2182.50	-234.12	5894.26
74.67	Before	ELU 1	Max	113.019	1383.367	17.217	2373.98	187.65	31459.27
74.67	Before	ELU 1	Min	-175.263	-424.28	-17.217	-2373.98	-187.65	6817.36
74.67	After	ELU 1	Max	113.019	1383.367	17.217	2373.98	187.65	31459.27
74.67	After	ELU 1	Min	-175.263	-424.28	-17.217	-2373.98	-187.65	6817.36
77.51	Before	ELU 1	Max	145.416	3104.976	17.217	2570.71	153.64	26367.64
77.51	Before	ELU 1	Min	-107.013	323.831	-17.217	-2570.71	-153.64	6141.32
77.51	After	ELU 1	Max	145.416	3104.976	17.217	2570.71	153.64	26367.64
77.51	After	ELU 1	Min	-107.013	323.831	-17.217	-2570.71	-153.64	6141.32
80.36	Before	ELU 1	Max	208.584	4852.601	17.217	2772.71	145.19	15858.43
80.36	Before	ELU 1	Min	-39.104	1073.484	-17.217	-2772.71	-145.19	3828.14
80.36	After	ELU 1	Max	208.584	4852.601	17.217	2772.71	145.19	15858.43
80.36	After	ELU 1	Min	-39.104	1073.484	-17.217	-2772.71	-145.19	3828.14

ESFUERZOS EN EL TABLERO									
				P	V2	V3	T	M2	M3
metros	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
83.20	Before	ELU 1	Max	299.96	6606.85	17.22	2994.37	144.01	-8.21
83.20	Before	ELU 1	Min	7.87	1637.57	-17.22	-2994.37	-144.01	-249.20
0.00	After	ELU 2	Max	-47.75	-1580.43	11.10	4334.30	208.59	146.23
0.00	After	ELU 2	Min	-403.08	-5625.78	-11.10	-4334.30	-208.59	-101.82
2.84	Before	ELU 2	Max	-20.60	-1011.42	11.10	3971.97	181.62	13773.44
2.84	Before	ELU 2	Min	-342.88	-4240.88	-11.10	-3971.97	-181.62	3653.95
2.84	After	ELU 2	Max	-20.60	-1011.42	11.10	3971.97	181.62	13773.44
2.84	After	ELU 2	Min	-342.88	-4240.88	-11.10	-3971.97	-181.62	3653.95
5.69	Before	ELU 2	Max	8.80	-192.25	11.10	3644.01	155.35	22771.87
5.69	Before	ELU 2	Min	-280.21	-2868.54	-11.10	-3644.01	-155.35	5797.31
5.69	After	ELU 2	Max	8.80	-192.25	11.10	3644.01	155.35	22771.87
5.69	After	ELU 2	Min	-280.21	-2868.54	-11.10	-3644.01	-155.35	5797.31
8.53	Before	ELU 2	Max	45.66	628.65	11.10	3330.00	130.27	27207.47
8.53	Before	ELU 2	Min	-228.32	-1532.18	-11.10	-3330.00	-130.27	6337.98
8.53	After	ELU 2	Max	45.66	628.65	11.10	3330.00	130.27	27207.47
8.53	After	ELU 2	Min	-228.32	-1532.18	-11.10	-3330.00	-130.27	6337.98
11.38	Before	ELU 2	Max	91.26	1727.54	11.10	3030.03	137.80	27226.24
11.38	Before	ELU 2	Min	-176.38	-630.82	-11.10	-3030.03	-137.80	5236.95
11.38	After	ELU 2	Max	91.26	1727.54	11.10	3030.03	137.80	27226.24
11.38	After	ELU 2	Min	-176.38	-630.82	-11.10	-3030.03	-137.80	5236.95
14.22	Before	ELU 2	Max	156.12	3060.22	11.10	2744.04	174.76	23067.17
14.22	Before	ELU 2	Min	-135.59	164.33	-11.10	-2744.04	-174.76	2523.81
14.22	After	ELU 2	Max	156.12	3060.22	11.10	2744.04	174.76	23067.17
14.22	After	ELU 2	Min	-135.59	164.33	-11.10	-2744.04	-174.76	2523.81
17.07	Before	ELU 2	Max	221.84	4382.58	11.10	2683.62	231.40	15085.98
17.07	Before	ELU 2	Min	-95.52	934.18	-11.10	-2683.62	-231.40	-1792.03
17.07	After	ELU 2	Max	221.84	4382.58	11.10	2683.62	231.40	15085.98
17.07	After	ELU 2	Min	-95.52	934.18	-11.10	-2683.62	-231.40	-1792.03
19.91	Before	ELU 2	Max	287.46	5690.36	11.10	2903.92	294.88	6390.40
19.91	Before	ELU 2	Min	-56.61	1675.78	-11.10	-2903.92	-294.88	-8444.50
19.91	After	ELU 2	Max	287.46	5690.36	11.10	2903.92	294.88	6390.40
19.91	After	ELU 2	Min	-56.61	1675.78	-11.10	-2903.92	-294.88	-8444.50
22.76	Before	ELU 2	Max	352.26	6979.20	11.10	3202.79	363.76	-2923.61
22.76	Before	ELU 2	Min	-19.53	2386.30	-11.10	-3202.79	-363.76	-21763.03
22.76	After	ELU 2	Max	352.26	6979.20	11.10	3202.79	363.76	-2923.61
22.76	After	ELU 2	Min	-19.53	2386.30	-11.10	-3202.79	-363.76	-21763.03
25.60	Before	ELU 2	Max	415.49	8244.59	11.10	3532.75	438.05	-12163.32
25.60	Before	ELU 2	Min	12.13	3003.44	-11.10	-3532.75	-438.05	-39000.97



ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA)



ALTERNATIVA CENTRO

ESFUERZOS EN EL TABLERO									
				P	V2	V3	T	M2	M3
metros	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
25.6	After	ELU 2	Max	70.547	-2959.638	24.085	4037.5011	293.8499	-12193
25.6	After	ELU 2	Min	-831.143	-8218.918	-24.085	-4037.501	-293.8499	-38734.41
28.509	Before	ELU 2	Max	98.234	-2381.992	24.085	3761.8455	256.9555	-2711.235
28.509	Before	ELU 2	Min	-788.635	-6929.842	-24.085	-3761.846	-256.9555	-20470.52
28.509	After	ELU 2	Max	98.234	-2381.992	24.085	3761.8455	256.9555	-2711.235
28.509	After	ELU 2	Min	-788.635	-6929.842	-24.085	-3761.846	-256.9555	-20470.52
31.418	Before	ELU 2	Max	125.92	-1732.093	24.085	3507.8426	246.7812	6753.3416
31.418	Before	ELU 2	Min	-746.125	-5618.595	-24.085	-3507.843	-246.7812	-7518.632
31.418	After	ELU 2	Max	125.92	-1732.093	24.085	3507.8426	246.7812	6753.3416
31.418	After	ELU 2	Min	-746.125	-5618.595	-24.085	-3507.843	-246.7812	-7518.632
34.327	Before	ELU 2	Max	153.606	-982.904	24.085	3264.2229	255.9382	15870.996
34.327	Before	ELU 2	Min	-703.615	-4292.227	-24.085	-3264.223	-255.9382	-1348.676
34.327	After	ELU 2	Max	153.606	-982.904	24.085	3264.2229	255.9382	15870.996
34.327	After	ELU 2	Min	-703.615	-4292.227	-24.085	-3264.223	-255.9382	-1348.676
37.236	Before	ELU 2	Max	181.292	-211.039	24.085	3030.9869	278.6184	23006.046
37.236	Before	ELU 2	Min	-661.106	-2957.575	-24.085	-3030.987	-278.6184	2462.7774
37.236	After	ELU 2	Max	181.292	-211.039	24.085	3030.9869	278.6184	23006.046
37.236	After	ELU 2	Min	-661.106	-2957.575	-24.085	-3030.987	-278.6184	2462.7774
40.145	Before	ELU 2	Max	210.723	577.713	24.085	2808.1353	314.8682	27117.972
40.145	Before	ELU 2	Min	-615.041	-1621.264	-24.085	-2808.135	-314.8682	4597.7428
40.145	After	ELU 2	Max	210.723	577.713	24.085	2808.1353	314.8682	27117.972
40.145	After	ELU 2	Min	-615.041	-1621.264	-24.085	-2808.135	-314.8682	4597.7428
43.055	Before	ELU 2	Max	252.109	1649.018	24.085	2674.7768	364.7519	27054.836
43.055	Before	ELU 2	Min	-563.431	-561.667	-24.085	-2674.777	-364.7519	4568.9477
43.055	After	ELU 2	Max	252.109	1649.018	24.085	2674.7768	364.7519	27054.836
43.055	After	ELU 2	Min	-563.431	-561.667	-24.085	-2674.777	-364.7519	4568.9477
45.964	Before	ELU 2	Max	299.779	2985.332	24.085	2891.538	428.3007	22848.615
45.964	Before	ELU 2	Min	-512.592	226.932	-24.085	-2891.538	-428.3007	2384.8494
45.964	After	ELU 2	Max	299.779	2985.332	24.085	2891.538	428.3007	22848.615
45.964	After	ELU 2	Min	-512.592	226.932	-24.085	-2891.538	-428.3007	2384.8494
48.873	Before	ELU 2	Max	353.053	4319.908	24.085	3118.6982	505.5838	15666.186
48.873	Before	ELU 2	Min	-461.876	998.572	-24.085	-3118.698	-505.5838	-1475.788
48.873	After	ELU 2	Max	353.053	4319.908	24.085	3118.6982	505.5838	15666.186
48.873	After	ELU 2	Min	-461.876	998.572	-24.085	-3118.698	-505.5838	-1475.788
51.782	Before	ELU 2	Max	406.68	5646.119	24.085	3356.255	596.6479	6543.3031
51.782	Before	ELU 2	Min	-406.064	1747.473	-24.085	-3356.255	-596.6479	-7761.246
51.782	After	ELU 2	Max	406.68	5646.119	24.085	3356.255	596.6479	6543.3031
51.782	After	ELU 2	Min	-406.064	1747.473	-24.085	-3356.255	-596.6479	-7761.246

ESFUERZOS EN EL TABLERO									
				P	V2	V3	T	M2	M3
metros	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
54.691	Before	ELU 2	Max	461.167	6957.124	24.085	3604.209	712.3319	-2960.261
54.691	Before	ELU 2	Min	-363.086	2395.859	-24.085	-3604.209	-712.3319	-20879.54
54.691	After	ELU 2	Max	461.167	6957.124	24.085	3604.209	712.3319	-2960.261
54.691	After	ELU 2	Min	-363.086	2395.859	-24.085	-3604.209	-712.3319	-20879.54
57.6	Before	ELU 2	Max	532.738	8245.873	24.085	3872.888	844.0673	-12398.85
57.6	Before	ELU 2	Min	-334.782	2973.474	-24.085	-3872.888	-844.0673	-39318.45
57.6	After	ELU 2	Max	-134.128	-3000.446	25.996	3398.154	693.4212	-12095.94
57.6	After	ELU 2	Min	-477.692	-8235.671	-25.996	-3398.154	-693.4212	-38878.71
60.444	Before	ELU 2	Max	-107.057	-2384.355	25.996	3090.884	627.2701	-2830.614
60.444	Before	ELU 2	Min	-422.732	-6970.188	-25.996	-3090.884	-627.2701	-21674.21
60.444	After	ELU 2	Max	-107.057	-2384.355	25.996	3090.884	627.2701	-2830.614
60.444	After	ELU 2	Min	-422.732	-6970.188	-25.996	-3090.884	-627.2701	-21674.21
63.289	Before	ELU 2	Max	-79.986	-1673.808	25.996	2833.426	559.1703	6467.526
63.289	Before	ELU 2	Min	-366.292	-5681.307	-25.996	-2833.426	-559.1703	-8402.239
63.289	After	ELU 2	Max	-79.986	-1673.808	25.996	2833.426	559.1703	6467.526
63.289	After	ELU 2	Min	-366.292	-5681.307	-25.996	-2833.426	-559.1703	-8402.239
66.133	Before	ELU 2	Max	-52.867	-932.203	25.996	2650.544	491.0705	15148.54
66.133	Before	ELU 2	Min	-307.245	-4373.5	-25.996	-2650.544	-491.0705	-1777.742
66.133	After	ELU 2	Max	-52.867	-932.203	25.996	2650.544	491.0705	15148.54
66.133	After	ELU 2	Min	-307.245	-4373.5	-25.996	-2650.544	-491.0705	-1777.742
68.978	Before	ELU 2	Max	-22.692	-162.359	25.996	2864.189	422.9707	23097.97
68.978	Before	ELU 2	Min	-245.571	-3051.124	-25.996	-2864.189	-422.9707	2523.343
68.978	After	ELU 2	Max	-22.692	-162.359	25.996	2864.189	422.9707	23097.97
68.978	After	ELU 2	Min	-245.571	-3051.124	-25.996	-2864.189	-422.9707	2523.343
71.822	Before	ELU 2	Max	13.412	632.79	25.996	3140.35	354.8709	27187.79
71.822	Before	ELU 2	Min	-181.247	-1718.414	-25.996	-3140.35	-354.8709	5221.727
71.822	After	ELU 2	Max	13.412	632.79	25.996	3140.35	354.8709	27187.79
71.822	After	ELU 2	Min	-181.247	-1718.414	-25.996	-3140.35	-354.8709	5221.727
74.667	Before	ELU 2	Max	52.851	1535.677	25.996	3429.73	286.9528	27122.49
74.667	Before	ELU 2	Min	-121.599	-623.912	-25.996	-3429.73	-286.9528	6317.409
74.667	After	ELU 2	Max	52.851	1535.677	25.996	3429.73	286.9528	27122.49
74.667	After	ELU 2	Min	-121.599	-623.912	-25.996	-3429.73	-286.9528	6317.409
77.511	Before	ELU 2	Max	115.624	2875.364	25.996	3732.238	235.9057	22601.43
77.511	Before	ELU 2	Min	-74.334	197.063	-25.996	-3732.238	-235.9057	5810.39
77.511	After	ELU 2	Max	115.624	2875.364	25.996	3732.238	235.9057	22601.43
77.511	After	ELU 2	Min	-74.334	197.063	-25.996	-3732.238	-235.9057	5810.39
80.356	Before	ELU 2	Max	187.439	4247.801	25.996	4047.92	218.8438	13555.36
80.356	Before	ELU 2	Min	-26.928	1016.375	-25.996	-4047.92	-218.8438	3662.688



ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA)



ALTERNATIVA CENTRO

ESFUERZOS EN EL TABLERO									
metros	Text	Text	Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
80.36	After	ELU 2	Max	187.44	4247.80	26.00	4047.92	218.84	13555.36
80.36	After	ELU 2	Min	-26.93	1016.38	-26.00	-4047.92	-218.84	3662.69
83.20	Before	ELU 2	Max	263.31	5632.86	26.00	4395.96	211.40	-11.75
83.20	Before	ELU 2	Min	16.47	1584.47	-26.00	-4395.96	-211.40	-218.88
0.00	After	ELU 3	Max	-97.86	-1646.62	61.31	4467.22	211.39	87.84
0.00	After	ELU 3	Min	-308.86	-5615.20	-61.31	-4467.22	-211.39	12.97
2.84	Before	ELU 3	Max	-70.71	-1077.61	45.40	4099.42	299.16	13733.33
2.84	Before	ELU 3	Min	-248.67	-4230.30	-45.40	-4099.42	-299.16	3901.84
2.84	After	ELU 3	Max	-70.71	-1077.61	45.40	4099.42	299.16	13733.33
2.84	After	ELU 3	Min	-248.67	-4230.30	-45.40	-4099.42	-299.16	3901.84
5.69	Before	ELU 3	Max	-41.31	-258.43	29.49	3765.99	347.91	22750.03
5.69	Before	ELU 3	Min	-185.99	-2857.96	-29.49	-3765.99	-347.91	6185.29
5.69	After	ELU 3	Max	-41.31	-258.43	29.49	3765.99	347.91	22750.03
5.69	After	ELU 3	Min	-185.99	-2857.96	-29.49	-3765.99	-347.91	6185.29
8.53	Before	ELU 3	Max	-4.44	562.46	13.58	3446.52	352.55	27203.92
8.53	Before	ELU 3	Min	-121.61	-1501.36	-13.58	-3446.52	-352.55	6866.04
8.53	After	ELU 3	Max	-4.44	562.46	13.58	3446.52	352.55	27203.92
8.53	After	ELU 3	Min	-121.61	-1501.36	-13.58	-3446.52	-352.55	6866.04
11.38	Before	ELU 3	Max	34.37	1721.12	24.53	3141.08	344.49	27201.97
11.38	Before	ELU 3	Min	-56.27	-503.75	-24.53	-3141.08	-344.49	5944.09
11.38	After	ELU 3	Max	34.37	1721.12	24.53	3141.08	344.49	27201.97
11.38	After	ELU 3	Min	-56.27	-503.75	-24.53	-3141.08	-344.49	5944.09
14.22	Before	ELU 3	Max	98.97	3053.80	40.44	2849.62	320.55	23012.78
14.22	Before	ELU 3	Min	-15.22	291.40	-40.44	-2849.62	-320.55	3419.44
14.22	After	ELU 3	Max	98.97	3053.80	40.44	2849.62	320.55	23012.78
14.22	After	ELU 3	Min	-15.22	291.40	-40.44	-2849.62	-320.55	3419.44
17.07	Before	ELU 3	Max	164.69	4376.16	56.35	2783.73	270.98	14685.76
17.07	Before	ELU 3	Min	24.85	1061.25	-56.35	-2783.73	-270.98	-707.92
17.07	After	ELU 3	Max	164.69	4376.16	56.35	2783.73	270.98	14685.76
17.07	After	ELU 3	Min	24.85	1061.25	-56.35	-2783.73	-270.98	-707.92
19.91	Before	ELU 3	Max	230.31	5683.95	72.26	2998.57	406.83	3972.11
19.91	Before	ELU 3	Min	63.76	1802.86	-72.26	-2998.57	-406.83	-8017.37
19.91	After	ELU 3	Max	230.31	5683.95	72.26	2998.57	406.83	3972.11
19.91	After	ELU 3	Min	63.76	1802.86	-72.26	-2998.57	-406.83	-8017.37
22.76	Before	ELU 3	Max	295.11	6972.78	88.17	3291.97	672.54	-5703.77
22.76	Before	ELU 3	Min	100.84	2513.37	-88.17	-3291.97	-672.54	-21675.20
22.76	After	ELU 3	Max	295.11	6972.78	88.17	3291.97	672.54	-5703.77
22.76	After	ELU 3	Min	100.84	2513.37	-88.17	-3291.97	-672.54	-21675.20

