



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



Proyecto básico de pasarela peatonal en el PK+346,700 de la autovía A-3 en el T.M. de Aldaia (Valencia).

Documento 1 de 2:

Memoria y Anejos

Trabajo final de grado

Titulación: Grado en Ingeniería de Obras Públicas

Curso: 2014/15

Autor: Alejandro Turpin Mas

Tutor: Luis Pallares Rubio

Valencia, Septiembre de 2015



INDICE

Memoria.....	8
Capítulo 1. Objetivo del trabajo.....	8
Capítulo 2. Agentes.....	8
Capítulo 3. Antecedentes.....	9
3.1. Descripción de la situación actual de la pasarela proyectada.....	9
Capítulo 4. Solución adoptada.....	10
4.1. Dintel central.....	10
4.1.1. Croquis de la solución adoptada.....	12
4.2. Neoprenos.....	15
4.3. Pilares del dintel central.....	15
4.4. Unión Zapata pila.....	16
4.5. Zapatas del dintel central.....	16
4.6. Rampas de acceso.....	16
4.7. Zapatas Rampas de acceso.....	17
4.8. Juntas entre las rampas de acceso y el dintel central.....	17
4.9. Acabados de construcción.....	17
4.9.1. Pavimento.....	17
4.9.2. Barandillas.....	18
Capítulo 5. Proceso constructivo.....	18
5.1. Demolición de la antigua estructura.....	18
5.2. Movimiento de tierras.....	18
5.3. Construcción.....	19



Anejos

Anejo 1. Topografía.....	24
1. Introducción.....	24
2. Situación actual.....	24
3. Planos.....	25
Anejo 2. Estudio geotécnico.....	27
1. Introducción.....	27
1.1. Objeto del estudio.....	27
2. Campaña de investigación geotécnica.....	28
2.1. Introducción.....	28
2.2. Trabajos de campo.....	28
2.2.1. Sondeos.....	29
2.2.2. Ensayos de penetración dinámica.....	29
2.2.3. Mediciones del nivel freático en sondeos.....	29
2.3. Ensayos de laboratorio.....	30
3. Caracterización de los materiales. Unidades geotécnicas....	31
4. Estructura E-8. Pasarela P.K. 346+700.....	36
APÉNDICE 1. Planta y perfil geotécnico longitudinal de la estructura.....	37
APÉNDICE 2. Corte litológico del sondeo.....	40
APÉNDICE 3. Ensayo de penetración dinámica tipo borros.....	41
APÉNDICE 4. Cuadro general de ensayos de laboratorio.....	42



Anejo 3. Estudio de soluciones.....	63
1.1.-Esquema de calculo1.....	63
1.2. Esquema de cálculo 2.....	64
1.3. Esquema de cálculo 3.....	65
1.4. Consideraciones a tener en cuenta en la elección de la tipología estructural.....	66
2. Desarrollo de las decisiones consideradas.....	67
2.1. Desarrollo de la solución en hormigón pretensado.....	67
2.2. Desarrollo de la solución de hormigón pretensado 2.....	76
Anejo 4. Calculo.....	89
1. Desarrollo de la solución de hormigón pretensado 2.....	89
1.1. Características mecánicas sección bruta centro luz.....	89
1.2. Características mecánicas sección bruta apoyo.....	90
1.3. Definición de las cargas de cálculo.....	91
1.4. Características del hormigón HP-50/P/20/II _b	92
1.5. Sistemática seguida para la comprobación de sección mínima.....	92
2. Vanos centrales de 25,30m de luz.....	93
2.1. Datos de entrada.....	94
2.2. Diagrama de Magnel.....	94
2.3. Comprobación sección mínima.....	95
2.4. Pretensado mínimo.....	96
2.5. Comprobamos que se encuentra dentro del núcleo de paso en la sección apoyo.....	96
2.6. Dimensionamiento de la armadura activa.....	97
2.7. Características homogeneizadas.....	99
2.7.1 Sección centro de luz.....	99
2.7.2 Sección apoyo.....	100