ESFUERZOS EN EL TABLERO									
metros	Text	Text	Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
25.60	Before	ELU 3	Max	358.34	8238.17	104.08	3616.46	988.97	-15305.34
25.60	Before	ELU 3	Min	132.50	3130.51	-104.08	-3616.46	-988.97	-38894.86
25.60	After	ELU 3	Max	-98.71	-2961.40	57.00	4180.70	833.49	-15117.67
25.60	After	ELU 3	Min	-514.05	-8218.09	-57.00	-4180.70	-833.49	-38681.04
28.51	Before	ELU 3	Max	-71.02	-2383.75	40.73	3899.45	724.43	-5637.19
28.51	Before	ELU 3	Min	-457.84	-6929.01	-40.73	-3899.45	-724.43	-20413.16
28.51	After	ELU 3	Max	-71.02	-2383.75	40.73	3899.45	724.43	-5637.19
28.51	After	ELU 3	Min	-457.84	-6929.01	-40.73	-3899.45	-724.43	-20413.16
31.42	Before	ELU 3	Max	-43.34	-1733.85	24.45	3639.86	689.48	3826.11
31.42	Before	ELU 3	Min	-401.63	-5617.77	-24.45	-3639.86	-689.48	-6618.70
31.42	After	ELU 3	Max	-43.34	-1733.85	24.45	3639.86	689.48	3826.11
31.42	After	ELU 3	Min	-401.63	-5617.77	-24.45	-3639.86	-689.48	-6618.70
34.33	Before	ELU 3	Max	-15.65	-984.66	39.99	3390.65	721.26	14704.46
34.33	Before	ELU 3	Min	-345.42	-4291.40	-39.99	-3390.65	-721.26	271.96
34.33	After	ELU 3	Max	-15.65	-984.66	39.99	3390.65	721.26	14704.46
34.33	After	ELU 3	Min	-345.42	-4291.40	-39.99	-3390.65	-721.26	271.96
37.24	Before	ELU 3	Max	12.04	-212.80	56.26	3151.82	813.95	22964.00
37.24	Before	ELU 3	Min	-289.21	-2956.75	-56.26	-3151.82	-813.95	4087.68
37.24	After	ELU 3	Max	12.04	-212.80	56.26	3151.82	813.95	22964.00
37.24	After	ELU 3	Min	-289.21	-2956.75	-56.26	-3151.82	-813.95	4087.68
40.15	Before	ELU 3	Max	39.72	575.96	72.53	2923.38	967.61	27073.50
40.15	Before	ELU 3	Min	-229.45	-1620.43	-72.53	-2923.38	-967.61	6226.92
40.15	After	ELU 3	Max	39.72	575.96	72.53	2923.38	967.61	27073.50
40.15	After	ELU 3	Min	-229.45	-1620.43	-72.53	-2923.38	-967.61	6226.92
43.05	Before	ELU 3	Max	67.41	1647.65	88.81	2784.43	1182.29	27007.95
43.05	Before	ELU 3	Min	-164.14	-560.93	-88.81	-2784.43	-1182.29	6202.39
43.05	After	ELU 3	Max	67.41	1647.65	88.81	2784.43	1182.29	27007.95
43.05	After	ELU 3	Min	-164.14	-560.93	-88.81	-2784.43	-1182.29	6202.39
45.96	Before	ELU 3	Max	108.63	2983.96	105.08	2995.60	1458.03	22799.31
45.96	Before	ELU 3	Min	-106.85	227.66	-105.08	-2995.60	-1458.03	4022.56
45.96	After	ELU 3	Max	108.63	2983.96	105.08	2995.60	1458.03	22799.31
45.96	After	ELU 3	Min	-106.85	227.66	-105.08	-2995.60	-1458.03	4022.56
48.87	Before	ELU 3	Max	161.91	4318.54	121.35	3217.17	1794.90	14442.37
48.87	Before	ELU 3	Min	-56.14	999.31	-121.35	-3217.17	-1794.90	166.19
48.87	After	ELU 3	Max	161.91	4318.54	121.35	3217.17	1794.90	14442.37
48.87	After	ELU 3	Min	-56.14	999.31	-121.35	-3217.17	-1794.90	166.19
51.78	Before	ELU 3	Max	215.54	5644.75	137.62	3449.14	2192.94	3607.07
51.78	Before	ELU 3	Min	-0.32	1748.21	-137.62	-3449.14	-2192.94	-6902.63



ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA)



ALTERNATIVA CENTRO

ESFUERZOS EN EL TABLERO									
metros	Text	Text	Text	P	V2	V3	T	M2	M3
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
51.78	After	ELU 3	Max	215.54	5644.75	137.62	3449.14	2192.94	3607.07
51.78	After	ELU 3	Min	-0.32	1748.21	-137.62	-3449.14	-2192.94	-6902.63
54.69	Before	ELU 3	Max	270.02	6955.76	153.90	3691.50	2662.99	-5897.77
54.69	Before	ELU 3	Min	42.65	2396.59	-153.90	-3691.50	-2662.99	-20786.31
54.69	After	ELU 3	Max	270.02	6955.76	153.90	3691.50	2662.99	-5897.77
54.69	After	ELU 3	Min	42.65	2396.59	-153.90	-3691.50	-2662.99	-20786.31
57.60	Before	ELU 3	Max	341.59	8244.50	170.17	3954.59	3196.49	-15337.64
57.60	Before	ELU 3	Min	70.96	2974.21	-170.17	-3954.59	-3196.49	-39221.23
57.60	After	ELU 3	Max	-162.29	-3125.32	179.46	3624.39	2779.76	-15238.90
57.60	After	ELU 3	Min	-430.82	-8230.29	-179.46	-3624.39	-2779.76	-38770.47
60.44	Before	ELU 3	Max	-135.21	-2509.23	163.55	3322.59	2299.26	-5617.96
60.44	Before	ELU 3	Min	-375.86	-6964.81	-163.55	-3322.59	-2299.26	-21581.30
60.44	After	ELU 3	Max	-135.21	-2509.23	163.55	3322.59	2299.26	-5617.96
60.44	After	ELU 3	Min	-375.86	-6964.81	-163.55	-3322.59	-2299.26	-21581.30
63.29	Before	ELU 3	Max	-108.14	-1798.68	147.63	3070.59	1862.11	4035.79
63.29	Before	ELU 3	Min	-319.42	-5675.93	-147.63	-3070.59	-1862.11	-7954.84
63.29	After	ELU 3	Max	-108.14	-1798.68	147.63	3070.59	1862.11	4035.79
63.29	After	ELU 3	Min	-319.42	-5675.93	-147.63	-3070.59	-1862.11	-7954.84
66.13	Before	ELU 3	Max	-81.02	-1057.08	131.72	2893.18	1470.28	14735.72
66.13	Before	ELU 3	Min	-260.37	-4368.12	-131.72	-2893.18	-1470.28	-685.83
66.13	After	ELU 3	Max	-81.02	-1057.08	131.72	2893.18	1470.28	14735.72
66.13	After	ELU 3	Min	-260.37	-4368.12	-131.72	-2893.18	-1470.28	-685.83
68.98	Before	ELU 3	Max	-50.85	-287.24	115.81	3112.29	1123.75	23020.59
68.98	Before	ELU 3	Min	-198.70	-3045.74	-115.81	-3112.29	-1123.75	3429.37
68.98	After	ELU 3	Max	-50.85	-287.24	115.81	3112.29	1123.75	23020.59
68.98	After	ELU 3	Min	-198.70	-3045.74	-115.81	-3112.29	-1123.75	3429.37
71.82	Before	ELU 3	Max	-14.74	507.92	99.90	3393.92	822.54	27135.66
71.82	Before	ELU 3	Min	-134.38	-1713.03	-99.90	-3393.92	-822.54	5941.88
71.82	After	ELU 3	Max	-14.74	507.92	99.90	3393.92	822.54	27135.66
71.82	After	ELU 3	Min	-134.38	-1713.03	-99.90	-3393.92	-822.54	5941.88
74.67	Before	ELU 3	Max	24.69	1509.85	83.99	3688.76	566.81	27095.62
74.67	Before	ELU 3	Min	-67.37	-558.64	-83.99	-3688.76	-566.81	6851.68
74.67	After	ELU 3	Max	24.69	1509.85	83.99	3688.76	566.81	27095.62
74.67	After	ELU 3	Min	-67.37	-558.64	-83.99	-3688.76	-566.81	6851.68
77.51	Before	ELU 3	Max	87.19	2866.50	68.08	3996.74	373.27	22599.81
77.51	Before	ELU 3	Min	-17.16	262.34	-68.08	-3996.74	-373.27	6158.78
77.51	After	ELU 3	Max	87.19	2866.50	68.08	3996.74	373.27	22599.81
77.51	After	ELU 3	Min	-17.16	262.34	-68.08	-3996.74	-373.27	6158.78

ESFUERZOS EN EL TABLERO									
metros	Text	Text	Text	P	V2	V3	T	M2	M3
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
80.36	Before	ELU 3	Max	159.01	4238.93	52.17	4317.89	259.02	13541.02
80.36	Before	ELU 3	Min	30.24	1081.65	-52.17	-4317.89	-259.02	3863.18
80.36	After	ELU 3	Max	159.01	4238.93	52.17	4317.89	259.02	13541.02
80.36	After	ELU 3	Min	30.24	1081.65	-52.17	-4317.89	-259.02	3863.18
83.20	Before	ELU 3	Max	234.87	5623.99	36.26	4671.40	223.10	-35.13
83.20	Before	ELU 3	Min	73.64	1649.74	-36.26	-4671.40	-223.10	-169.98
0.00	After	ELU 4	Max	-108.84	-1883.46	83.69	221.53	4.66	53.34
0.00	After	ELU 4	Min	-245.32	-4245.33	-83.69	-221.53	-4.66	23.67
2.84	Before	ELU 4	Max	-81.77	-1320.66	57.17	212.42	195.90	10333.61
2.84	Before	ELU 4	Min	-184.30	-2976.70	-57.17	-212.42	-195.90	4584.27
2.84	After	ELU 4	Max	-81.77	-1320.66	57.17	212.42	195.90	10333.61
2.84	After	ELU 4	Min	-184.30	-2976.70	-57.17	-212.42	-195.90	4584.27
5.69	Before	ELU 4	Max	-54.70	-757.86	30.65	203.30	320.94	17001.15
5.69	Before	ELU 4	Min	-123.28	-1708.07	-30.65	-203.30	-320.94	7542.16
5.69	After	ELU 4	Max	-54.70	-757.86	30.65	203.30	320.94	17001.15
5.69	After	ELU 4	Min	-123.28	-1708.07	-30.65	-203.30	-320.94	7542.16
8.53	Before	ELU 4	Max	-27.63	-195.06	4.13	194.19	370.47	20055.98
8.53	Before	ELU 4	Min	-62.26	-439.44	-4.13	-194.19	-370.47	8897.36
8.53	After	ELU 4	Max	-27.63	-195.06	4.13	194.19	370.47	20055.98
8.53	After	ELU 4	Min	-62.26	-439.44	-4.13	-194.19	-370.47	8897.36
11.38	Before	ELU 4	Max	-0.55	829.19	22.39	185.08	344.49	19498.09
11.38	Before	ELU 4	Min	-1.24	367.74	-22.39	-185.08	-344.49	8649.86
11.38	After	ELU 4	Max	-0.55	829.19	22.39	185.08	344.49	19498.09
11.38	After	ELU 4	Min	-1.24	367.74	-22.39	-185.08	-344.49	8649.86
14.22	Before	ELU 4	Max	59.78	2097.82	48.90	175.97	242.98	15327.48
14.22	Before	ELU 4	Min	26.52	930.54	-48.90	-175.97	-242.98	6799.65
14.22	After	ELU 4	Max	59.78	2097.82	48.90	175.97	242.98	15327.48
14.22	After	ELU 4	Min	26.52	930.54	-48.90	-175.97	-242.98	6799.65
17.07	Before	ELU 4	Max	120.80	3366.45	75.42	166.86	65.96	7544.15
17.07	Before	ELU 4	Min	53.59	1493.34	-75.42	-166.86	-65.96	3346.75
17.07	After	ELU 4	Max	120.80	3366.45	75.42	166.86	65.96	7544.15
17.07	After	ELU 4	Min	53.59	1493.34	-75.42	-166.86	-65.96	3346.75
19.91	Before	ELU 4	Max	181.82	4635.08	101.94	157.75	186.58	-1708.86
19.91	Before	ELU 4	Min	80.66	2056.14	-101.94	-157.75	-186.58	-3851.90
19.91	After	ELU 4	Max	181.82	4635.08	101.94	157.75	186.58	-1708.86
19.91	After	ELU 4	Min	80.66	2056.14	-101.94	-157.75	-186.58	-3851.90
22.76	Before	ELU 4	Max	242.85	5903.71	128.46	148.64	514.63	-8367.17
22.76	Before	ELU 4	Min	107.73	2618.94	-128.46	-148.64	-514.63	-18860.67



ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA)



ALTERNATIVA CENTRO

ESFUERZOS EN EL TABLERO									
metros	Text	Text	Text	P	V2	V3	T	M2	M3
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
25.60	Before	ELU 4	Max	303.87	7172.34	154.98	139.53	918.20	-16628.18
25.60	Before	ELU 4	Min	134.80	3181.74	-154.98	-139.53	-918.20	-37482.15
25.60	After	ELU 4	Max	-179.15	-3159.27	54.86	238.66	899.40	-16494.48
25.60	After	ELU 4	Min	-403.83	-7121.18	-54.86	-238.66	-899.40	-37180.77
28.51	Before	ELU 4	Max	-151.47	-2583.68	27.74	229.35	779.13	-8133.12
28.51	Before	ELU 4	Min	-341.42	-5823.72	-27.74	-229.35	-779.13	-18333.07
28.51	After	ELU 4	Max	-151.47	-2583.68	27.74	229.35	779.13	-8133.12
28.51	After	ELU 4	Min	-341.42	-5823.72	-27.74	-229.35	-779.13	-18333.07
31.42	Before	ELU 4	Max	-123.78	-2008.09	0.62	220.03	737.84	-1448.14
31.42	Before	ELU 4	Min	-279.01	-4526.25	-0.62	-220.03	-737.84	-3264.17
31.42	After	ELU 4	Max	-123.78	-2008.09	0.62	220.03	737.84	-1448.14
31.42	After	ELU 4	Min	-279.01	-4526.25	-0.62	-220.03	-737.84	-3264.17
34.33	Before	ELU 4	Max	-96.10	-1432.50	26.51	210.71	775.54	8025.93
34.33	Before	ELU 4	Min	-216.60	-3228.79	-26.51	-210.71	-775.54	3560.47
34.33	After	ELU 4	Max	-96.10	-1432.50	26.51	210.71	775.54	8025.93
34.33	After	ELU 4	Min	-216.60	-3228.79	-26.51	-210.71	-775.54	3560.47
37.24	Before	ELU 4	Max	-68.41	-856.91	53.63	201.39	892.23	15537.23
37.24	Before	ELU 4	Min	-154.20	-1931.33	-53.63	-201.39	-892.23	6892.69
37.24	After	ELU 4	Max	-68.41	-856.91	53.63	201.39	892.23	15537.23
37.24	After	ELU 4	Min	-154.20	-1931.33	-53.63	-201.39	-892.23	6892.69
40.15	Before	ELU 4	Max	-40.72	-281.32	80.75	192.07	1087.90	19269.74
40.15	Before	ELU 4	Min	-91.79	-633.87	-80.75	-192.07	-1087.90	8548.53
40.15	After	ELU 4	Max	-40.72	-281.32	80.75	192.07	1087.90	19269.74
40.15	After	ELU 4	Min	-91.79	-633.87	-80.75	-192.07	-1087.90	8548.53
43.05	Before	ELU 4	Max	-13.04	663.60	107.87	182.76	1362.57	19223.44
43.05	Before	ELU 4	Min	-29.38	294.27	-107.87	-182.76	-1362.57	8528.00
43.05	After	ELU 4	Max	-13.04	663.60	107.87	182.76	1362.57	19223.44
43.05	After	ELU 4	Min	-29.38	294.27	-107.87	-182.76	-1362.57	8528.00
45.96	Before	ELU 4	Max	33.03	1961.06	134.99	173.44	1716.22	15398.34
45.96	Before	ELU 4	Min	14.65	869.86	-134.99	-173.44	-1716.22	6831.08
45.96	After	ELU 4	Max	33.03	1961.06	134.99	173.44	1716.22	15398.34
45.96	After	ELU 4	Min	14.65	869.86	-134.99	-173.44	-1716.22	6831.08
48.87	Before	ELU 4	Max	95.44	3258.52	162.11	164.12	2148.86	7794.44
48.87	Before	ELU 4	Min	42.33	1445.45	-162.11	-164.12	-2148.86	3457.79
48.87	After	ELU 4	Max	95.44	3258.52	162.11	164.12	2148.86	7794.44
48.87	After	ELU 4	Min	42.33	1445.45	-162.11	-164.12	-2148.86	3457.79
51.78	Before	ELU 4	Max	157.84	4555.98	189.23	154.80	2660.49	-1591.88
51.78	Before	ELU 4	Min	70.02	2021.04	-189.23	-154.80	-2660.49	-3588.25

ESFUERZOS EN EL TABLERO									
metros	Text	Text	Text	P	V2	V3	T	M2	M3
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
51.78	After	ELU 4	Max	157.84	4555.98	189.23	154.80	2660.49	-1591.88
51.78	After	ELU 4	Min	70.02	2021.04	-189.23	-154.80	-2660.49	-3588.25
54.69	Before	ELU 4	Max	220.25	5853.45	216.35	145.48	3251.10	-8317.94
54.69	Before	ELU 4	Min	97.71	2596.63	-216.35	-145.48	-3251.10	-18749.75
54.69	After	ELU 4	Max	220.25	5853.45	216.35	145.48	3251.10	-8317.94
54.69	After	ELU 4	Min	97.71	2596.63	-216.35	-145.48	-3251.10	-18749.75
57.60	Before	ELU 4	Max	282.66	7150.91	243.47	136.17	3920.71	-16720.37
57.60	Before	ELU 4	Min	125.39	3172.22	-243.47	-136.17	-3920.71	-37690.05
57.60	After	ELU 4	Max	-168.41	-3177.22	255.77	377.06	3477.24	-16565.30
57.60	After	ELU 4	Min	-379.60	-7161.64	-255.77	-377.06	-3477.24	-37340.51
60.44	Before	ELU 4	Max	-141.33	-2614.42	229.25	386.17	2786.65	-8320.42
60.44	Before	ELU 4	Min	-318.58	-5893.01	-229.25	-386.17	-2786.65	-18755.36
60.44	After	ELU 4	Max	-141.33	-2614.42	229.25	386.17	2786.65	-8320.42
60.44	After	ELU 4	Min	-318.58	-5893.01	-229.25	-386.17	-2786.65	-18755.36
63.29	Before	ELU 4	Max	-114.26	-2051.62	202.73	395.28	2171.57	-1678.24
63.29	Before	ELU 4	Min	-257.55	-4624.38	-202.73	-395.28	-2171.57	-3782.94
63.29	After	ELU 4	Max	-114.26	-2051.62	202.73	395.28	2171.57	-1678.24
63.29	After	ELU 4	Min	-257.55	-4624.38	-202.73	-395.28	-2171.57	-3782.94
66.13	Before	ELU 4	Max	-87.19	-1488.82	176.21	404.39	1632.01	7576.77
66.13	Before	ELU 4	Min	-196.53	-3355.75	-176.21	-404.39	-1632.01	3361.24
66.13	After	ELU 4	Max	-87.19	-1488.82	176.21	404.39	1632.01	7576.77
66.13	After	ELU 4	Min	-196.53	-3355.75	-176.21	-404.39	-1632.01	3361.24
68.98	Before	ELU 4	Max	-60.12	-926.02	149.69	413.50	1167.97	15323.76
68.98	Before	ELU 4	Min	-135.51	-2087.12	-149.69	-413.50	-1167.97	6798.02
68.98	After	ELU 4	Max	-60.12	-926.02	149.69	413.50	1167.97	15323.76
68.98	After	ELU 4	Min	-135.51	-2087.12	-149.69	-413.50	-1167.97	6798.02
71.82	Before	ELU 4	Max	-33.05	-363.22	123.17	422.61	779.44	19458.03
71.82	Before	ELU 4	Min	-74.49	-818.49	-123.17	-422.61	-779.44	8632.10
71.82	After	ELU 4	Max	-33.05	-363.22	123.17	422.61	779.44	19458.03
71.82	After	ELU 4	Min	-74.49	-818.49	-123.17	-422.61	-779.44	8632.10
74.67	Before	ELU 4	Max	-5.98	450.14	96.66	431.72	466.43	19979.58
74.67	Before	ELU 4	Min	-13.47	199.58	-96.66	-431.72	-466.43	8863.48
74.67	After	ELU 4	Max	-5.98	450.14	96.66	431.72	466.43	19979.58
74.67	After	ELU 4	Min	-13.47	199.58	-96.66	-431.72	-466.43	8863.48
77.51	Before	ELU 4	Max	47.55	1718.77	70.14	440.83	228.94	16888.41
77.51	Before	ELU 4	Min	21.09	762.38	-70.14	-440.83	-228.94	7492.16
77.51	After	ELU 4	Max	47.55	1718.77	70.14	440.83	228.94	16888.41
77.51	After	ELU 4	Min	21.09	762.38	-70.14	-440.83	-228.94	7492.16



ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA)