2.8. Comprobación sección mínima características homogeneizadas.....	101
2.8.1. Datos de entrada.....	101
2.8.2. Diagrama de Magnel.....	102
2.8.3. Sección mínima.....	102
2.8.4. Pretensado mínimo.....	103
2.8.5. Comprobación del dimensionamiento de la armadura activa.....	103
3. Vanos exteriores de 12,70m de luz.....	105
3.1. Datos de entrada.....	106
3.2. Diagrama de Magnel.....	106
3.3. Comprobación sección mínima.....	107
3.4. Pretensado mínimo.....	108
3.5. Comprobamos que se encuentra dentro del núcleo de paso de la sección apoyo.....	109
3.6. Dimensionamiento de la armadura activa.....	110
3.7. Características homogeneizadas.....	111
3.7.1. Sección centro de luz.....	111
3.7.2. Sección apoyo.....	112
3.8. Comprobación sección mínima características homogeneizadas.....	113
3.8.1. Datos de entrada.....	113
3.8.2. Diagrama de Magnel.....	113
3.8.3. Sección mínima.....	114
3.8.4. Pretensado mínimo.....	115
3.8.5. Comprobación del dimensionamiento de la armadura activa.....	115
3.9. Nuevas características homogeneizadas en los vanos exteriores de 12,7m de luz.....	116



3.9.1. Características seccionales sección centro de luz.....	116
3.9.2. Características seccionales sección apoyo.....	116
3.10. Recalculamos Pmin con estas características mecánicas.....	117
3.10.1 Diagrama de Magnel.....	117
3.10.2. Sección mínima.....	117
3.10.3. Pretensado mínimo.....	118
3.10.4. Comprobación del dimensionamiento de la armadura activa.....	119
4. Calculo de las pérdidas del pretensado.....	120
4.1. Perdidas instantáneas.....	121
4.1.1. Vigas de 25,3m de luz.....	121
4.1.2. Vigas de 12,7 m de luz.....	122
4.2. Perdidas diferidas.....	122
4.2.1. Vigas de 25,3m de luz.....	122
4.2.2. Vigas de 12,7 m de luz.....	123
4.2.3. Resumen tensiones de pretensado.....	124
4.3. Calculo de los coeficientes ϵ_{cs}, $\varphi(t,t_0)$ y p_f que caracterizan las perdidas diferidas.....	125
4.3.1. Deformación por retracción ϵ_{cs} (Artículo 39.7. EHE-08).....	125
4.3.2. Fluencia $\varphi(t,t_0)$, artículo 39.8. EHE-08.....	126
4.3.3. Relajación p_f, artículo 38.9. EHE-08.....	127
5. Calculo ELU, Flexión.....	128
5.1. ELU, Flexión en vigas de 25,3m de luz.....	128
5.1.1. Calculo de la sección en U.....	128
5.1.2. Calculo de la sección en U y hormigón de segunda fase.....	133



5.1.3. Calculo de armaduras mínimas.....	137
5.2. ELU, Flexión en vigas de 12,7 de luz.....	138
5.2.1. Calculo de la sección en U.....	138
5.2.2. Calculo de la sección en U y hormigón de segunda fase.....	144
5.3. Calculo de armaduras mínimas.....	148
6. ELU, Cortante.....	150
6.1. Cortante en vigas de 25,3m de vano.....	150
6.1.1. Calculo de la sección en U.....	150
6.1.2. Calculo de la armadura mínima de cortante.....	153
7. ELS.....	155
7.1. ELS Fisuración.....	155
8. Tensiones en servicio.....	157
9. Neoprenos.....	157
10. Pilares del dintel central.....	158
10.1. Calculo de pilares internos del dintel central.....	158
10.1.1. ELU, Flexión.....	158
10.1.2. Calculo de armaduras mínimas.....	161
10.2.1. ELU, cortante.....	162
10.2.2. Cuantías mínimas.....	162
11. Unión Zapata pilar.....	163
11.1. Calculo de las longitudes de anclaje para la unión.....	163
12. Rampas de acceso.....	164
13. Dimensionamiento de la cimentación.....	165
14. Armado de la cimentación.....	167



Memoria

Capítulo 1. Objetivo del trabajo:

El presente trabajo se redacta como un trabajo de final de grado. Su objetivo es encontrar una solución alternativa y viable a una pasarela ejecutada con anterioridad en el tramo Buñol-Valencia (Valencia), sobre la autovía A-3, mediante un pequeño estudio de soluciones en hormigón y posteriormente desarrollaremos una de las soluciones mediante un proyecto básico, incluyendo planos necesarios para la realización y visualización de la solución adoptada.