ALTERNATIVA CENTRO

ESFUERZOS EN EL TABLERO									
metros	Text	Text	Text	P	V2	V3	T	M2	M3
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
80.36	Before	ELU 4	Max	108.57	2987.40	43.62	449.95	66.96	10184.52
80.36	Before	ELU 4	Min	48.16	1325.18	-43.62	-449.95	-66.96	4518.13
80.36	After	ELU 4	Max	108.57	2987.40	43.62	449.95	66.96	10184.52
80.36	After	ELU 4	Min	48.16	1325.18	-43.62	-449.95	-66.96	4518.13
83.20	Before	ELU 4	Max	169.59	4256.03	17.10	459.06	19.50	-58.59
83.20	Before	ELU 4	Min	75.23	1887.97	-17.10	-459.06	-19.50	-132.09
0.00	After	ELU 5	Max	-17.93	-1611.06	7.39	2968.30	142.82	180.80
0.00	After	ELU 5	Min	-472.04	-5670.42	-7.39	-2968.30	-142.82	-174.99
2.84	Before	ELU 5	Max	9.17	-1045.04	7.39	2735.78	126.91	13868.75
2.84	Before	ELU 5	Min	-405.92	-4194.79	-7.39	-2735.78	-126.91	3704.25
2.84	After	ELU 5	Max	9.17	-1045.04	7.39	2735.78	126.91	13868.75
2.84	After	ELU 5	Min	-405.92	-4194.79	-7.39	-2735.78	-126.91	3704.25
5.69	Before	ELU 5	Max	37.89	-294.24	7.39	2524.14	110.34	22844.86
5.69	Before	ELU 5	Min	-337.87	-2725.73	-7.39	-2524.14	-110.34	5967.12
5.69	After	ELU 5	Max	37.89	-294.24	7.39	2524.14	110.34	22844.86
5.69	After	ELU 5	Min	-337.87	-2725.73	-7.39	-2524.14	-110.34	5967.12
8.53	Before	ELU 5	Max	72.11	455.06	7.39	2318.07	92.94	27158.61
8.53	Before	ELU 5	Min	-289.26	-1299.44	-7.39	-2318.07	-92.94	6627.29
8.53	After	ELU 5	Max	72.11	455.06	7.39	2318.07	92.94	27158.61
8.53	After	ELU 5	Min	-289.26	-1299.44	-7.39	-2318.07	-92.94	6627.29
11.38	Before	ELU 5	Max	118.98	1561.88	7.39	2117.62	96.13	26955.23
11.38	Before	ELU 5	Min	-241.32	-472.86	-7.39	-2117.62	-96.13	5619.77
11.38	After	ELU 5	Max	118.98	1561.88	7.39	2117.62	96.13	26955.23
11.38	After	ELU 5	Min	-241.32	-472.86	-7.39	-2117.62	-96.13	5619.77
14.22	Before	ELU 5	Max	189.06	3005.50	7.39	1922.77	120.39	22386.85
14.22	Before	ELU 5	Min	-204.45	255.62	-7.39	-1922.77	-120.39	2993.86
14.22	After	ELU 5	Max	189.06	3005.50	7.39	1922.77	120.39	22386.85
14.22	After	ELU 5	Min	-204.45	255.62	-7.39	-1922.77	-120.39	2993.86
17.07	Before	ELU 5	Max	259.71	4439.03	7.39	1892.19	158.44	14001.02
17.07	Before	ELU 5	Min	-168.04	967.47	-7.39	-1892.19	-158.44	-1234.75
17.07	After	ELU 5	Max	259.71	4439.03	7.39	1892.19	158.44	14001.02
17.07	After	ELU 5	Min	-168.04	967.47	-7.39	-1892.19	-158.44	-1234.75
19.91	Before	ELU 5	Max	330.16	5859.50	7.39	2060.77	201.39	6330.53
19.91	Before	ELU 5	Min	-132.37	1660.26	-7.39	-2060.77	-201.39	-7799.98
19.91	After	ELU 5	Max	330.16	5859.50	7.39	2060.77	201.39	6330.53
19.91	After	ELU 5	Min	-132.37	1660.26	-7.39	-2060.77	-201.39	-7799.98
22.76	Before	ELU 5	Max	399.86	7263.90	7.39	2260.78	248.37	-1845.60
22.76	Before	ELU 5	Min	-97.94	2331.59	-7.39	-2260.78	-248.37	-22773.25

ESFUERZOS EN EL TABLERO									
metros	Text	Text	Text	P	V2	V3	T	M2	M3
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
22.76	After	ELU 5	Max	399.86	7263.90	7.39	2260.78	248.37	-1845.60
22.76	After	ELU 5	Min	-97.94	2331.59	-7.39	-2260.78	-248.37	-22773.25
25.60	Before	ELU 5	Max	468.28	8649.17	7.39	2479.21	299.42	-10474.46
25.60	Before	ELU 5	Min	-67.48	2934.44	-7.39	-2479.21	-299.42	-42146.33
25.60	After	ELU 5	Max	157.03	-3019.16	16.27	2748.12	204.36	-10666.00
25.60	After	ELU 5	Min	-1046.39	-8598.17	-16.27	-2748.12	-204.36	-41791.13
28.51	Before	ELU 5	Max	184.71	-2442.75	16.27	2575.50	177.35	-1469.74
28.51	Before	ELU 5	Min	-1005.64	-7185.22	-16.27	-2575.50	-177.35	-21619.86
28.51	After	ELU 5	Max	184.71	-2442.75	16.27	2575.50	177.35	-1469.74
28.51	After	ELU 5	Min	-1005.64	-7185.22	-16.27	-2575.50	-177.35	-21619.86
31.42	Before	ELU 5	Max	212.40	-1813.70	16.27	2415.48	165.51	7209.71
31.42	Before	ELU 5	Min	-964.89	-5754.09	-16.27	-2415.48	-165.51	-7413.74
31.42	After	ELU 5	Max	212.40	-1813.70	16.27	2415.48	165.51	7209.71
31.42	After	ELU 5	Min	-964.89	-5754.09	-16.27	-2415.48	-165.51	-7413.74
34.33	Before	ELU 5	Max	240.09	-1112.03	16.27	2259.62	167.64	15518.74
34.33	Before	ELU 5	Min	-924.14	-4309.78	-16.27	-2259.62	-167.64	-1403.66
34.33	After	ELU 5	Max	240.09	-1112.03	16.27	2259.62	167.64	15518.74
34.33	After	ELU 5	Min	-924.14	-4309.78	-16.27	-2259.62	-167.64	-1403.66
37.24	Before	ELU 5	Max	267.77	-395.42	16.27	2107.91	179.90	22417.94
37.24	Before	ELU 5	Min	-883.40	-2857.18	-16.27	-2107.91	-179.90	2284.00
37.24	After	ELU 5	Max	267.77	-395.42	16.27	2107.91	179.90	22417.94
37.24	After	ELU 5	Min	-883.40	-2857.18	-16.27	-2107.91	-179.90	2284.00
40.15	Before	ELU 5	Max	298.37	331.64	16.27	1960.35	202.34	26785.49
40.15	Before	ELU 5	Min	-839.98	-1401.13	-16.27	-1960.35	-202.34	4295.24
40.15	After	ELU 5	Max	298.37	331.64	16.27	1960.35	202.34	26785.49
40.15	After	ELU 5	Min	-839.98	-1401.13	-16.27	-1960.35	-202.34	4295.24
43.05	Before	ELU 5	Max	348.88	1433.26	16.27	1872.71	235.01	26724.47
43.05	Before	ELU 5	Min	-792.41	-315.52	-16.27	-1872.71	-235.01	4264.59
43.05	After	ELU 5	Max	348.88	1433.26	16.27	1872.71	235.01	26724.47
43.05	After	ELU 5	Min	-792.41	-315.52	-16.27	-1872.71	-235.01	4264.59
45.96	Before	ELU 5	Max	405.69	2889.29	16.27	2017.83	277.93	22258.85
45.96	Before	ELU 5	Min	-746.98	411.45	-16.27	-2017.83	-277.93	2198.38
45.96	After	ELU 5	Max	405.69	2889.29	16.27	2017.83	277.93	22258.85
45.96	After	ELU 5	Min	-746.98	411.45	-16.27	-2017.83	-277.93	2198.38
48.87	Before	ELU 5	Max	468.10	4341.81	16.27	2167.12	331.15	15338.17
48.87	Before	ELU 5	Min	-703.05	1127.91	-16.27	-2167.12	-331.15	-1544.27
48.87	After	ELU 5	Max	468.10	4341.81	16.27	2167.12	331.15	15338.17
48.87	After	ELU 5	Min	-703.05	1127.91	-16.27	-2167.12	-331.15	-1544.27



ALTERNATIVA CENTRO

ESFUERZOS EN EL TABLERO									
				P	V2	V3	T	M2	M3
metros	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
51.78	Before	ELU 5	Max	530.64	5785.99	16.27	2320.57	394.70	7028.21
51.78	Before	ELU 5	Min	-655.17	1829.39	-16.27	-2320.57	-394.70	-7672.87
51.78	After	ELU 5	Max	530.64	5785.99	16.27	2320.57	394.70	7028.21
51.78	After	ELU 5	Min	-655.17	1829.39	-16.27	-2320.57	-394.70	-7672.87
54.69	Before	ELU 5	Max	593.54	7216.92	16.27	2478.18	475.07	-1690.58
54.69	Before	ELU 5	Min	-616.62	2457.31	-16.27	-2478.18	-475.07	-22104.15
54.69	After	ELU 5	Max	593.54	7216.92	16.27	2478.18	475.07	-1690.58
54.69	After	ELU 5	Min	-616.62	2457.31	-16.27	-2478.18	-475.07	-22104.15
57.60	Before	ELU 5	Max	668.86	8629.61	16.27	2647.70	567.18	-10863.68
57.60	Before	ELU 5	Min	-588.69	3033.71	-16.27	-2647.70	-567.18	-42444.47
57.60	After	ELU 5	Max	-117.28	-2933.11	17.22	2383.84	465.59	-10407.82
57.60	After	ELU 5	Min	-531.16	-8637.30	-17.22	-2383.84	-465.59	-42007.55
60.44	Before	ELU 5	Max	-90.21	-2331.05	17.22	2179.98	420.46	-1758.31
60.44	Before	ELU 5	Min	-469.00	-7251.97	-17.22	-2179.98	-420.46	-22674.47
60.44	After	ELU 5	Max	-90.21	-2331.05	17.22	2179.98	420.46	-1758.31
60.44	After	ELU 5	Min	-469.00	-7251.97	-17.22	-2179.98	-420.46	-22674.47
63.29	Before	ELU 5	Max	-63.14	-1659.69	17.22	2001.27	373.88	6407.06
63.29	Before	ELU 5	Min	-405.72	-5847.54	-17.22	-2001.27	-373.88	-7761.94
63.29	After	ELU 5	Max	-63.14	-1659.69	17.22	2001.27	373.88	6407.06
63.29	After	ELU 5	Min	-405.72	-5847.54	-17.22	-2001.27	-373.88	-7761.94
66.13	Before	ELU 5	Max	-36.05	-966.89	17.22	1852.40	327.29	14070.82
66.13	Before	ELU 5	Min	-340.47	-4427.05	-17.22	-1852.40	-327.29	-1227.75
66.13	After	ELU 5	Max	-36.05	-966.89	17.22	1852.40	327.29	14070.82
66.13	After	ELU 5	Min	-340.47	-4427.05	-17.22	-1852.40	-327.29	-1227.75
68.98	Before	ELU 5	Max	-6.72	-255.04	17.22	1996.31	280.71	22430.24
68.98	Before	ELU 5	Min	-273.19	-2993.52	-17.22	-1996.31	-280.71	2983.04
68.98	After	ELU 5	Max	-6.72	-255.04	17.22	1996.31	280.71	22430.24
68.98	After	ELU 5	Min	-273.19	-2993.52	-17.22	-1996.31	-280.71	2983.04
71.82	Before	ELU 5	Max	26.96	473.43	17.22	2182.50	234.12	26939.01
71.82	Before	ELU 5	Min	-203.84	-1549.88	-17.22	-2182.50	-234.12	5591.12
71.82	After	ELU 5	Max	26.96	473.43	17.22	2182.50	234.12	26939.01
71.82	After	ELU 5	Min	-203.84	-1549.88	-17.22	-2182.50	-234.12	5591.12
74.67	Before	ELU 5	Max	63.03	1301.54	17.22	2373.98	187.65	27091.21
74.67	Before	ELU 5	Min	-144.61	-449.42	-17.22	-2373.98	-187.65	6596.50
74.67	After	ELU 5	Max	63.03	1301.54	17.22	2373.98	187.65	27091.21
74.67	After	ELU 5	Min	-144.61	-449.42	-17.22	-2373.98	-187.65	6596.50
77.51	Before	ELU 5	Max	128.52	2733.35	17.22	2570.71	153.64	22661.33
77.51	Before	ELU 5	Min	-102.31	299.94	-17.22	-2570.71	-153.64	5999.18

ESFUERZOS EN EL TABLERO									
				P	V2	V3	T	M2	M3
metros	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
77.51	After	ELU 5	Max	128.52	2733.35	17.22	2570.71	153.64	22661.33
77.51	After	ELU 5	Min	-102.31	299.94	-17.22	-2570.71	-153.64	5999.18
80.36	Before	ELU 5	Max	203.70	4202.49	17.22	2772.71	145.19	13632.27
80.36	Before	ELU 5	Min	-60.35	1050.84	-17.22	-2772.71	-145.19	3735.85
80.36	After	ELU 5	Max	203.70	4202.49	17.22	2772.71	145.19	13632.27
80.36	After	ELU 5	Min	-60.35	1050.84	-17.22	-2772.71	-145.19	3735.85
83.20	Before	ELU 5	Max	281.67	5678.24	17.22	2994.37	144.01	-3.57
83.20	Before	ELU 5	Min	-21.17	1616.18	-17.22	-2994.37	-144.01	-252.80



APÉNCIDE III: REACCIONES EN APOYOS



ALTERNATIVA CENTRO

Joint Reactions: ELU								
Joint			F1	F2	F3	M1	M2	M3
			KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
estribo 1 izda	ELU	Max	4178.14	41.84	66.96	0.00	16.10	8.37
estribo 1 izda	ELU	Min	411.17	-41.84	-80.49	0.00	-13.39	-8.37
estribo 1 drcha	ELU	Max	4178.14	41.84	66.96	0.00	16.10	8.37
estribo 1 drcha	ELU	Min	411.17	-41.84	-80.49	0.00	-13.39	-8.37
pila 1	ELU	Max	19569.07	219.15	428.59	18.81	993.29	3890.30
pila 1	ELU	Min	5909.67	-219.15	-389.52	-18.81	-1092.91	-3890.30
pila 2	ELU	Max	19732.34	513.45	1071.32	407.06	3402.72	3814.79
pila 2	ELU	Min	5930.09	-513.45	-980.61	-407.06	-3717.46	-3814.79
estribo2 izda	ELU	Max	4190.54	18.13	49.77	0.00	6.74	3.63
estribo2 izda	ELU	Min	372.67	-18.13	-33.70	0.00	-9.95	-3.63
estribo 2 drcha	ELU	Max	4190.54	18.13	49.77	0.00	6.74	3.63
estribo 2 drcha	ELU	Min	372.67	-18.13	-33.70	0.00	-9.95	-3.63

Joint Reactions: ENV ELS CAR 0								
Joint			F1	F2	F3	M1	M2	M3
			KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
estribo 1 izda	ENV ELS CAR 0	Max	3340.81	27.90	34.70	0.00	12.21	5.58
estribo 1 izda	ENV ELS CAR 0	Min	629.27	-27.90	-61.03	0.00	-6.94	-5.58
estribo 1 drcha	ENV ELS CAR 0	Max	3340.81	27.90	34.70	0.00	12.21	5.58
estribo 1 drcha	ENV ELS CAR 0	Min	629.27	-27.90	-61.03	0.00	-6.94	-5.58
pila 1	ENV ELS CAR 0	Max	16608.74	146.10	254.65	12.54	729.97	2593.53
pila 1	ENV ELS CAR 0	Min	6067.91	-146.10	-286.26	-12.54	-649.37	-2593.53
pila 2	ENV ELS CAR 0	Max	16749.91	342.30	747.09	271.37	2138.58	2543.19
pila 2	ENV ELS CAR 0	Min	6100.06	-342.30	-616.31	-271.37	-2592.41	-2543.19
estribo2 izda	ENV ELS CAR 0	Max	3351.15	12.09	38.17	0.00	3.57	2.42
estribo2 izda	ENV ELS CAR 0	Min	605.13	-12.09	-17.85	0.00	-7.63	-2.42
estribo 2 drcha	ENV ELS CAR 0	Max	3351.15	12.09	38.17	0.00	3.57	2.42
estribo 2 drcha	ENV ELS CAR 0	Min	605.13	-12.09	-17.85	0.00	-7.63	-2.42

Joint Reactions: ENV ELS CAR INF								
Joint			F1	F2	F3	M1	M2	M3
			KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
estribo 1 izda	ENV ELS CAR INF	Max	3323.36	27.90	39.37	0.00	11.27	5.58
estribo 1 izda	ENV ELS CAR INF	Min	611.81	-27.90	-56.36	0.00	-7.87	-5.58
estribo 1 drcha	ENV ELS CAR INF	Max	3323.36	27.90	39.37	0.00	11.27	5.58
estribo 1 drcha	ENV ELS CAR INF	Min	611.81	-27.90	-56.36	0.00	-7.87	-5.58
pila 1	ENV ELS CAR INF	Max	16644.64	146.10	268.37	12.54	694.98	2593.53
pila 1	ENV ELS CAR INF	Min	6103.81	-146.10	-272.54	-12.54	-684.37	-2593.53
pila 2	ENV ELS CAR INF	Max	16784.73	342.30	730.52	271.37	2196.08	2543.19
pila 2	ENV ELS CAR INF	Min	6134.88	-342.30	-632.88	-271.37	-2534.91	-2543.19
estribo2 izda	ENV ELS CAR INF	Max	3333.25	12.09	34.92	0.00	4.22	2.42
estribo2 izda	ENV ELS CAR INF	Min	587.23	-12.09	-21.10	0.00	-6.98	-2.42
estribo 2 drcha	ENV ELS CAR INF	Max	3333.25	12.09	34.92	0.00	4.22	2.42
estribo 2 drcha	ENV ELS CAR INF	Min	587.23	-12.09	-21.10	0.00	-6.98	-2.42

Joint Reactions: ENV ELS FREC 0								
Joint			F1	F2	F3	M1	M2	M3
			KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
estribo 1 izda	ENV ELS FREC 0	Max	2484.51	5.58	5.64	0.00	9.71	1.12
estribo 1 izda	ENV ELS FREC 0	Min	792.70	-5.58	-48.56	0.00	-1.13	-1.12
estribo 1 drcha	ENV ELS FREC 0	Max	2484.51	5.58	5.64	0.00	9.71	1.12
estribo 1 drcha	ENV ELS FREC 0	Min	792.70	-5.58	-48.56	0.00	-1.13	-1.12
pila 1	ENV ELS FREC 0	Max	10533.47	29.22	92.86	2.60	549.28	1458.52
pila 1	ENV ELS FREC 0	Min	6132.21	-29.22	-215.40	-2.60	-236.79	-1458.52
pila 2	ENV ELS FREC 0	Max	10621.88	68.46	266.72	54.27	395.15	1203.27
pila 2	ENV ELS FREC 0	Min	6177.95	-68.46	-113.88	-54.27	-925.53	-1203.27
estribo2 izda	ENV ELS FREC 0	Max	2493.49	5.74	31.83	0.00	0.30	1.15
estribo2 izda	ENV ELS FREC 0	Min	792.72	-5.74	-1.52	0.00	-6.37	-1.15
estribo 2 drcha	ENV ELS FREC 0	Max	2493.49	5.74	31.83	0.00	0.30	1.15
estribo 2 drcha	ENV ELS FREC 0	Min	792.72	-5.74	-1.52	0.00	-6.37	-1.15



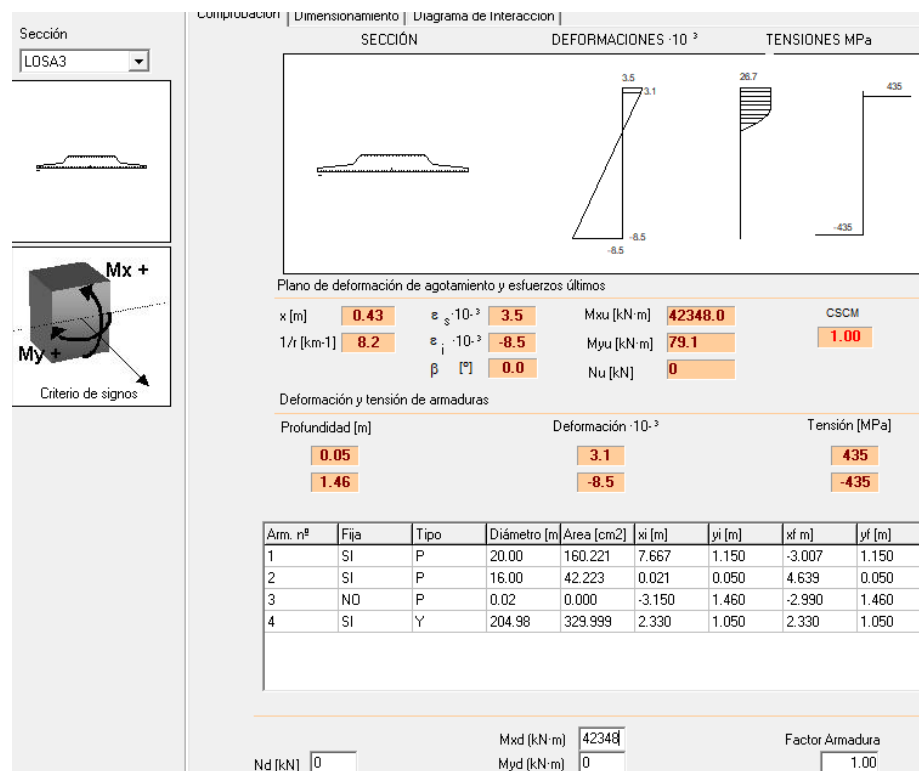
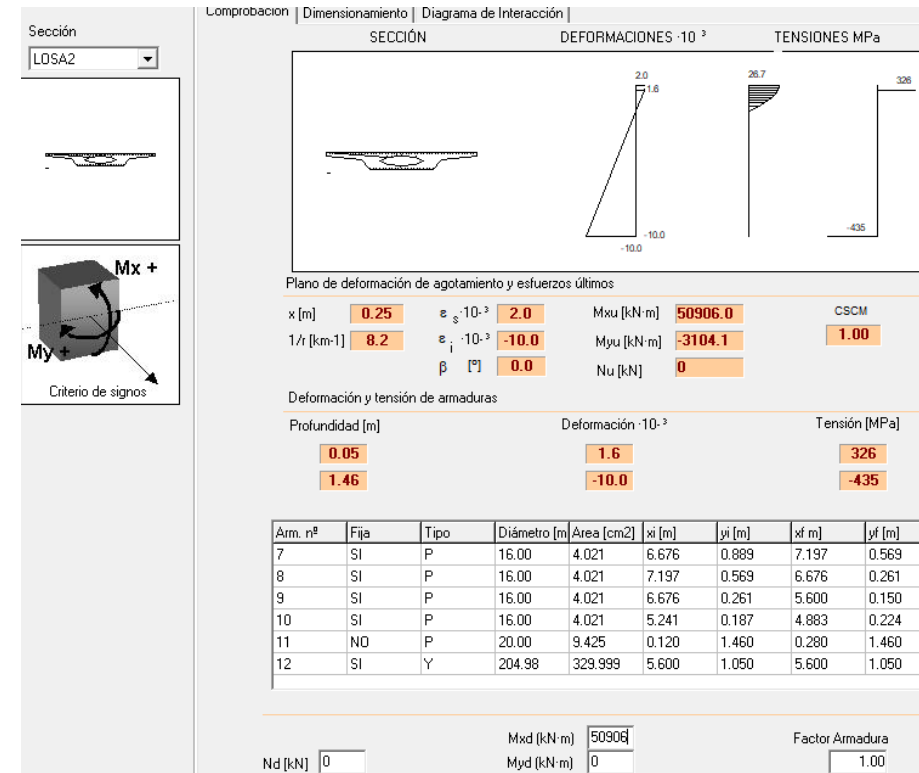
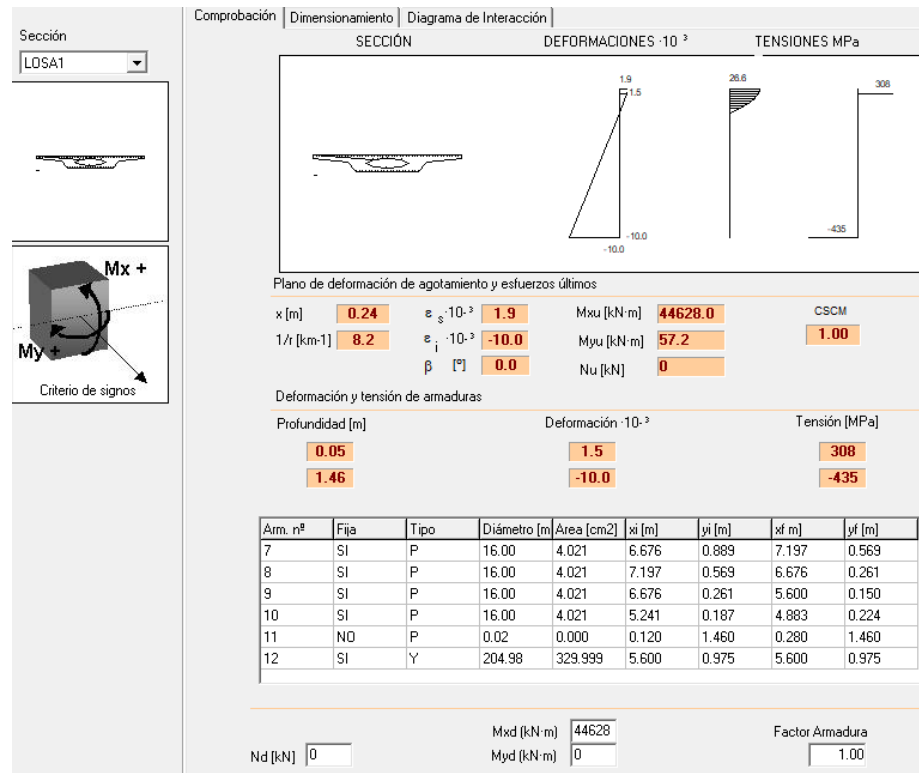
Joint Reactions: ENV ELS FREC INF								
Joint			F1	F2	F3	M1	M2	M3
			KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
estribo 1 izda	ENV ELS FREC INF	Max	2467.05	5.58	10.31	0.00	8.78	1.12
estribo 1 izda	ENV ELS FREC INF	Min	775.25	-5.58	-43.89	0.00	-2.06	-1.12
estribo 1 drcha	ENV ELS FREC INF	Max	2467.05	5.58	10.31	0.00	8.78	1.12
estribo 1 drcha	ENV ELS FREC INF	Min	775.25	-5.58	-43.89	0.00	-2.06	-1.12
pila 1	ENV ELS FREC INF	Max	10569.37	29.22	106.58	2.60	514.29	1458.52
pila 1	ENV ELS FREC INF	Min	6168.11	-29.22	-201.68	-2.60	-271.79	-1458.52
pila 2	ENV ELS FREC INF	Max	10656.70	68.46	250.16	54.27	452.64	1203.27
pila 2	ENV ELS FREC INF	Min	6212.78	-68.46	-130.44	-54.27	-868.04	-1203.27
estribo2 izda	ENV ELS FREC INF	Max	2475.58	5.74	28.59	0.00	0.95	1.15
estribo2 izda	ENV ELS FREC INF	Min	774.81	-5.74	-4.77	0.00	-5.72	-1.15
estribo 2 drcha	ENV ELS FREC INF	Max	2475.58	5.74	28.59	0.00	0.95	1.15
estribo 2 drcha	ENV ELS FREC INF	Min	774.81	-5.74	-4.77	0.00	-5.72	-1.15



APÉNDICE IV: COMPROBACIÓN A AGOTAMIENTO DE LA SECCIÓN EN TABLERO Y PILAS



AGOTAMIENTO A FLEXIÓN EN TABLERO:





ALTERNATIVA CENTRO

AGOTAMIENTO A CORTANTE EN TABLERO:

RESULTADOS BRIDGE															
ELU + PRETENSADO															
		P	V2	V3	T	M2	M3								
m		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m								
0.00	Max	-34872.19	794.72	83.69	4467.22	211.39	-4305.60	22.76	Max	-35883.80	4864.45	128.46	3291.97	672.54	9834.23
0.00	Min	-35326.31	-4219.94	-83.69	-4467.22	-211.39	-4661.39	22.76	Min	-36623.29	-1359.79	-128.46	-3291.97	-672.54	-15175.08
2.84	Max	-35109.70	567.24	57.17	4099.42	299.16	5931.25	22.76	Max	-35883.80	4864.45	128.46	3291.97	672.54	9834.23
2.84	Min	-35524.79	-3262.31	-57.17	-4099.42	-299.16	-6525.28	22.76	Min	-36623.29	-1359.79	-128.46	-3291.97	-672.54	-15175.08
2.84	Max	-35109.70	567.24	57.17	4099.42	299.16	5931.25	25.60	Max	-35341.28	9871.01	154.98	3616.46	988.97	10165.09
2.84	Min	-35524.79	-3262.31	-57.17	-4099.42	-299.16	-6525.28	25.60	Min	-36161.70	2585.85	-154.98	-3616.46	-988.97	-29664.06
5.69	Max	-35288.52	579.05	30.65	3765.99	347.91	12951.75	25.60	Max	-35573.54	-2955.35	57.00	4180.70	899.40	10107.07
5.69	Min	-35672.98	-2322.12	-30.65	-3765.99	-347.91	-7813.40	25.60	Min	-36842.80	-10156.35	-57.00	-4180.70	-899.40	-29144.34
5.69	Max	-35288.52	579.05	30.65	3765.99	347.91	12951.75	28.51	Max	-34586.86	1105.09	40.73	3899.45	779.13	10264.00
5.69	Min	-35672.98	-2322.12	-30.65	-3765.99	-347.91	-7813.40	28.51	Min	-35869.60	-4975.79	-40.73	-3899.45	-779.13	-13872.28
8.53	Max	-35427.01	585.18	13.58	3446.52	370.47	16815.59	28.51	Max	-34586.86	1105.09	40.73	3899.45	779.13	10264.00
8.53	Min	-35823.03	-1575.65	-13.58	-3446.52	-370.47	-8405.45	28.51	Min	-35869.60	-4975.79	-40.73	-3899.45	-779.13	-13872.28
8.53	Max	-35427.01	585.18	13.58	3446.52	370.47	16815.59	31.42	Max	-34394.18	966.00	24.45	3639.86	737.84	9947.13
8.53	Min	-35823.03	-1575.65	-13.58	-3446.52	-370.47	-8405.45	31.42	Min	-35690.40	-4048.83	-24.45	-3639.86	-737.84	-4792.80
11.38	Max	-35552.95	945.23	24.53	3141.08	344.49	17605.99	31.42	Max	-34394.18	966.00	24.45	3639.86	737.84	9947.13
11.38	Min	-35983.07	-1425.44	-24.53	-3141.08	-344.49	-8376.43	31.42	Min	-35690.40	-4048.83	-24.45	-3639.86	-737.84	-4792.80
11.38	Max	-35552.95	945.23	24.53	3141.08	344.49	17605.99	34.33	Max	-34185.19	933.88	39.99	3390.65	775.54	12566.75
11.38	Min	-35983.07	-1425.44	-24.53	-3141.08	-344.49	-8376.43	34.33	Min	-35494.89	-3101.00	-39.99	-3390.65	-775.54	-5339.95
14.22	Max	-35655.68	1949.58	48.90	2849.62	320.55	15296.99	34.33	Max	-34185.19	933.88	39.99	3390.65	775.54	12566.75
14.22	Min	-36161.97	-1348.06	-48.90	-2849.62	-320.55	-7894.57	34.33	Min	-35494.89	-3101.00	-39.99	-3390.65	-775.54	-5339.95
14.22	Max	-35655.68	1949.58	48.90	2849.62	320.55	15296.99	37.24	Max	-33960.06	933.18	56.26	3151.82	892.23	17485.69
14.22	Min	-36161.97	-1348.06	-48.90	-2849.62	-320.55	-7894.57	37.24	Min	-35297.58	-2136.16	-56.26	-3151.82	-892.23	-6031.08
17.07	Max	-35744.46	2939.03	75.42	2783.73	270.98	10240.49	37.24	Max	-33960.06	933.18	56.26	3151.82	892.23	17485.69
17.07	Min	-36327.97	-1300.77	-75.42	-2783.73	-270.98	-6941.95	37.24	Min	-35297.58	-2136.16	-56.26	-3151.82	-892.23	-6031.08
17.07	Max	-35744.46	2939.03	75.42	2783.73	270.98	10240.49	40.15	Max	-33717.56	959.11	80.75	2923.38	1087.90	20553.05
17.07	Min	-36327.97	-1300.77	-75.42	-2783.73	-270.98	-6941.95	40.15	Min	-35094.17	-1239.87	-80.75	-2923.38	-1087.90	-6137.79
19.91	Max	-35820.29	3911.39	101.94	2998.57	406.83	8601.62	40.15	Max	-33717.56	959.11	80.75	2923.38	1087.90	20553.05
19.91	Min	-36481.54	-1301.29	-101.94	-2998.57	-406.83	-6233.27	40.15	Min	-35094.17	-1239.87	-80.75	-2923.38	-1087.90	-6137.79
19.91	Max	-35820.29	3911.39	101.94	2998.57	406.83	8601.62	43.05	Max	-33627.85	1267.61	107.87	2784.43	1362.57	20486.98
19.91	Min	-36481.54	-1301.29	-101.94	-2998.57	-406.83	-6233.27	43.05	Min	-35051.36	-943.08	-107.87	-2784.43	-1362.57	-6161.70
19.91	Max	-35820.29	3911.39	101.94	2998.57	406.83	8601.62	43.05	Max	-33627.85	1267.61	107.87	2784.43	1362.57	20486.98
19.91	Min	-36481.54	-1301.29	-101.94	-2998.57	-406.83	-6233.27	43.05	Min	-35051.36	-943.08	-107.87	-2784.43	-1362.57	-6161.70
19.91	Max	-35820.29	3911.39	101.94	2998.57	406.83	8601.62	45.96	Max	-33740.18	2162.30	134.99	2995.60	1716.22	17317.31
19.91	Min	-36481.54	-1301.29	-101.94	-2998.57	-406.83	-6233.27	45.96	Min	-35219.01	-929.87	-134.99	-2995.60	-1716.22	-6090.65
19.91	Max	-35820.29	3911.39	101.94	2998.57	406.83	8601.62	45.96	Max	-33740.18	2162.30	134.99	2995.60	1716.22	17317.31
19.91	Min	-36481.54	-1301.29	-101.94	-2998.57	-406.83	-6233.27	45.96	Min	-35219.01	-929.87	-134.99	-2995.60	-1716.22	-6090.65



ALTERNATIVA CENTRO

45.96	Max	-33740.18	2162.30	134.99	2995.60	1716.22	17317.31	
45.96	Min	-35219.01	-929.87	-134.99	-2995.60	-1716.22	-6090.65	
48.87	Max	-33831.42	3119.29	162.11	3217.17	2148.86	12372.28	
48.87	Min	-35372.68	-938.59	-162.11	-3217.17	-2148.86	-5405.42	
48.87	Max	-33831.42	3119.29	162.11	3217.17	2148.86	12372.28	
48.87	Min	-35372.68	-938.59	-162.11	-3217.17	-2148.86	-5405.42	
51.78	Max	-33906.41	4064.07	189.23	3449.14	2660.49	9905.68	
51.78	Min	-35506.29	-973.90	-189.23	-3449.14	-2660.49	-5010.62	
51.78	Max	-33906.41	4064.07	189.23	3449.14	2660.49	9905.68	
51.78	Min	-35506.29	-973.90	-189.23	-3449.14	-2660.49	-5010.62	
54.69	Max	-33965.12	4992.83	216.35	3691.50	3251.10	10249.70	
54.69	Min	-35633.27	-1112.51	-216.35	-3691.50	-3251.10	-14217.64	
54.69	Max	-33965.12	4992.83	216.35	3691.50	3251.10	10249.70	canto d
54.69	Min	-35633.27	-1112.51	-216.35	-3691.50	-3251.10	-14217.64	
57.60	Max	-34819.12	10202.12	243.47	3954.59	3920.71	9944.79	PILA 2
57.60	Min	-36578.61	2976.88	-243.47	-3954.59	-3920.71	-29844.93	
57.60	Max	-35850.16	-2573.02	255.77	3624.39	3477.24	10221.83	
57.60	Min	-36607.40	-9845.53	-255.77	-3624.39	-3477.24	-29502.75	
60.44	Max	-36314.91	1339.43	229.25	3322.59	2786.65	9725.58	canto d
60.44	Min	-36994.09	-4871.32	-229.25	-3322.59	-2786.65	-15245.81	
60.44	Max	-36314.91	1339.43	229.25	3322.59	2786.65	9725.58	
60.44	Min	-36994.09	-4871.32	-229.25	-3322.59	-2786.65	-15245.81	
63.29	Max	-36163.34	1280.40	202.73	3070.59	2171.57	8544.52	
63.29	Min	-36763.34	-3918.79	-202.73	-3070.59	-2171.57	-6325.25	
63.29	Max	-36163.34	1280.40	202.73	3070.59	2171.57	8544.52	
63.29	Min	-36763.34	-3918.79	-202.73	-3070.59	-2171.57	-6325.25	
66.13	Max	-35998.43	1284.84	176.21	2893.18	1632.01	10232.04	
66.13	Min	-36517.30	-2942.85	-176.21	-2893.18	-1632.01	-7004.61	
66.13	Max	-35998.43	1284.84	176.21	2893.18	1632.01	10232.04	
66.13	Min	-36517.30	-2942.85	-176.21	-2893.18	-1632.01	-7004.61	
68.98	Max	-35818.13	1339.73	149.69	3112.29	1167.97	15288.55	
68.98	Min	-36256.08	-1945.78	-149.69	-3112.29	-1167.97	-7930.69	
68.98	Max	-35818.13	1339.73	149.69	3112.29	1167.97	15288.55	
68.98	Min	-36256.08	-1945.78	-149.69	-3112.29	-1167.97	-7930.69	
71.82	Max	-35620.33	1428.68	123.17	3393.92	822.54	17540.60	

71.82	Max	-35620.33	1428.68	123.17	3393.92	822.54	17540.60	
71.82	Min	-35979.65	-929.85	-123.17	-3393.92	-822.54	-8413.42	
74.67	Max	-35416.48	1582.65	96.66	3688.76	566.81	16678.22	
74.67	Min	-35704.77	-576.94	-96.66	-3688.76	-566.81	-8463.64	
74.67	Max	-35416.48	1582.65	96.66	3688.76	566.81	16678.22	
74.67	Min	-35704.77	-576.94	-96.66	-3688.76	-566.81	-8463.64	
77.51	Max	-35186.42	2332.72	70.14	3996.74	373.27	12716.49	
77.51	Min	-35438.85	-575.19	-70.14	-3996.74	-373.27	-7840.77	
77.51	Max	-35186.42	2332.72	70.14	3996.74	373.27	12716.49	
77.51	Min	-35438.85	-575.19	-70.14	-3996.74	-373.27	-7840.77	
80.36	Max	-34908.12	3273.92	52.17	4317.89	259.02	5641.05	
80.36	Min	-35177.06	-562.31	-52.17	-4317.89	-259.02	-6554.69	
80.36	Max	-34908.12	3273.92	52.17	4317.89	259.02	5641.05	
80.36	Min	-35177.06	-562.31	-52.17	-4317.89	-259.02	-6554.69	
83.20	Max	-34553.69	4237.78	36.26	4671.40	223.10	-4535.92	
83.20	Min	-34874.81	-784.60	-36.26	-4671.40	-223.10	-4785.15	

Vu1

fcd	26.67 Mpa
$\sigma_{xd} = \sigma'_{cd}$	6.488 Mpa
K	1.24
cotg θ	1.689
cotg $^2\theta$	2.85
f1cd	16 Mpa
d	1.15 m
bo	1.66 m
Vu1	16709.34 KN

$$V_{u1} = K f_{1cd} b_0 d \frac{\cotg \theta + \cotg \alpha}{1 + \cotg^2 \theta}$$

K = 100 para estructuras sin pretensado o sin esfuerzo axial de compresión

$K = 1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}$ para $0 < \sigma'_{cd} \leq 0,25f_{cd}$

K = 125 para $0,25f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq 0,50f_{cd}$

$K = 2,5 \left(1 - \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}\right)$ para $0,50f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq 1,00f_{cd}$



ALTERNATIVA CENTRO

Vcu

r _{mec}	0.050 m
d	1.15 m
ξ	1.417
As	0.0160 m ²
Ap	0.033 m ²
ρ _l	0.0200
bo	1.66 m
f _{cv}	40 Mpa
N _d	49104 Kn
Ac	7.568 m ²
α _x d=σ' _{cd}	6.488 Mpa
f _{ctm}	3.50 Mpa
cotgθ _e	1.69
cotgθ	1.69
γ _c	1.5
β	1

LOSA 1

d	h-r _{mec}
As(para 11.2m)	52φ16
Ac	7.568
Ap	150x22x10

PILA

d	h-r _{mec}
As(para 11.2m)	51φ20
Ac	7.568
Ap	150x22x10

LOSA 2

d	h-r _{mec}
As(para 11.2m)	52φ16
Ac	7.568
Ap	150x22x10

$$V_{cu} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l f_{cv})^{1/3} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] \beta b_0 d$$