El trabajo incluye la justificación en memoria de la obra proyectada, en su aspecto técnico, con los datos básicos de partida y los cálculos necesarios, la aportación de planos de conjunto en detalle suficientes para que la solución pueda ser desarrollada.

Capítulo 2. AGENTES

El presente trabajo final de grado ha sido realizado por Alejandro Turpin Mas, alumno en Ingeniería de Obras Públicas en la escuela técnica superior de ingenieros de caminos canales y puertos de la universidad politécnica de Valencia.



Capítulo 3. Antecedentes

3.1. Descripción de la situación actual de la pasarela proyectada

La estructura en estudio consiste en una pasarela sobre la Autovía A-3 (Estructura E-8 Pasarela P.K. 346+700 perteneciente al proyecto "Ampliación a tercer carril Autovía A-3. Tramo Buñol-Valencia (Valencia)).

La estructura ejecutada consiste en una doble rampa de acceso resuelta con un cajón en acero de 300 mm de canto apoyado cada 7,00m que da acceso a un dintel central resuelto con un cajón en acero de 750mm de espesor con un esquema de luces de 12,70-25,30-25,30-12,70m.

Sobre los cajones se ejecuta una losa de hormigón de 6 cm de espesor.

Las pilas de las rampas de acceso están formadas por dos UPN-350 mientras que las del dintel central se resuelven mediante una sección armada de 350x1000mm y 12mm de espesor.

Todas se cimentan superficialmente a una tensión admisible de 1,50 kg/cm² mediante zapatas de 2,40x2,40m para las pilas de las rampas y 2,30x5,2m para las pilas del dintel principal.

Las rampas terminan en unos estribos de hormigón que facilitan la transmisión al terreno.



Capítulo 4. Solución adoptada.

Se ha considera que la solución más óptima para la realización alternativa de la situación actual pasarela, sería una construcción industrializada de hormigón prefabricado, debido a la situación de la zona de actuación (polígono industrial de Aldaia, sobre autovía A-3) será conveniente minimizar los trabajos a pie de obra para intentar afectar en el menor grado posible a los usuarios tanto de la autovía como a los de los viales afectados por la actuación.

La solución adoptada está formada por:

- Un dintel central, compuesto por 4 vanos isostáticos, los dos exteriores están formados por una sección en U de hormigón pretensado mediante armaduras pretesas, con una losa de hormigón de segunda fase, de 12,7m de luz y dos interiores de 25,3m de luz y losa de segunda fase; los cuales se apoyan mediante apoyos armados de la casa Mecanogrumba, los cuales se situaran en la parte superior de unos pilares prefabricados de sección variable (dimensiones especificadas en los planos), unidos a la cimentación mediante armaduras salientes al pilar, las cimentaciones serán cimentaciones rígidas debido al subsuelo de la zona y las características del mismo.

- Unas rampas de acceso, compuestas por 5 vanos isostáticos cada una, ejecutados mediante una sección prefabricada TT, de longitudes 13,31m; 13,27m ; 13,27m ; 13,27m y 13,12m respectivamente; y un estribo de transición con el terreno, ejecutado mediante hormigón en masa, de dimensiones definidas en los planos; las vigas TT estarán apoyadas sobre unos neoprenos de la casa Mecanogrumba, los cuales se sitúan en la parte superior de unos pilares prefabricados de sección variable (dimensiones especificadas en los planos), unidos a la cimentación mediante armaduras salientes al pilar, las cimentaciones serán cimentaciones rígidas debido al subsuelo de la zona y las características del mismo.

4.1. Dintel central.

El dintel central de la pasarela según se indica en los cálculos, estará formado por cuatro vanos isostáticos, dos exteriores de 12,7m de longitud y dos interiores de 25,3m, conformados mediante vigas artesa de hormigón pretensado, ejecutadas mediante HP-50/B/20/II_b, con un espesor de pared de 25cm, posteriormente se ejecutara una losa de 25cm de espesor sobre la sección en U, ejecutada mediante HA-30/B/20/ II_b sobre unas prelosas que resistan la flexión lateral especificada según lo indicado posteriormente, de unas dimensiones tales como se expresan en los planos del proyecto.