As = Área sección mayor armado (pila)

Vcu	3023.54 Kn
------------	-------------------

separación longitudinal máxima de la armadura transversal:

$$s_t \leq 0,75d(1 + \cotg \alpha) \leq 600 \text{ mm} \quad \text{si } V_{td} \leq \frac{1}{5} V_{u1}$$

$$s_t \leq 0,60d(1 + \cotg \alpha) \leq 450 \text{ mm} \quad \text{si } \frac{1}{5} V_{u1} < V_{td} \leq \frac{2}{3} V_{u1}$$

$$s_t \leq 0,30d(1 + \cotg \alpha) \leq 300 \text{ mm} \quad \text{si } V_{td} > \frac{2}{3} V_{u1}$$

Vsu

A _{min}	0.00193667 m ² /m
f _{yad}	400 Mpa
bo	1.66 m
d	1.15 m
z	1.035 m

A _{90nec}	0.0047137 m ² /m
f _{yad}	400 Mpa
bo	1.66 m
d	1.15 m
z	1.035 m

V _d =V _{cu} + V _{su}	
V _{su} =V _d -V _{cu}	
V_{su}nec= 1951.459 Kn	
φ A _{90nec}	0.010956 m
φ A _{90nec}	11 mm
A_{90nec} = ESTRIBOS φ 10/20	
Ramas	10

1/5 Vu1	3341.87 Kn
2/3 Vu1	11139.56 Kn
Vd	4975 Kn

st ≤ 450 mm

Como además existe armadura de compresión, deberá cumplir:

$$st \leq \min(15 \cdot \phi_{min}; b; h; 30 \text{ cm})$$

st ≤ 240 mm

De las 2 comprobaciones escogemos la más restrictiva (la menor):

st ≤ 24 cm

Luego el criterio escogido anteriormente de colocar φ10 cada 20 cm es correcto.

la minia según la norma

la necesaria(la que yo voy a poner)

V _d ≤ V _{cu} + V _{su}		
V _d	Norma	La necesaria
4975	4378.01	6320.19
	no cumple	cumple
		A90 (5φ 10/20)

$$V_{su} = z \cdot \text{sen } \alpha (\cotg \alpha + \cotg \theta) \sum A_{oi} f_{yoi}$$



AGOTAMIENTO A TORSOR EN TABLERO:

LOSA 1 Y 2:

Td 4671 KN*m

$$T_{u1} = 2K\alpha f_{1cd} A_e h_e \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta}$$

k	1.24	A	7.51 m ²	$h_e \leq \frac{A}{u} \begin{cases} \leq h_0 \\ \geq 2c \end{cases}$
α	0.6	u	15.14 m	
f _{1cd}	16 Mpa	A/u	0.4960 m	
A _e	5.47 m ²	ho1	0.28 m	se pone el
he	0.25 m	ho2	0.25 m	ho más
cotgθ	1.69	ho3,4	0.39 m	pequeño
cotg ² θ	2.8561	2c	0.1 m	
θ	30.5	cocienteθ	0.438266642	

Tu1 14268.84 KN*m

$$T_{u2} = \frac{2A_e A_t}{s_t} f_{yt,d} \cotg \theta$$

A _e	5.47 m ²	5.47 m ²
A _t	2.01 cm ²	0.000201 m ²
s _t	20 cm	0.2 m ²
f _{yt,d}	400 Mpa	400000 kn/m ²
cotgθ	1.69	

Tu2 7432.4172 KN*m

$$T_{u3} = \frac{2A_e}{u_e} A_t f_{y1,d} \tg \theta$$

A _e	5.47 m ²	5.47 m ²	21φ20
A _l	170.83 cm ²	0.017083 m ²	
u _e	13.41 m	13.41 m	
f _{y1,d}	400 Mpa	400000 kn/m ²	
tgθ	0.589		

Tu3 3283.432 KN*m

NO CUMPLE

CUANTÍA RECALCULADA:

$$T_{u3} = \frac{2A_e}{u_e} A_t f_{y1,d} \tg \theta$$

A _e	5.47 m ²	5.47 m ²	21φ20
A _l	275.47 cm ²	0.027547 m ²	
u _e	13.41 m	13.41 m	
f _{y1,d}	400 Mpa	400000 kn/m ²	
tgθ	0.589		

Tu3 5294.661 KN*m

CUMPLE



LOSA 3:

$$T_{u3} = \frac{2A_e}{u_e} A_l f_{y1,d} \operatorname{tg} \theta$$

Ae	5.47 m ²	5.47 m ²
Al	189.79 cm ²	0.018979 m ²
ue	13.41 m	13.41 m
fy1,d	400 Mpa	400000 kn/n
tgθ	0.589	
Tu3	3647.852 KN*m	

NO CUMPLE

CUANTÍA RECALCULADA:

$$T_{u3} = \frac{2A_e}{u_e} A_l f_{y1,d} \operatorname{tg} \theta$$

Ae	5.47 m ²	5.47 m ²	21φ20
Al	275.47 cm ²	0.027547 m ²	
ue	13.41 m	13.41 m	
fy1,d	400 Mpa	400000 kn/m ²	
tgθ	0.589		
Tu3	5294.661 KN*m		

CUMPLE



ALTERNATIVA CENTRO

AGOTAMIENTO A FLEXIÓN EN PILA:

PILA 1

		F1	F2	F3	M1	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
PILA 1	Cargas Muertas inf	1112.80	0.00	1.56	0.00	-3.98	0.00
PILA 1	Cargas Muertas sup	1486.31	0.00	2.09	0.00	-5.32	0.00
PILA 1	Repartida1	475.47	3.73	13.22	0.78	32.00	655.03
PILA 1	Repartida2	475.47	3.65	13.22	0.68	32.00	197.83
PILA 1	Viento1	0.00	146.10	0.00	12.54	0.00	571.92
PILA 1	Frenado2	3.18	0.00	29.92	0.00	-76.30	0.00
PILA 1	Peso Propio 135	7455.90	0.00	9.96	0.00	-25.40	0.00
PILA 1	Carro1	1193.75	14.85	53.08	3.05	84.88	1595.35
PILA 1	Carro2	1193.75	14.63	53.08	2.82	84.88	664.73

acciones mayoradas	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Permanentes máximas	9462.41	0.00	12.78	0.00	-32.58	0.00
permanentes mínimas	8958.18	0.00	12.07	0.00	-30.77	0.00
SC máximas	5007.66	55.28	198.91	11.00	350.62	4669.40
SC mínimas	2503.83	27.87	99.46	5.75	175.31	3375.56

		F1	F2	F3	M1	M2	M3
Perm. Máx	viento	9462.41	0.00	12.78	0.00	-32.58	0.00
	viento	0.00	146.10	0.00	12.54	0.00	571.92
total		9462.41	146.10	12.78	12.54	-32.58	571.92

		F1	F2	F3	M1	M2	M3
Perm. Mín	viento	8958.18	0.00	12.07	0.00	-30.77	0.00
	viento	0.00	146.10	0.00	12.54	0.00	571.92
total		8958.18	146.10	12.07	12.54	-30.77	571.92

		F1	F2	F3	M1	M2	M3
Perm. Máx	frenado	9462.41	0.00	12.78	0.00	-32.58	0.00
	frenado	3.18	0.00	29.92	0.00	-76.30	0.00
total		9465.58	0.00	42.69	0.00	-108.87	0.00

		F1	F2	F3	M1	M2	M3
Perm. Mín	frenado	8958.18	0.00	12.07	0.00	-30.77	0.00
	frenado	3.18	0.00	29.92	0.00	-76.30	0.00
total		8961.36	0.00	41.99	0.00	-107.07	0.00

		F1	F2	F3	M1	M2	M3
Perm. Máx	frenado	9462.41	0.00	12.78	0.00	-32.58	0.00
	sc*Ψ1	3256.50	37.89	135.30	7.81	229.37	4375.57
total		12722.08	37.89	177.99	7.81	120.50	4375.57

		F1	F2	F3	M1	M2	M3
Perm. Mín	frenado	8958.18	0.00	12.07	0.00	-30.77	0.00
	sc*Ψ1	3256.50	37.89	135.30	7.81	229.37	4375.57
total		12217.85	37.89	177.29	7.81	122.30	4375.57

		F1	F2	F3	M1	M2	M3
Perm. Máx	sc	9462.41	0.00	12.78	0.00	-32.58	0.00
	sc	5007.66	55.28	198.91	11.00	350.62	4669.40
total		14470.07	55.28	211.69	11.00	318.04	4669.40

		F1	F2	F3	M1	M2	M3
Perm. Mín	sc	8958.18	0.00	12.07	0.00	-30.77	0.00
	sc	5007.66	55.28	198.91	11.00	350.62	4669.40
total		13965.84	55.28	210.98	11.00	319.85	4669.40

		sc*Ψ1					
carroΨ1 =	0.75	2685.9353	33.4125	119.43225	6.868125	190.97618	3589.5339
s.uniforme Ψ1 =	0.40	570.564	4.4748	15.8676	0.93696	38.39436	786.0324

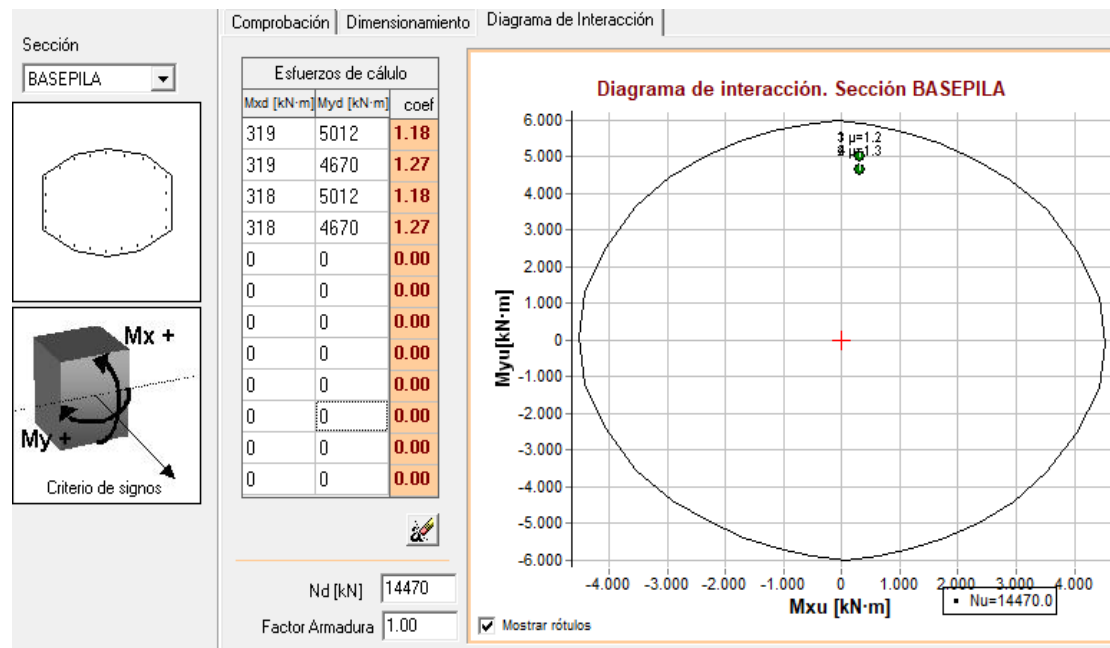
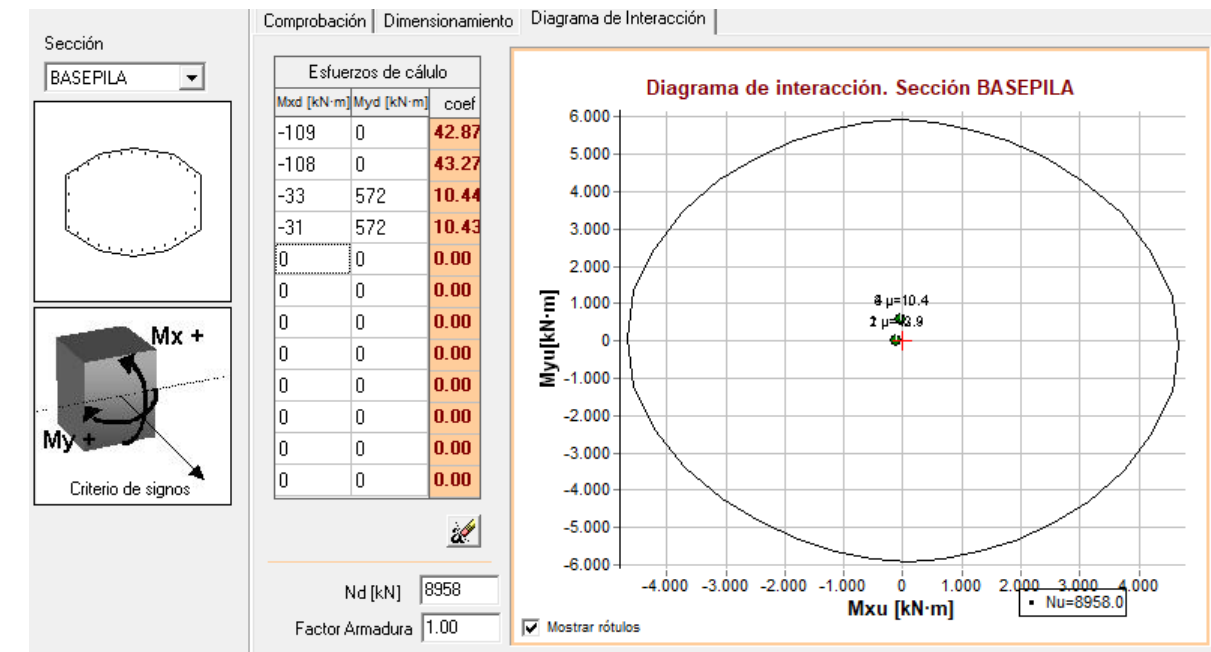
		F1	F2	F3	M1	M2	M3
Perm. Máx	sc	9462.41	0.00	12.78	0.00	-32.58	0.00
	viento*Ψ0	5007.66	55.28	198.91	11.00	350.62	4669.40
	viento*Ψ0	0.00	87.66	0.00	7.53	0.00	343.15
total		14470.07	142.94	211.69	18.52	318.04	5012.55

		F1	F2	F3	M1	M2	M3
Perm. Mín	sc	8958.18	0.00	12.07	0.00	-30.77	0.00
	sc	5007.66	55.28	198.91	11.00	350.62	4669.40
	viento*Ψ0	0.00	87.66	0.00	7.53	0.00	343.15
total		13965.84	142.94	210.98	18.52	319.85	5012.55



ALTERNATIVA CENTRO

COMBINACIONES PILA 1					
	Nd(KN)			My(kn*m)	Mz(kn*m)
	V	Fb	FI		
	F1	F2	F3	Mb	Mi
				M2	M3
COMB 9	14470.07	142.94	211.69	318.04	5012.55
COMB 7	14470.07	55.28	211.69	318.04	4669.40
COMB 10	13965.84	142.94	210.98	319.85	5012.55
COMB 8	13965.84	55.28	210.98	319.85	4669.40
COMB 5	12722.08	37.89	177.99	120.50	4375.57
COMB 6	12217.85	37.89	177.29	122.30	4375.57
COMB 3	9465.58	0.00	42.69	-108.87	0.00
COMB 4	8961.36	0.00	41.99	-107.07	0.00
COMB 1	9462.41	146.101	12.7751	-32.58	571.92
COMB 2	8958.18	146.101	12.0677	-30.77	571.92





ALTERNATIVA CENTRO

PILA 2:

		F1	F2	F3	M1	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
PILA 2	Cargas Muertas inf	1114.10	0.00	-2.02	0.00	7.02	0.00
PILA 2	Cargas Muertas sup	1488.03	0.00	-2.70	0.00	9.38	0.00
PILA 2	Repartida1	475.52	3.39	15.15	10.98	55.59	526.72
PILA 2	Repartida2	475.52	7.58	15.15	3.81	55.59	159.08
PILA 2	Viento1	0.00	342.30	0.00	271.37	0.00	1155.04
PILA 2	Frenado2	13.15	0.00	463.29	0.00	-1607.62	0.00
PILA 2	Peso Propio 135	7519.08	0.00	-12.93	0.00	44.85	0.00
PILA 2	Carro1	1194.23	15.35	50.34	33.83	224.92	1323.45
PILA 2	Carro2	1194.23	25.58	50.34	16.55	224.92	551.44

acciones mayoradas	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Permanentes máximas	9527.92	0.00	-16.57	0.00	57.51	0.00
permanentes mínimas	9023.11	0.00	-15.66	0.00	54.33	0.00
SC máximas	5009.25	77.85	196.47	97.75	841.52	3841.02
SC mínimas	2504.63	28.11	98.23	67.22	420.76	2775.25

		F1	F2	F3	M1	M2	M3
Perm. Máx frenado sc*ω1		9527.92	0.00	-16.57	0.00	57.51	0.00
		13.15	0.00	463.29	0.00	-1607.62	0.00
	total	3257.64	38.60	131.44	89.30	572.77	3609.82
total	12798.71	38.60	578.16	89.30	-977.34	3609.82	

		F1	F2	F3	M1	M2	M3
Perm. Mín frenado sc*ω1		9023.11	0.00	-15.66	0.00	54.33	0.00
		13.15	0.00	463.29	0.00	-1607.62	0.00
	total	3257.64	38.60	131.44	89.30	572.77	3609.82
total	12293.89	38.60	579.08	89.30	-980.52	3609.82	

		F1	F2	F3	M1	M2	M3
Perm. Máx sc		9527.92	0.00	-16.57	0.00	57.51	0.00
		5009.25	77.85	196.47	97.75	841.52	3841.02
	total	14537.17	77.85	179.89	97.75	899.03	3841.02

		F1	F2	F3	M1	M2	M3
Perm. Mín sc		9023.11	0.00	-15.66	0.00	54.33	0.00
		5009.25	77.85	196.47	97.75	841.52	3841.02
	total	14032.36	77.85	180.81	97.75	895.85	3841.02

		F1	F2	F3	M1	M2	M3
Perm. Máx viento		9527.92	0.00	-16.57	0.00	57.51	0.00
		0.00	342.30	0.00	271.37	0.00	1155.04
	total	9527.92	342.30	-16.57	271.37	57.51	1155.04

		F1	F2	F3	M1	M2	M3
Perm. Mín viento		9023.11	0.00	-15.66	0.00	54.33	0.00
		0.00	342.30	0.00	271.37	0.00	1155.04
	total	9023.11	342.30	-15.66	271.37	54.33	1155.04

		F1	F2	F3	M1	M2	M3
Perm. Máx frenado		9527.92	0.00	-16.57	0.00	57.51	0.00
		13.15	0.00	463.29	0.00	-1607.62	0.00
	total	9541.07	0.00	446.72	0.00	-1550.11	0.00

		F1	F2	F3	M1	M2	M3
Perm. Mín frenado		9023.11	0.00	-15.66	0.00	54.33	0.00
		13.15	0.00	463.29	0.00	-1607.62	0.00
	total	9036.25	0.00	447.63	0.00	-1553.29	0.00

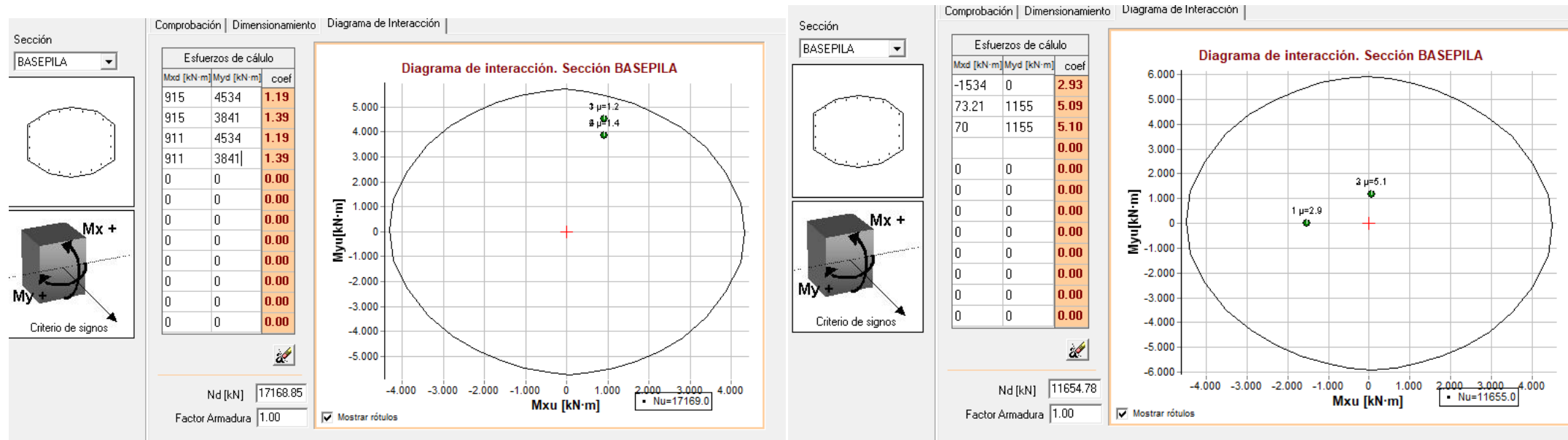
		F1	F2	F3	M1	M2	M3
Perm. Máx sc viento*ω0		9527.92	0.00	-16.57	0.00	57.51	0.00
		5009.25	77.85	196.47	97.75	841.52	3841.02
	total	14537.17	283.23	179.89	260.58	899.03	4534.05

		F1	F2	F3	M1	M2	M3
Perm. Mín sc viento*ω0		9023.11	0.00	-15.66	0.00	54.33	0.00
		5009.25	77.85	196.47	97.75	841.52	3841.02
	total	14032.36	283.23	180.81	260.58	895.85	4534.05



ALTERNATIVA CENTRO

COMBINACIONES PILA 2 ELU					
	Nd(KN)	Fy	Fz	My(kn*m)	Mz(kn*m)
	V	Fb	FI	Mb	Mi
	F1	F2	F3	M2	M3
COMB 1	12159.60	342.30	-21.10	73.21	1155.04
COMB 2	11654.78	342.30	-20.18	70.03	1155.04
COMB 3	12172.74	0.00	442.19	-1534.41	0.00
COMB 4	11667.93	0.00	443.11	-1537.59	0.00
COMB 5	15430.38	38.60	573.64	-961.64	3609.82
COMB 6	14925.57	38.60	574.55	-964.82	3609.82
COMB 7	17168.85	77.85	175.37	914.73	3841.02
COMB 8	16664.03	77.85	176.29	911.55	3841.02
COMB 9	17168.85	283.23	175.37	914.73	4534.05
COMB 10	16664.03	283.23	176.29	911.55	4534.05

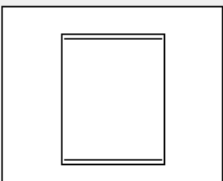




AGOTAMIENTO A CORTANTE EN LA PILA:

En ambas pilas se calcula por igual, ya que ambas tienen la misma cuantía y tipo de armado:

Sección **PILARECT1**



Inclinación de las bielas
ctg θ 1.0 θ [°] 45

Inclinación de las armaduras
 α [°] 90.0

ρ [%] 1
b0 [m] 1.20
d [m] 1.45
z [m] 1.30

Con armadura de cortante
 Sin armadura de cortante

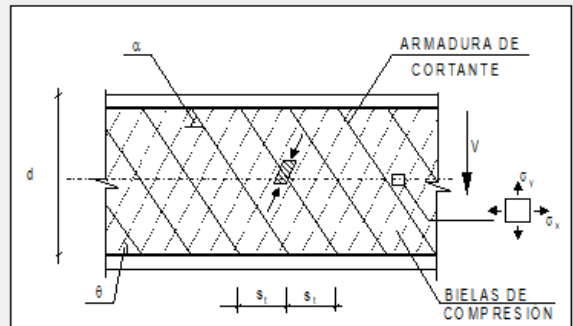
Control normal hormigón
 Control indirecto hormigón

Armadura de compresión
Diámetro de la armadura comprimida
 ϕ [mm] 12

Áxil de cálculo (compresión +)
Nd [kN] 0.0
 σ_{cd} [MPa] 0.0
Pcomprimida [%] 0.0

Tensiones elásticas de cálculo (compresión +)
 σ_{xd} [MPa] 0.0
 σ_{yd} [MPa] 0.0
 θ_e [°] 45.0

Comprobación Dimensionamiento

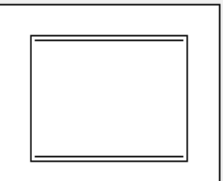


Cortante de agotamiento de las bielas Vu1 [kN] **10440.0**
Cortante de agotamiento de los tirantes Vu2 [kN] **1164.1**
Contribución del hormigón a la resistencia Vcu [kN] **344.2**
Contribución de la armadura transversal Vsu [kN] **820.0**

Resistencia a cortante Vu [kN] **1164.1**

ϕ [mm] 10
st [m] 0.20
nº ramas 4 A_{α} [cm²/m] 15.7

Sección **PILARECT2**



Inclinación de las bielas
ctg θ 1.0 θ [°] 45

Inclinación de las armaduras
 α [°] 90.0

ρ [%] 5
b0 [m] 1.50
d [m] 1.15
z [m] 1.03

Con armadura de cortante
 Sin armadura de cortante

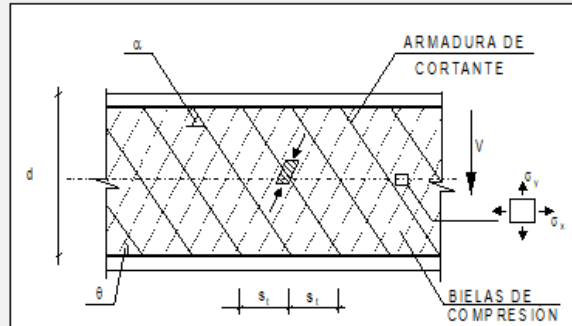
Control normal hormigón
 Control indirecto hormigón

Armadura de compresión
Diámetro de la armadura comprimida
 ϕ [mm] 12

Áxil de cálculo (compresión +)
Nd [kN] 0.0
 σ_{cd} [MPa] 0.0
Pcomprimida [%] 0.0

Tensiones elásticas de cálculo (compresión +)
 σ_{xd} [MPa] 0.0
 σ_{yd} [MPa] 0.0
 θ_e [°] 45.0

Comprobación Dimensionamiento



Cortante de agotamiento de las bielas Vu1 [kN] **10350.0**
Cortante de agotamiento de los tirantes Vu2 [kN] **1253.1**
Contribución del hormigón a la resistencia Vcu [kN] **602.8**
Contribución de la armadura transversal Vsu [kN] **650.3**

Resistencia a cortante Vu [kN] **1253.1**

ϕ [mm] 10
st [m] 0.20
nº ramas 4 A_{α} [cm²/m] 15.7



APÉNDICE V: CÁLCULO DE ESTRIBOS Y ZAPATAS



➤ **ZAPATAS:**

• **ZAPATA 1:**

CONDICIONES DE ESTABILIDAD:

PILA 1					
	F1	M2	M3	F2	F3
	V (KN)	Mb (KN*m)	MI (KN*m)	Fb	FI
Máximo V	10347.63	209.62	3456.09	124.51	142.07
Máximo Mb	9974.13	210.95	3112.93	36.85	141.55
Máximo MI	10347.63	209.62	4375.57	124.51	142.07
Máximo Fb	7009.19	-24.13	571.92	146.10	9.46
Máximo FI	10268.87	128.94	4375.57	37.89	174.68

CARACTERÍSTICAS DE LA CIMENTACIÓN

B (m)	L (m)	H (m)	eb (m)	el (m)	B* (m)	L* (m)
4	4	1.2	0.0202574	0.3339978	3.9594851	3.3320044
			0.02115	0.3121006	3.9577	3.3757989
			0.0202574	0.4228569	3.9594851	3.1542862
			-0.0034427	0.0815964	4.0068855	3.8368073
			0.0125568	0.4261003	3.9748864	3.1477995

	Carga de hundimiento, q_h (kPa)				
	D≤1m	D=2m	D=3m	D=4m	D=5m
T_k	2024.8	2534.5	3090.5	3624.2	4147.7
T_{m2}	2091.4	2525.2	3001.8	3452.4	3891.2
T_{ky}	2050.8	2445.9	2881	3289.8	3686.7
Q_a	210.2	415.4	635.4	856.6	1078.1

	Tensión máxima admisible, σ_{adm} (kPa)				
	D≤1m	D=2m	D=3m	D=4m	D=5m
T_k	674,9	844,8	1030,2	1208,1	1382,6
T_{m2}	697,1	841,7	1000,6	1150,8	1297,1
T_{ky}	683,6	815,3	960,3	1096,6	1228,9
Q_a	70,1	138,5	211,8	285,5	359,4

Para un Factor de seguridad F=3

CONDICIÓN DE HUNDIMIENTO

MATERIAL **Tk**
 D **3** m
 KN/m²

Pv KN/m ²	Pvh (KN/m ²)	FH=
784.32594	3090.5	3.9403261
746.54411		4.139742
828.51627		3.7301621
455.92247		6.7785649
820.71182		3.7656336



CONDICIÓN DE DESLIZAMIENTO

Según el apartado 4.6 de la GCOC, "No será necesario comprobar el fallo por deslizamiento en aquellas cimentaciones en las que la resultante de las cargas actuantes tiene una inclinación máxima, medida respecto a la normal al plano de cimentación, que sea, en cualquier situación, inferior al 20% ($\text{tg } \phi < 0.20$)."

PILA 1						
	AXIL	Fy	Fx	Resultante H	tgφ	¿cumple?
Máx Axil, Máx My	10347.63	124.51	142.07	188.91	0.018257	sí
Mín Axil, Máx My	6635.69	146.10	8.94	146.37	0.022059	sí
Máx Axil, Mín My	9974.13	36.85	141.55	146.27	0.014665	sí
Mín Axil, Mín My	6638.86	0.00	38.86	38.86	0.005853	sí
Máx Axil, Máx Mx	10347.63	124.51	142.07	188.91	0.018257	sí
Min Axil, Máx Mx	6635.69	146.10	8.94	146.37	0.022059	sí
Máx Axil, Mín Mx	9974.13	36.85	141.55	146.27	0.014665	sí
Mín Axil, Mín Mx	6638.86	0.00	38.86	38.86	0.005853	sí

Dado que para todas las combinaciones cumplen, siendo la tangente de la resultante inferior a 0.20 no se comprueban los elementos a deslizamiento.

CONDICIÓN DE VUELCO

Retranqueo eje de giro d	
dB	dL
0.422808	0.50243114
0.407731	0.47801288
0.422808	0.53073902
0.28301	0.29555559
0.417964	0.52778454

Eje				Factor Seguridad	
B	L	B	L	Fd,b=	Fd,l=
Mestabilizadores		Mvolcadores			
16110.58	12040.2	359.0327	3626.571	44.87	3.32
15670.54	12067.56	255.1765	3282.787	61.41	3.68
16110.58	10827.8	359.0327	4546.052	44.87	2.38
12058.84	11374.85	151.1904	583.2801	79.76	19.50
16116.77	10742.42	174.4089	4585.185	92.41	2.34



ARMADO:

ZAPATA 1 ELU					
	F1	M2	M3	F2	F3
	V (KN)	Mb (KN*m)	MI (KN*m)	Fb	FI
Máximo V	14470.07	318.04	5012.55	142.94	211.69
Máximo Mb	13965.84	319.85	5012.55	142.94	210.98
Máximo MI	13965.84	319.85	5012.55	142.94	210.98
Máximo Fb	9462.41	-32.58	571.92	146.10	12.78
Máximo FI	14470.07	318.04	5012.55	142.94	211.69

B (m)	L (m)	H (m)	eb (m)	el (m)	B* (m)	L* (m)
4	4	1.2	0.02	0.33	3.96	3.33

Eje X

Nmáxx (KN)	d (m) = 0.5*b	Mx (KN*m)	R2 (KN)	R1 (KN)
7235.04	0.75	318.04	3193.464	4041.57
6982.92	0.75	319.85	3064.993	3917.93
6982.92	0.75	319.85	3064.993	3917.93
4731.20	0.75	-32.58	2409.037	2322.17
7235.04	0.75	318.04	3193.464	4041.57

B500S	fy (Mpa)	500
	R1d = Nx/2 (KN)	4041.57
	x1 (m) = B/4	1
	d (m) = 0,85*H	1.02
	Td (KN)	3962.32
	fyd (Mpa)	434.78

Área acero necesario(cm²) 91 A REPARTIR EN 4 METROS

φ	cm ²	Nº BARRAS
8	0.5	182.2669199
10	0.785	116.0935796
12	1.13	80.64907962
16	2.01	45.34002983
20	3.14	29.02339489
25	4.91	18.56078614
32	8.04	11.33500746

SEPARACION	0.021946
	0.034455
	0.049598
	0.088222
	0.13782
	0.215508
	0.352889

separación x	
B	4.00
rmec	0.05
n	19.00
φ	0.025
n-1	18.00
st	0.19 m

Eje X: 18φ25/20 cm



ALTERNATIVA CENTRO

Eje Y

Nmáxy(KN)	d (m) = 0.5*b	Mx	R2	R1
7235.04	0.75	3456.09	-990.597	8225.63
6982.92	0.75	3112.93	-659.114	7642.03
6982.92	0.75	4375.57	-2342.63	9325.55
4731.20	0.75	571.92	1603.036	3128.17
7235.04	0.75	4375.57	-2216.57	9451.61

B500S fy (Mpa) 500
 R1d = Nx/2 (KN) 9451.61
 x1 (m) = B/4 1
 d (m) = 0,85*H 1.02

 Td (KN) 9266.28
 fyd (Mpa) 434.78

Área acero necesario(cm²) 213 A REPARTIR EN 4 METROS

φ	cm²	Nº BARRAS
8	0.5	426.2488935
10	0.785	271.4961105
12	1.13	188.6057051
16	2.01	106.0320631
20	3.14	67.87402763
25	4.91	43.40620097
32	8.04	26.50801577

SEPARACION
 0.009384
 0.014733
 0.021208
 0.037724
 0.058933
 0.092153
 0.150898

separación x
 B 4.00
 rmec 0.05
 n 27.00
 φ 0.032
 n-1 26.00
 st 0.12 m

Eje Y: 27φ32/15 cm

A CORTANTE

Nmáx (KN) 14470.07
 L* (m) 3.33 m
 B* (m) 3.96 m
 σ (KN/M2) 1097.29197
 a 1.50 m
 d 1.15 m
 Vd (KN) 288.29

As (cm2) 213.12 3.914868
 ρ 0.02
 fck 30 Mpa
 ξ 1.417028828
 fctm 3.59 Mpa
 γc 1.5
 β 1
 Vcu 2551.84 KN

Vd ≤ Vcu + Vsu	
Vd (KN)	Vcu (KN)
288.29	2551.84
	cumple

Por tanto no es necesario armadura de cortante



• **ZAPATA 2:**

CONDICIONES DE ESTABILIDAD:

ZAPATA 2					
	F1	M2	M3	F2	F3
	V (KN)	Mb (KN*m)	Ml (KN*m)	Fb	Fl
Máximo V	12346.61	615.24	3253.71	257.28	115.35
Máximo Mb	12251.60	2234.62	3609.82	38.60	-347.48
Máximo Ml	12251.60	2234.62	3609.82	38.60	-347.48
Máximo Fb	8633.17	51.87	1155.04	342.30	-14.95
Máximo Fl	11972.67	612.89	3253.71	257.28	116.03

CARACTERÍSTICAS DE LA CIMENTACIÓN

B (m)	L (m)	H (m)	eb (m)	el (m)	B* (m)	L* (m)
4	4	1.2	0.0498309	0.2635304	3.9003382	3.4729393
			0.1823941	0.294641	3.6352118	3.4107179
			0.1823941	0.294641	3.6352118	3.4107179
			0.0060085	0.1337914	3.987983	3.7324172
			0.0511904	0.271761	3.8976191	3.4564779

	Carga de hundimiento, q _h (kPa)				
	D≤1m	D=2m	D=3m	D=4m	D=5m
T _k	2024.8	2534.5	3090.5	3624.2	4147.7
T _{m2}	2091.4	2525.2	3001.8	3452.4	3891.2
T _{ky}	2050.8	2445.9	2881	3289.8	3686.7
Q _a	210.2	415.4	635.4	856.6	1078.1

	Tensión máxima admisible, σ _{adm} (kPa)				
	D≤1m	D=2m	D=3m	D=4m	D=5m
T _k	674,9	844,8	1030,2	1208,1	1382,6
T _{m2}	697,1	841,7	1000,6	1150,8	1297,1
T _{ky}	683,6	815,3	960,3	1096,6	1228,9
Q _a	70,1	138,5	211,8	285,5	359,4

Para un Factor de seguridad F=3

CONDICIÓN DE HUNDIMIENTO

MATERIAL **Tk**
D **3** m
KN/m²

$$F_h = \frac{P_{vh}}{P_v}$$

P _v KN/m ²	P _{vh} (KN/m ²)	F _h =
911.48223	3090.5	3.3906311
988.13698		3.1276028
988.13698		3.1276028
579.99862		5.3284609
888.70564		3.4775294



CONDICIÓN DE DESLIZAMIENTO

Según el apartado 4.6 de la GCOC, "No será necesario comprobar el fallo por deslizamiento en aquellas cimentaciones en las que la resultante de las cargas actuantes tiene una inclinación máxima, medida respecto a la normal al plano de cimentación, que sea, en cualquier situación, inferior al 20% ($\text{tg } \varphi < 0.20$)."

ZAPATA 2						
	AXIL	Fy	Fx	Resultante H	tgφ	¿cumple?
Máx Axil, Máx My	12346.61	51.897	115.35	126.49	0.0102447	sí
Mín Axil, Máx My	8633.17	342.30	-14.95	342.63	0.0396874	sí
Máx Axil, Mín My	12277.89	38.60	579.11	580.39	0.0472714	sí
Mín Axil, Mín My	8646.32	0.00	448.34	448.34	0.0518535	sí
Máx Axil, Máx Mx	12346.61	257.28	115.35	281.95	0.0228365	sí
Min Axil, Máx Mx	8633.17	342.30	-14.95	342.63	0.0396874	sí
Máx Axil, Mín Mx	12346.61	51.90	115.35	126.49	0.0102447	sí
Mín Axil, Mín Mx	8646.32	0.00	448.34	448.34	0.0518535	sí

Dado que para todas las combinaciones cumplen, siendo la tangente de la resultante inferior a 0,20 no se comprueban los elementos a deslizamiento.

CONDICIÓN DE VUELCO

Retranqueo eje de giro d	
dB	dL
0.512138	0.57516404
0.545261	0.58114986
0.545261	0.58114986
0.350234	0.37421528
0.496973	0.5604006

Eje				Factor Seguridad	
B	L	B	L	Fd,b=	Fd,l=
Mestabilizadores		Mvolcadores			
17754.81	14338.19	923.9766	3392.126	19.22	4.23
15588.26	13773.36	2280.94	3192.843	6.83	4.31
15588.26	13773.36	2280.94	3192.843	6.83	4.31
14190.84	12880.64	462.6349	1137.105	30.67	11.33
17382.36	13982.15	921.6203	3392.941	18.86	4.12



ARMADO:

ZAPATA 2					
	F1	M2	M3	F2	F3
	V (KN)	Mb (KN*m)	MI (KN*m)	Fb	FI
Máximo V	12346.61	615.24	3253.71	257.28	115.35
Máximo Mb	12251.60	2234.62	3609.82	38.60	-347.48
Máximo MI	12251.60	2234.62	3609.82	38.60	-347.48
Máximo Fb	8633.17	51.87	1155.04	342.30	-14.95
Máximo FI	11972.67	612.89	3253.71	257.28	116.03

B (m)	L (m)	H (m)	eb (m)	el (m)	B* (m)	L* (m)
4	4	1.2	0.02	0.33	3.96	3.33

Eje X

Nmáxx (KN)	d (m) = 0.5*b	Mx	R2	R1
6173.30	0.75	615.24	2266.328	3906.98
6125.80	0.75	2234.62	83.40751	6042.39
6125.80	0.75	2234.62	83.40751	6042.39
4316.59	0.75	51.87	2089.13	2227.46
5986.34	0.75	612.89	2175.986	3810.35

B500S	fy (Mpa)	500
	R1d = Nx/2 (KN)	6042.39
	x1 (m) = B/4	1
	d (m) = 0,85*H	1.02
	Td (KN)	5923.91
	fyd (Mpa)	434.78

Área acero necesario(cm²) 136 A REPARTIR EN 4 METROS

φ	cm ²	Nº BARRAS
8	0.5	272.4999713
10	0.785	173.5668607
12	1.13	120.5752085
16	2.01	67.78606251
20	3.14	43.39171517
25	4.91	27.74948791
32	8.04	16.94651563

SEPARACION
0.014679
0.023046
0.033174
0.059009
0.092183
0.144147
0.236037

separación x	
B	4.00
rmec	0.05
n	28.00
φ	0.025
n-1	27.00
st	0.12 m

Eje X: 28φ25/15 cm



ALTERNATIVA CENTRO

Eje Y

Nmáxx (KN)	d (m) = 0.5*b	Mx	R2	R1
6173.30	0.75	3456.09	-1521.46	7694.77
6125.80	0.75	3112.93	-1087.68	7213.47
6125.80	0.75	4375.57	-2771.19	8896.99
4316.59	0.75	571.92	1395.727	2920.86
5986.34	0.75	4375.57	-2840.92	8827.26

B500S fy (Mpa) 500
 R1d = Nx/2 (KN) 8896.99
 x1 (m) = B/4 1
 d (m) = 0,85*H 1.02
 Td (KN) 8722.54
 fyd (Mpa) 434.78

Área acero necesario(cm²) 201 A REPARTIR EN 4 METROS

φ	cm²	Nº BARRAS
8	0.5	401.2366906
10	0.785	255.5647711
12	1.13	177.5383587
16	2.01	99.81012204
20	3.14	63.89119277
25	4.91	40.85913346
32	8.04	24.95253051

SEPARACION
 0.009969
 0.015652
 0.02253
 0.040076
 0.062606
 0.097897
 0.160304

separación x
 B 4.00
 rmec 0.05
 n 24.00
 φ 0.032
 n-1 23.00
 st 0.14 m

Eje Y: 25φ32/15 cm

A CORTANTE

Nmáx (KN) 12346
 L* (m) 3.33 m
 B* (m) 3.96 m
 σ (Kn/M2) 936.23927
 a 1.50 m
 d 1.15 m
 Vd (KN) 249.41

As (cm2) 201 3.914868
 ρ 0.02
 fck 30 Mpa
 ξ 1.417028828
 fctm 3.59 Mpa
 γc 1.5
 β 1
 Vcu 2551.84 KN

Vd ≤ Vcu + Vsu	
Vd (KN)	Vcu (KN)
249.41	2551.84
	cumple

Por tanto no es necesario armadura de cortante



• **ESTRIBO 1:**

CONDICIONES DE ESTABILIDAD:

ESTRIBO 1 ELS					
	F1	M2	M3	F2	F3
	V (KN)	Mb (KN*m)	MI (KN*m)	Fb	FI
Máximo V	3010.05	0.00	0.00	-11.31	20.07
Máximo Mb	2293.68	0.00	0.00	7.39	16.88
Máximo MI	2349.25	0.00	0.00	7.39	17.42
Máximo FI	2974.87	0.00	0.00	5.43	20.54

EJE X

ACCIONES EN CIMENTACIÓN ESTRIBO 1								
Vi(KN)	Peso estribo	Vtotal(KN)	Fi(KN)	Ea	Ftotal(KN)	Mi(KN*m)	MEa	Mtotal (KN*m)
3010.05	281.25	3291.30	-11.31	18.73125	7.42	2831.27	15.61	2846.88
2293.68		2574.93	7.39		26.12	2179.00		2194.61
2349.25		2630.50	7.39		26.12	2231.79		2247.40
2974.87		3256.12	5.43		24.16	2826.12		2841.73

$\gamma = 0.33$
 $\gamma(\text{KN/m}^3)$ 18

d= 0.95 m

CIMENTACIÓN ESTRIBO 1		
Vtotal(KN)	Ftotal(KN)	Mtotal (KN*m)
3291.30	7.42	2846.88
2574.93	26.12	2194.61
2630.50	26.12	2247.40
3256.12	24.16	2841.73

	Carga de hundimiento, q_h (kPa)				
	D≤1m	D=2m	D=3m	D=4m	D=5m
T_k	2024.8	2534.5	3090.5	3624.2	4147.7
T_{m2}	2091.4	2525.2	3001.8	3452.4	3891.2
T_{ky}	2050.8	2445.9	2881	3289.8	3686.7
Q_a	210.2	415.4	635.4	856.6	1078.1

	Tensión máxima admisible, σ_{adm} (kPa)				
	D≤1m	D=2m	D=3m	D=4m	D=5m
T_k	674,9	844,8	1030,2	1208,1	1382,6
T_{m2}	697,1	841,7	1000,6	1150,8	1297,1
T_{ky}	683,6	815,3	960,3	1096,6	1228,9
Q_a	70,1	138,5	211,8	285,5	359,4

Para un Factor de seguridad F=3



CARACTERÍSTICAS DE LA CIMENTACIÓN

B (m)	L (m)	H (m)	eb (m)	B* (m)
4.5	2.8	2.5	0.865	2.7701
			0.8523	2.7954
			0.8544	2.7913
			0.8727	2.7545

CONDICIÓN DE HUNDIMIENTO

MATERIAL T_k
D 3.5 m
KN/m²

P _v KN/m ²	P _{vh} (KN/m ²)	F _H =
1188.17	3357	2.825355
921.13		3.644436
942.40		3.562181
1182.10		2.839871

$$F_h = \frac{P_{vh}}{P_v}$$

CONDICIÓN DE DESLIZAMIENTO

MATERIAL T_k
φ= 27
C= 31

H(KN)	0.8*tgφ	B*	L*	F _d
35.95	0.408	2.88777858		46.652
35.95		2.91021018		46.022
30.96		2.93889523		42.406

CONDICIÓN DE VUELCO

Retranqueo eje de giro d
dB
0.17696889
0.13719545
0.14036345
0.17606435

Eje B		Factor Seguridad
Mestabilizadores	Mvolcadores	F _{d,b} =
3976.087611	2865.42548	1.39
3245.721528	2259.901393	1.44
3302.002833	2312.690993	1.43
3911.241846	2902.12425	1.35



ARMADO:

CIMENTACIÓN ESTRIBO 1		
Vtotal(KN)	Ftotal(KN)	Mtotal (KN*m)
3260.05	7.42	2395.37
2543.68	26.12	1850.56
2599.25	26.12	1895.01
3224.87	24.16	2395.50

B (m)	L (m)	H (m)	eb (m)	B* (m)
4.5	2.8	2.5	0.734764887	2.530470226
			0.727510366	2.544979269
			0.729060083	2.541879834
			0.742822219	2.514355562

Eje X

Nmáx (KN)	ed (m)	Mx (KN*m)	Rd1	Rd2	y1	y2
3260.05	0.73	2395.37	2428.48	831.57	1.25	0.76
2543.68	0.73	1850.56	1888.69	654.99	1.25	0.77
2599.25	0.73	1895.01	1931.30	667.96	1.25	0.77
3224.87	0.74	2395.50	2410.93	813.93	1.25	0.76

B/6
0.75

B500S fy (Mpa) 500.00 y1-x1 0.873296
 R1d = Nx/2 (KN) 2428.48
 x1 (m) = 1.5/4 0.38
 d (m) = 0,85*H 2.13
 y1 1.25
 Td (KN) 998.01
 fyd (Mpa) 400.00

Área acero necesario(cm²) 25

φ	cm²	Nº BARRAS
8	0.5	50
10	0.785	32
12	1.13	22
16	2.01	12
20	3.14	8
25	4.91	5
32	8.04	3

SEPARACION

0.09
0.14
0.20
0.36
0.57
0.89
1.45

separación x

B 4.00
rmec 0.05
n 22.00
φ 0.012
n-1 21.00
st 0.17 m

Eje X: 22φ12/20 cm



Eje Y

30% armado en eje X

Ax	25.0	cm ²
Ay	7.5	cm ²

φ	cm ²	Nº BARRAS
8.00	0.50	15
10.00	0.79	10
12.00	1.13	7
16.00	2.01	4
20.00	3.14	2
25.00	4.91	2
32.00	8.04	1

SEPARACION
0.30
0.47
0.68
1.21
1.89
2.95
4.83

separación x	
B	4.00
rmec	0.05
n	17.00
φ	0.01
n-1	16.00
st	0.23 m

Eje X: 15φ8/30 cm

• **ESTRIBO 2:**

CONDICIONES DE ESTABILIDAD:

ESTRIBO 2					
	F1	M2	M3	F2	F3
	V (KN)	Mb (KN*m)	Ml (KN*m)	Fb	Fl
Máximo V	3829.28	0	0	17.22	0.49
Máximo MI	3773.79	0	0	17.22	0.95
Máximo FI	2936.328	0	0	12.226	3.954

EJE X

ACCIONES EN CIMENTACIÓN ESTRIBO 2								
Vi(KN)	Peso estribo	Vtotal(KN)	Fi(KN)	Ea	Ftotal(KN)	Mi(KN*m)	MEa	Mtotal (KN*m)
3829.28	281.25	4110.53	17.22	18.73125	35.95	3297.94	15.61	3313.54
3773.79		4055.04	17.22		35.95	3207.72		3223.33
2936.328		3217.58	12.23		30.96	2495.88		2511.49

γ = 0.33
r(KN/m³) 18

d = 0.85 m

CIMENTACIÓN ESTRIBO 2		
Vtotal(KN)	Ftotal(KN)	Mtotal (KN*m)
4110.53	35.95	3313.54
4055.04	35.95	3223.33
3217.58	30.96	2511.49



CARACTERÍSTICAS DE LA CIMENTACIÓN

B (m)	L (m)	H (m)	eb (m)	B* (m)
4.5	2.8	2.5	0.8061	2.8878
			0.7949	2.9102
			0.7806	2.9389

CONDICIÓN DE HUNDIMIENTO

MATERIAL **Tk**
D 5 m
KN/m2

Pv KN/m2	Pvh (KN/m2)	FH=
1423.42387	4147.7	2.91389
1393.3825		2.976713
1094.82569		3.788457

$$F_h = \frac{P_{vh}}{P_v}$$

Carga de hundimiento, q_n (kPa)

	D≤1m	D=2m	D=3m	D=4m	D=5m
T _k	2024.8	2534.5	3090.5	3624.2	4147.7
T _{m2}	2091.4	2525.2	3001.8	3452.4	3891.2
T _{ky}	2050.8	2445.9	2881	3289.8	3686.7
Q _a	210.2	415.4	635.4	856.6	1078.1

Tensión máxima admisible, σ_{adm} (kPa)

	D≤1m	D=2m	D=3m	D=4m	D=5m
T _k	674.9	844.8	1030.2	1208.1	1382.6
T _{m2}	697.1	841.7	1000.6	1150.8	1297.1
T _{ky}	683.6	815.3	960.3	1096.6	1228.9
Q _a	70.1	138.5	211.8	285.5	359.4

Para un Factor de seguridad F=3

CONDICIÓN DE DESLIZAMIENTO

MATERIAL **Tk**
φ= 27
C= 31

H(KN)	0.8*tgφ	B*	L*	Fd
35.95	0.408	2.88777858		46.652
35.95		2.91021018		46.022
30.96		2.93889523		42.406

CONDICIÓN DE VUELCO

Retranqueo eje de giro d
dB
0.17159195
0.1679705
0.13197985

Eje B		Factor Seguridad
Mestabilizadores	Mvolcadores	Fd,b=
5229.820139	3403.417507	1.54
5219.37703	3313.200307	1.58
4303.406847	2588.8813	1.66



ARMADO:

CIMENTACIÓN ESTRIBO 2		
Vtotal(KN)	Ftotal(KN)	Mtotal (KN*m)
4079.28	35.95	2739.15
4023.79	35.95	2657.26
3186.33	30.96	2071.04
3224.87	24.16	2395.50

B (m)	L (m)	H (m)	eb (m)	B* (m)
4.5	2.8	2.5	0.734764887	2.530470226
			0.727510366	2.544979269
			0.729060083	2.541879834
			0.742822219	2.514355562

Eje X

Nmáx (KN)	ed	Mx (KN*m)	Rd1	Rd2	y1	y2
4079.28	0.67	2739.15	2952.69	1126.59	1.24	0.82
4023.79	0.66	2657.26	2897.65	1126.14	1.24	0.83
3186.33	0.65	2071.04	2283.51	902.82	1.24	0.84
3224.87	0.74	2395.50	2410.93	813.93	1.25	0.76
	B/6					
	0.75					

B500S	fy (Mpa)	500	y1-x1	0.86596
	R1d = Nx/2 (KN)	2952.69		
	x1 (m) = 1.5/4	0.38		
	d (m) = 0.85*H	2.13		
	y1	1.24		
	Td (KN)	1203.25		
	fyd (Mpa)	400.00		

Área acero necesario(cm²) 30.08

φ	cm²	Nº BARRAS
8.00	0.50	60
10.00	0.79	38
12.00	1.13	27
16.00	2.01	15
20.00	3.14	10
25.00	4.91	6
32.00	8.04	4

SEPARACION	separación x
0.07	B 4.00
0.12	rmech 0.05
0.17	n 27.00
0.30	φ 0.01
0.47	n-1 26.00
0.73	st 0.14 m
1.20	

Eje X: 27φ12/15 cm



ALTERNATIVA CENTRO

Eje Y

30% armado en eje X

Ax	30.08	cm2
Ay	9.02	cm2

ϕ	cm ²	Nº BARRAS
8.00	0.50	18
10.00	0.79	11
12.00	1.13	8
16.00	2.01	4
20.00	3.14	3
25.00	4.91	2
32.00	8.04	1

SEPARACION

0.25
0.39
0.56
1.00
1.57
2.45
4.01

separación x

B	4.00
rmec	0.05
n	18.00
ϕ	0.01
n-1	17.00
st	0.22 m

Eje X: 18 ϕ 8/25 cm

PARED DEL MURO:

Sección: MURO

Comprobación: Dimensionamiento | Diagrama de Flexión

Propuesta de armado | Plano de agotamiento

SECCIÓN DEFORMACIONES $\cdot 10^{-3}$ TENSIONES MPa

Plano de deformación de agotamiento y Mu

x [m]: 0.094 $\epsilon_s \cdot 10^{-3}$: 1.1 Mu [kN·m]: 2229.2 Cuantía mínima

1/r [km⁻¹]: 11.7 $\epsilon_i \cdot 10^{-3}$: -10.6

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad (m)	Armadura (cm ²)	Deformación $\cdot 10^{-3}$	Tensión [MPa]
0.050	0.0	0.5	0.0
0.950	55.9	-10.0	434.8

Md [kN·m]: 2229

Sección: MURO

Comprobación: Dimensionamiento | Diagrama de Flexión

Propuesta de armado | Plano de agotamiento

At [cm²] = 55.9

	ϕ 12	ϕ 14	ϕ 16	ϕ 20	ϕ 25
n ^o total de ϕ	50	37	28	18	12
n ^o de capas	1	1	1	1	1
At [cm ²]	56.5	57.0	56.3	56.5	58.9
wk [mm] *	0.20	0.22	0.24	0.29	0.32

Ac [cm²] = 0.0

	ϕ 12	ϕ 14	ϕ 16	ϕ 20	ϕ 25
n ^o total de ϕ					
n ^o de capas					
Ac [cm ²]					

(*) Los valores de la abertura característica de fisura son meramente orientativos. Se han calculado suponiendo un coeficiente global de mayoración de 1.50 y una proporción carga / carga permanente / carga total = 80%.

Md [kN·m]: 2229



Sección: MUR02

Comprobación | Dimensionamiento | Diagrama de Flexión

Propuesta de armado | Plano de agotamiento

SECCIÓN DEFORMACIONES · 10⁻³ TENSIONES MPa

Plano de deformación de agotamiento y Mu

x [m] 0.333 $\epsilon_s \cdot 10^{-3}$ 1.1 Mu [kN·m] 8099.9 **Cuantía mínima**

1/r [km⁻¹] 3.2 $\epsilon_i \cdot 10^{-3}$ -10.1

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad (m)	Armadura (cm ²)	Deformación · 10 ⁻³	Tensión [MPa]
0.050	0.0	0.9	0.0
3.450	55.9	-10.0	434.8

Md [kN·m] 8099

Sección: MUR02

Comprobación | Dimensionamiento | Diagrama de Flexión

Propuesta de armado | Plano de agotamiento

At [cm²] = 55.9

	ø 12	ø 14	ø 16	ø 20	ø 25
n ^o total de ø	—	37	28	18	12
n ^o de capas	—	2	2	1	1
At [cm ²]	—	57.0	56.3	56.5	58.9
wk [mm]*	—	0.12	0.13	0.14	0.16

Ac [cm²] = 0.0

	ø 12	ø 14	ø 16	ø 20	ø 25
n ^o total de ø					
n ^o de capas					
Ac [cm ²]					

(*) Los valores de la abertura característica de fisura son meramente orientativos. Se han calculado suponiendo un coeficiente global de mayoración de 1.50 y una proporción carga cuasi-permanente / carga total= 80%

Md [kN·m] 8099



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



DOCUMENTO N°3

PLANOS

ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA)
ALTERNATIVA CENTRO



ÍNDICE PLANOS

1. LOCALIZACIÓN
2. SITUACIÓN ACTUAL
3. DISEÑO GEOMÉTRICO
 - 3.1. Planta general
 - 3.2. Planta y perfil
 - 3.3. Sección tipo
 - 3.4. Secciones transversales
4. ESTRUCTURAS
 - 4.1. Puente sobre el barranco del Remedio y CV-346
 - 4.1.1. Estudio inicial de soluciones
 - 4.1.1.1. Solución de cuatro vanos
 - 4.1.1.2. Solución de tres vanos
 - 4.1.1.3. Solución de dos vanos
 - 4.1.1.4. Solución de un vano
 - 4.1.2. Estudio detallado de soluciones óptimas
 - 4.1.2.1. Puente vigas Doble T
 - 4.1.2.2. Puente vigas Artesa
 - 4.1.2.3. Puente Losa de canto constante
 - 4.1.2.4. Puente Cajón de canto constante
 - 4.1.3. Estudio detallado solución final
 - 4.1.3.1. Emplazamiento
 - 4.1.3.2. Planta y alzado
 - 4.1.3.3. Sección transversal
 - 4.1.3.4. Geometría y armado
 - 4.2. Puente sobre el barranco del Montú
 - 4.2.1. Estudio inicial de soluciones
 - 4.2.1.1. Solución de cuatro vanos
 - 4.2.1.2. Solución de tres vanos
 - 4.2.1.3. Solución de dos vanos
 - 4.2.1.4. Solución de un vano
 - 4.2.2. Estudio detallado de soluciones óptimas
 - 4.2.2.1. Puente vigas Doble T
 - 4.2.2.2. Puente vigas Artesa
 - 4.2.2.3. Puente Losa de canto constante
 - 4.2.2.4. Puente Cajón de canto constante



4.2.3. Estudio detallado solución final

- 4.2.3.1. Emplazamiento
- 4.2.3.2. Planta y alzado
- 4.2.3.3. Sección transversal
- 4.2.3.4. Geometría y armado

4.3. Puente en el Rincón del Calvo

4.3.1. Estudio inicial de soluciones

- 4.3.1.1. Solución de cinco vanos
- 4.3.1.2. Solución de cuatro vanos
- 4.3.1.3. Solución de tres vanos
- 4.3.1.4. Solución de dos vanos
- 4.3.1.5. Solución de un vano

4.3.2. Estudio detallado de soluciones óptimas

- 4.3.2.1. Puente vigas Doble T
- 4.3.2.2. Puente vigas Artesa
- 4.3.2.3. Puente Losa de canto constant
- 4.3.2.4. Puente Cajón de canto constant

4.3.3. Estudio detallado solución final

- 4.3.3.1. Emplazamiento
- 4.3.3.2. Planta y alzado
- 4.3.3.3. Sección transversal
- 4.3.3.4. Geometría y armado

5. HIDRÁULICA

5.1. Puente sobre el barranco del Remedio

- 5.1.1. Alzado con regularización de la sección transversal y medidas de protección
- 5.1.2. Detalles protecciones y zanja de anclaje
- 5.1.3. Planta de las protecciones general y local

5.2. Puente sobre el barranco del Montú

- 5.2.1. Alzado con regularización de la sección transversal y medidas de protección
- 5.2.2. Detalles de las protecciones general y local
- 5.2.3. Planta de las protecciones general y local

6. IMPACTO AMBIENTAL

- 6.1. Red hidrográfica
- 6.2. Riesgos de inundaciones
- 6.3. Vulnerabilidad de acuíferos
- 6.4. Riesgo de erosión actual
- 6.5. Riesgo de erosión potencial
- 6.6. Riesgo de deslizamientos y desprendimientos
- 6.7. Litología
- 6.8. Fisiografía
- 6.9. Ocupación del suelo
- 6.10. Planeamiento urbanístico
- 6.11. Capacidad de uso del suelo
- 6.12. Zonas aptas para vertederos
- 6.13. Aprovechamientos de rocas para usos industriales
- 6.14. Zepa Alto Turia y sierra del Negrete
- 6.15. Hábitats de interés comunitario
- 6.16. Montes y vías pecuarias
- 6.17. Senderos e instalaciones recreativas
- 6.18. Yacimientos arqueológicos



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

DOCUMENTO N°4

VALORACIÓN ECONÓMICA

**ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA).
ALTERNATIVA CENTRO**



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

VALORACIÓN ECONÓMICA

MEDICIONES Y PRESUPUESTOS PARCIALES

ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA).
ALTERNATIVA CENTRO



VALORACIÓN DE LAS OBRAS: CUADRO DE PRECIOS Y MEDICIONES

En el presente apartado se lleva a cabo una valoración del coste económico asociado al conjunto de las unidades de obra previstas a ejecutar en el estudio de soluciones.

La valoración de la obra se realiza mediante la definición de las unidades de obra correspondientes, que serán en su gran mayoría comunes a las tres alternativas, siendo su resultado el producto del precio unitario de cada una por su medición. Debajo de cada una de

ellas aparece una breve descripción así como características particulares,

Se muestran las mediciones valoradas sobre la alternativa centro. Las unidades de cada unidad de obra vienen expresadas en la tabla.

Todos y cada uno de los precios unitarios y totales se expresan en €. El presupuesto de ejecución material viene indicado al final de la tabla.

Valoración económica						
Código	Naturaleza	Uds	Resumen	Cantidad	Precio unitario	Importe
1	Capítulo		MOVIMIENTO DE TIERRAS Y DEMOLICIONES	1	2241390.46	2241390.46
P001	Partida	m ²	Despeje y desbroce del terreno	9757.58	0.58	5659.4
			M2 Despeje y desbroce del terreno por medios mecánicos i/ destaconado, arranque, carga y transporte a vertedero o gestor autorizado hasta una distancia de 60 km retirada de tierra vegetal de cualquier espesor, incluso retirada de tocones, talado, retirada y limpieza de raíces, con carga, canon y transporte a vertedero o lugar de empleo.			
P002	Partida	m ³	Excavación tierra vegetal	24530.6	1.98	48570.59
			M3 Excavación de tierra vegetal i/ carga y transporte a vertedero hasta una distancia de 10 km o acopio dentro de la obra, depósito de tierra vegetal en zona adecuada para su reutilización y acondicionamiento y mantenimiento de acopios, formación y mantenimiento de los caballeros y pago de los cánones de ocupación.			
P003	Partida	m ³	Excavación desmonte en todo tipo de terreno incluso en roca	102013.28	5.73	584536.09
P005	Partida	m ³	Terraplen de suelo	103359.01	6.67	689404.6
			M3 Relleno de suelo seleccionado procedente de préstamo, yacimiento granular o cantera para la formación de explanada en coronación de terraplén y en el fondo de desmonte i/ canon de cantera, excavación del material, carga y transporte al lugar de empleo, hasta una distancia de 30 km, extendido, humectación, compactación, terminación y refinado de la superficie de la coronación.			
P006	Partida	m ³	Rellenos de explanada	136301.46	6.7	913219.78
			M3 Relleno, extendido y compactado de tierras, por medios mecánicos, en tongadas de 15 cm de espesor, incluso aporte de las mismas.			
			1	1	3844014.84	3844014.84

2	Capítulo		FIRMES Y PAVIMENTOS	1	662749.13	662749.13
P007	Partida	m ³	Zahorra artificial	21.961.68	18.19	399.482.96
			M3 Zahorra artificial i/transporte, extensión y compactación. Medido sobre perfil teórico			
P008	Partida	t	M.B.C tipo AC32 base G	2.866.64	26.47	75.879.96
			Tn Mezcla bituminosa en caliente tipo AC32 base G (G-20 base) extendida y compactada, excepto betún y polvo mineral de aportación.			
P009	Partida	t	M.B.C tipo AC32 bin S	230.55	26.44	6.095.74
			Tn Mezcla bituminosa en caliente tipo AC32 bin S (S-20 intermedia), extendida y compactada, excepto betún y polvo mineral de aportación.			
P010	Partida	t	M.B.C BBTM 8A	1.689.97	26.52	44.818.00
			Tn Mezcla bituminosa en caliente, de granulometría discontinua, en capas de rodadura delgadas, con betún B50/70, áridos con desgaste de Los Ángeles <20, fabricada y puesta en obra, extendido y compactación, incluido filler calizo de aportación y betún.			
P011	Partida	t	Betún asfáltico tipo B50/70	262.83	440.00	115.643.00
			Tn Betún asfáltico en mezclas bituminosas B 50/70			
P012	Partida	t	Polvo mineral	320.32	49.27	15.782.17
			Tn Polvo mineral o carbonato (tríclasa o similar) empleado como polvo mineral de aportación en mezclas bituminosas en caliente puesto a pie de obra o planta.			
P013	Partida	t	Riego de adherencia C60B3-ADH	5.20	369.70	1.922.44
			Tn Emulsión C60B3-ADH en riegos de adherencia o C60B3-CUR en riegos de curado i/ barrido y preparación de la superficie, totalmente terminado.			
P014	Partida	t	Riego de imprimación C60BF5-IMP	8.24	379.23	3.124.86
			Tn Emulsión C60BF5-IMP en riegos de imprimación i/ barrido y preparación de la superficie, totalmente terminado.			
			2	1	662.749.13	662.749.13



ALTERNATIVA CENTRO

P016	Partida	m³	Excavación a cielo abierto	1.170.00	5.81	6.797.70
			Excavación a cielo abierto, en tierras, con medios mecánicos, incluso compactación del fondo de la excavación, carga, transporte de tierras procedentes de la excavación a vertedero y/o acopio en obra.			
P017	Partida	m³	Relleno, extendido y compactado de tierras,	2.116.00	6.60	13.965.60
			Relleno, extendido y compactado de tierras, por medios mecánicos, en tongadas de 16 cm de espesor, incluso aporte de las mismas.			
P018	Partida	m²	Geotextil tejido a base de polipropileno	5.100.00	4.76	24.276.00
			Geotextil tejido a base de polipropileno para filtro, con una resistencia a la tracción longitudinal y transversal de 55 kN/m, resistencia CBR a punzonamiento 5 kN			
P019	Partida	m³	Geomalla permanente con matriz plástica	3.880.00	9.02	34.997.60
			Geomalla permanente con matriz plástica, 100% propileno, con un peso de 687 gr/m² y una resistencia a la tensión tangencial de 672 Pa.			
P021	Partida	m³	Escollera de piedras sueltas, de tamaño medio 0.40 m	720.00	36.80	26.496.00
			Escollera de piedras sueltas, de tamaño medio 0.40 m en protección local de pilas, completamente terminada, incluso el transporte.			
P022	Partida	m³	Escollera de piedras sueltas, de tamaño medio 0.30 m	167.00	32.60	5.444.20
			Escollera de piedras sueltas, de tamaño medio 0.30 m en protección local de pilas, completamente terminada, incluso el transporte.			
			3	1.00	108.749.40	108.749.40
4	Capítulo		ESTRUCTURAS	1	2139349.48	2139349.48
4.1	Subcapítulo		Puente sobre el rincón del Calvo	1		0.00
P023	Partida	m²	Hormigón de limpieza HL-150/P/25	15.00	52	781
			Hormigón en masa para capa de regularización y limpieza, tipo HL-150/P/25/I, incluso fabricación, suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P025	Partida	m³	Hormigón armado tipo HA-30/B/20/IIB	1.348.28	67	90.335
			Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-30/B/20/IIB, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P026	Partida	m³	Hormigón armado tipo HA-35/B/20/Qb	1398.72	60	83.923

P027	Partida	m³	Hormigón armado tipo HA-25/B/20/Qb	226.05	57	12.885
			M3 Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-25/B/20/Qb, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado. M3 Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-25/B/20/Qb, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P028	Partida	kg	Acero corrugado B-500-S	136.925.80	1	98.587
			Acero corrugado B-500-S en barras para armadura incluso suministro, cortado, doblado, atado, colocación, solapes, patillas, alambre de atar, exceso de peso y p.p. de mermas, despuntes, separadores y rigidizadores.			
P029	Partida	u	Neopreno zunchado	10.00	2.120	21.200
			Neopreno zunchado según anejo de estructuras para apoyo de vigas prefabricadas en subestructuras, incluso mortero de nivelación, totalmente acabado.			
P030	Partida	ml	Pretil metálico	361.00	250	90.250
			Pretil metálico resistente a impactos galvanizado en caliente por inmersión según planos, incluso galvanizado y pintado de elementos metálicos, suministro, anclaje y colocación totalmente terminado			
P032	Partida	kg	Acero activo y-1860-7	37627	7	271.291
			Acero superestabilizado para pretensar tipo BY 1860 S7 de 1860 N/mm² de carga de rotura mínima, incluso p.p. de andamios, grúas, vainas, culatas, anclajes, inyecciones de protección, sellado de los cajetines de anclaje, así como todas las operaciones de tesado parciales y totales. Incluso anclajes y elementos auxiliares Acero superestabilizado para pretensar tipo BY 1860 S7 de 1860 N/mm² de carga de rotura mínima, incluso p.p. de andamios, grúas, vainas, culatas, anclajes, inyecciones de protección, sellado de los cajetines de anclaje, así como todas las operaciones de tesado parciales y totales. Incluso anclajes y elementos auxiliares			
P033	Partida	m²	Encofrado madera	0	23	0
			Encofrado de madera para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante tablero de madera incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			
P034	Partida	m²	Encofrado metálico	5265	48	253.615
			Encofrado metálico para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante tablero de metálico incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			



ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA)



ALTERNATIVA CENTRO

P035	Partida	m2	Encofrado trepante	0	52	0
			Encofrado trepante para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante trepador incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			
			4.1	1	922.866	922.866
4.2	Subcapítulo		Puente sobre el Barranco del Remedio	1		0.00
P023	Partida	m³	Hormigón de limpieza HL-150/P/25	239.87	52.06	12487.63
			Hormigón en masa para capa de regularización y limpieza, tipo HL-150/P/25/l, incluso fabricación, suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P024	Partida	m³	Hormigón armado tipo HP-35/B/20/IIa	711.75	72	51246
			Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-40/B/20/IIa, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P025	Partida	m³	Hormigón armado tipo HA-30/B/20/IIB	355.68	67	23830.56
			Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-30/B/20/IIB, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P027	Partida	m³	Hormigón armado tipo HA-25/B/20/Qb	123.5	57	7039.5
			Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-25/B/20/Qb, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P028	Partida	kg	Acero corrugado B-500-S	142.759.50	1	142759.5
			Kg Acero corrugado B-500-S en barras para armadura incluso suministro, cortado, doblado, atado, colocación, solapes, patillas, alambre de atar, exceso de peso y p.p. de mermas, despuntes, separadores y rigidizadores.			
P029	Partida	u	Neopreno zunchado	5.00	750	3750
			Neopreno zunchado según anejo de estructuras para apoyo de vigas prefabricadas en subestructuras, incluso			
P030	Partida	ml	Pretil metálico	190.00	250	47500
			Pretil metálico resistente a impactos galvanizado en caliente por inmersión según planos, incluso galvanizado y pintado de elementos metálicos, suministro, anclaje y colocación totalmente terminado.			
P031	Partida	ml	Junta de dilatación	21.00	230	4830
			Junta de dilatación de calzada entre 15 y 250 mm de desplazamiento incluso formación de cajetines, colocación de anclajes, fijado de la junta y posterior sellado totalmente colocada.			
P032	Partida	kg	Acero activo y-1860-7	19575.28	7.21	141137.77

			Acero superestabilizado para pretensar tipo BY 1860 S7 de 1860 N/mm2 de carga de rotura mínima, incluso p.p. de andamios, grúas, vainas, culatas, anclajes, inyecciones de protección, sellado de los cajetines de anclaje, así como todas las operaciones de tesado parciales y totales. Incluso anclajes y elementos auxiliares			
P033	Partida	m2	Encofrado madera	0	22.58	0
			Encofrado de madera para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante tablero de madera incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			
P034	Partida	m2	Encofrado metálico	1717.46	48.17	82730.05
			Encofrado metálico para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante tablero de metálico incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			
P035	Partida	m2	Encofrado trepante	0	52.21	0
			Encofrado trepante para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante trepador incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			
			4.2	1	517311.01	517311.01
4.3	Subcapítulo		Puente Sobre el Barranco del Montú	1		699.172
P023	Partida	m2	Hormigón de limpieza HL-150/P/25	103.72	52	5.400
			Hormigón en masa para capa de regularización y limpieza, tipo HL-150/P/25/l, incluso fabricación, suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P025	Partida	m³	Hormigón armado tipo HA-30/B/20/IIB	316.88	67	21.231
			Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-30/B/20/IIB, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P026	Partida	m³	Hormigón armado tipo HA-35/B/20/Qb	777.09	60	46.625
			Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-35/B/20/Qb, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P027	Partida	m³	Hormigón armado tipo HA-25/B/20/Qb	38.4	57	2.189
			M3 Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-25/B/20/Qb, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado. M3 Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-25/B/20/Qb, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			



ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA)



ALTERNATIVA CENTRO

P027	Partida	m³	Hormigón armado tipo HA-25/B/20/Qb	38.4	57	2.189
			M3 Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-25/B/20/Qb, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado. M3 Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-25/B/20/Qb, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P028	Partida	kg	Acero corrugado B-500-S	154.867.00	1	111.504
			Acero corrugado B-500-S en barras para armadura incluso suministro, cortado, doblado, atado, colocación, solapes, patillas, alambre de			
P029	Partida	u	Neopreno zunchado	8.00	2.120	16.960
			Neopreno zunchado según anejo de estructuras para apoyo de vigas prefabricadas en subestructuras, incluso mortero de nivelación, totalmente acabado.			
P030	Partida	ml	Pretel metálico	166.40	250	41.600
			Pretel metálico resistente a impactos galvanizado en caliente por inmersión según planos, incluso galvanizado y pintado de elementos metálicos, suministro, anclaje y colocación totalmente terminado			
P032	Partida	kg	Acero activo y-1860-7	47034	7	339.115
			Acero superestabilizado para pretensar tipo BY 1860 S7 de 1860 N/mm2 de carga de rotura mínima, incluso p.p. de andamios, grúas, vainas, culatas, anclajes, inyecciones de protección, sellado de los cajetines de anclaje, así como todas las operaciones de tesado parciales y totales. Incluso anclajes y elementos auxiliares Acero superestabilizado para pretensar tipo BY 1860 S7 de 1860 N/mm2 de carga de rotura mínima, incluso p.p. de andamios, grúas, vainas, culatas, anclajes, inyecciones de protección, sellado de los cajetines de anclaje, así como todas las operaciones de tesado parciales y totales. Incluso anclajes y elementos auxiliares			
P033	Partida	m2	Encofrado madera	0	23	0
			Encofrado de madera para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante tablero de madera incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			
P034	Partida	m2	Encofrado metálico	2378	48	114.548
			Encofrado metálico para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante tablero de metálico incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			
P035	Partida	m2	Encofrado trepante	0	52	0
			Encofrado trepante para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante trepador incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			
			4.3	1	699172.46	699172.46
5	Capítulo		ADECUACIÓN AMBIENTAL	1	194.179	194.179

MC04	Partida	m2	Hidrosiembra	140	226.69	31736.6
			Aplicación de medidas de hidrosiembra sobre taludes finales de restauración, a fin de conseguir un rápido recubrimiento de los mismos.			
MC05	Partida	m2	Cartel lamas de acero reflexivos nivel 1	2	315.96	631.92
			. Cartel en lamas de acero reflexivo nivel 1, con parte proporcional de IPN, i/p.p. poste galvanizado, tornillería, cimentación y anclaje, totalmente colocada.			
MC06	Partida	ud	Marco de hormigón armado para paso de fauna	12	476.6	5719.2
			Marcos De hormigón armado HA-35 con acero B-500 y machiembreado de 2,00x2,00x2,00 para paso de fauna incluso colocación y todas aquellas partidas necesarias para su correcta ejecución.			
MC07	Partida	m	Jalonamiento temporal de protección del perímetro de la obra.	4400	0.43	1892
			jalonamiento temporal de protección formado por soportes angulares metálicos de 30 mm y 1 m de longitud unidos entre sí mediante una cinta de señalización de obra y colocados cada 8 metros.			
MC08	Partida	m	Jalonamiento temporal de protección de la vegetación.	3300	0.43	1419
			Constituido por soportes angulares metálicos de 30 mm y 1 m de longitud, estando los 20 cm superiores cubiertos por una pintura roja y los 30 cm inferiores clavados al terreno. Soportes colocados cada 8 metros y unidos entre sí mediante una cinta de señalización de obra.			
MC09	Partida	m	Jalonamiento temporal de protección perímetro de elementos etnológicos.	400	0.43	172
			Jalonamiento temporal de protección formado por soportes angulares de 30 mm y 1m de longitud unidos entre si mediante una cinta de señalización de obra y colocados cada 8 metros.			
MC10	Partida	ud	Señal zona de obras.	2	380.63	761.26
			Cartelería de aviso de zonas de obras.			
MC11	Partida	ud	Señal vía pecuaria.	2	171.6	343.2
			Señal vertical homologada de vía pecuaria			
MC12	Partida	ud	Análisis de la calidad de aguas.	12	160	1920
			Análisis de aguas concurrentes del río Chelva lo largo de la duración de las obras.			
MC13	Partida	ud	Visita arqueológica de media jornada.	12	713	8556
			Visita arqueológica de media jornada durante la ejecución de obras, efectuada por un arqueólogo, incluso permisos, redacción de informes y documentación gráfica de todas las estructuras etnológicas detectadas.			
MC14	Partida	ud	Visita inspección de afección natural pasos de fauna.	25	350	8750
			Visita de media jornada durante la fase de explotación de la carretera, efectuada por un profesional, incluso redacción de informes y documentación gráfica de todas las estructuras etnológicas detectadas.			



ALTERNATIVA CENTRO

PR1	Partida	ud	MÓDULO DE ESPECIES HERBÁCEAS	750	3.14	2355
			Módulo de especies arbustivas, según las especies establecidas en el propio Plan de Restauración			
PR2	Partida	ud	MÓDULO DE ESPECIES ARBÓREAS	40	449.85	17994
			especies establecidas por el propio Plan de Restauración.			
PR3	Partida	ud	MÓDULO DE ESPECIES CONÍFERAS	20	1748.02	34960.4
			Módulo de especies de coníferas, según establecidas por el propio Plan de restauración			
PR4	Partida	ud	MÓDULO DE ESPECIES FRONDOSAS	75	440.24	33018
			Módulo de especies frondosas, según establecidas por el propio Plan de restauración.			
PR5	Partida	ud	MÓDULO DE ESPECIES GIPSÍCOLAS	38	207.88	7899.44
			Módulo de especies gipsícolas, según las especies establecidas por el propio Plan de restauración			
			5	1	194179.02	194179.02
6	Capítulo		SEÑALIZACIÓN Y BALIZAMIENTO	1	54000	54000
	Partida	u	Señalización horizontal	4.40	4000	17600
			Señalización horizontal por kilómetro lineal de carretera incluso transporte y colocación.			
	Partida	u	Señalización vertical	4.40	10000	44000
			Señalización vertical por kilómetro lineal de carretera incluso transporte y colocación.			
	Partida	u	Balizamiento y defensas	4.40	40000	176000
			Balizamiento y defensas por kilómetro lineal incluso transporte y colocación.			
			6	1	54000	54000
7	Capítulo		Drenaje	1	75000	75000
UO-X	Partida	m3	m³ de hormigón HM-20/P/20/lib	75	1000	75000
			m³ de hormigón HM-20/P/20 (hormigón en masa de resistencia característica 20 Mpa, de			
				1	75000	75000
8	Capítulo		Seguridad y Salud	1	171694.939	171694.939
PA01	Partida	ud	P.A a justificar para seguridad y salud	1.00	171.694.94	171.694.94
			u Partida alzada a justificar para presupuesto de seguridad y salud (estimado 2.5% actuación)			
9	Capítulo		Gestión de residuos.	1	171694.939	171694.939
PA02	Partida	ud	P.A a justificar para gestión residuos	1.00	171.694.94	171.694.94
			CHELVA_SUR_01	TOTAL	5.818.807.37	5.818.807.37