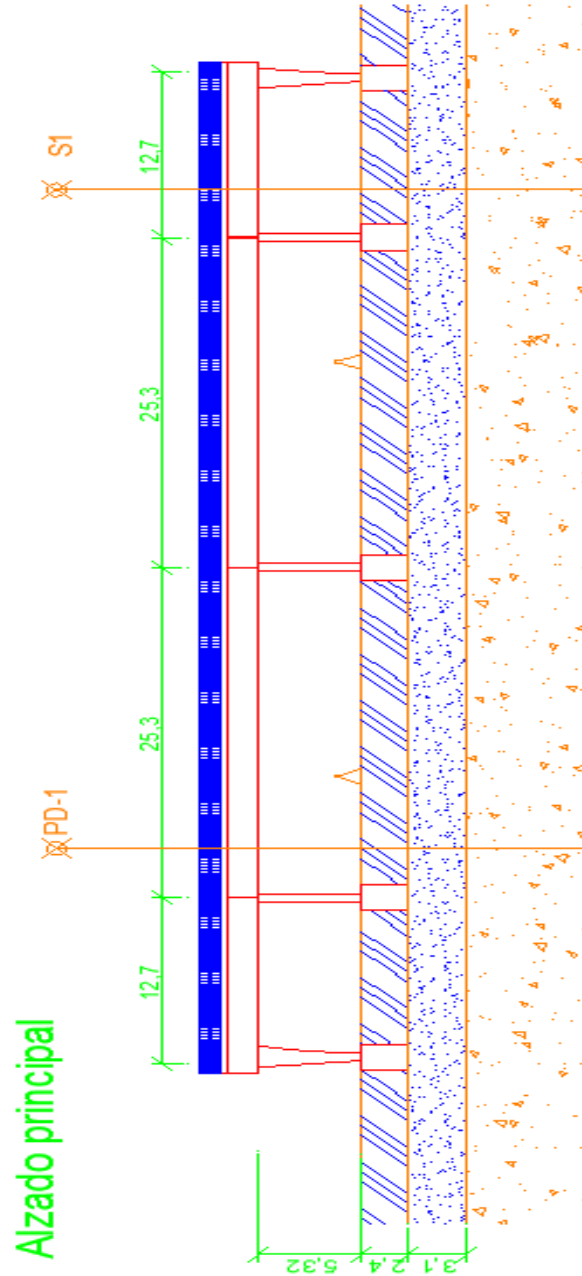


-Definición la sección en U:

- Vanos exteriores: de base 1,65m, altura 1,65m y 0,25m de espesor de pared, estará conformada mediante HP-50/B/20/II_b, en la parte superior de la sección a 1,55m de la base de la sección se dispondrá como armadura activa, dos tendones de acero Y-1860-S7, de cuatro cordones cada uno de 0,5" los cuales nos proporcionan un área de 400mm², en la parte inferior de la sección a 0,125m de la base se dispondrá como armadura activa 4 tendones de acero Y-1860-S7, de cuatro cordones cada uno de 0,5" los cuales nos proporcionan un área de 400mm²; en la parte superior de la sección se dispondrá una armadura pasiva de 4Ø16 de acero B-500SD dispuestos en las esquinas superiores de la sección en U; el armado de piel se distribuirá en Ø12/30cm de acero B-500SD; todo esto envuelto mediante cercos Ø8/30cm, de acero B-500SD, de dimensiones conforme se especifica en los planos del proyecto para permitir la correcta conexión con el hormigón de la losa de segunda fase.
- Vanos interiores: de base 1,65m, altura 1,65m y 0,25m de espesor de pared, estará conformada mediante HP-50/B/20/II_b, en la parte superior de la sección a 1,55m de la base de la sección se dispondrá como armadura activa, dos tendones de acero Y-1860-S7, de 14 cordones cada uno de 0,5" los cuales nos proporcionan un área de 1400mm², en la parte inferior de la sección a 0,125m de la base se dispondrá como armadura activa 6 tendones de acero Y-1860-S7, de 11 cordones cada uno de 0,5" los cuales nos proporcionan un área de 1100mm²; en la parte superior de la sección se dispondrá una armadura pasiva de 4Ø16 de acero B-500SD dispuestos en las esquinas superiores de la sección en U; el armado de piel se distribuirá en Ø12/30cm de acero B-500SD; todo esto envuelto mediante cercos Ø8/30cm, de acero B-500SD, de dimensiones conforme se especifica en los planos del proyecto para permitir la correcta conexión con el hormigón de la losa de segunda fase.

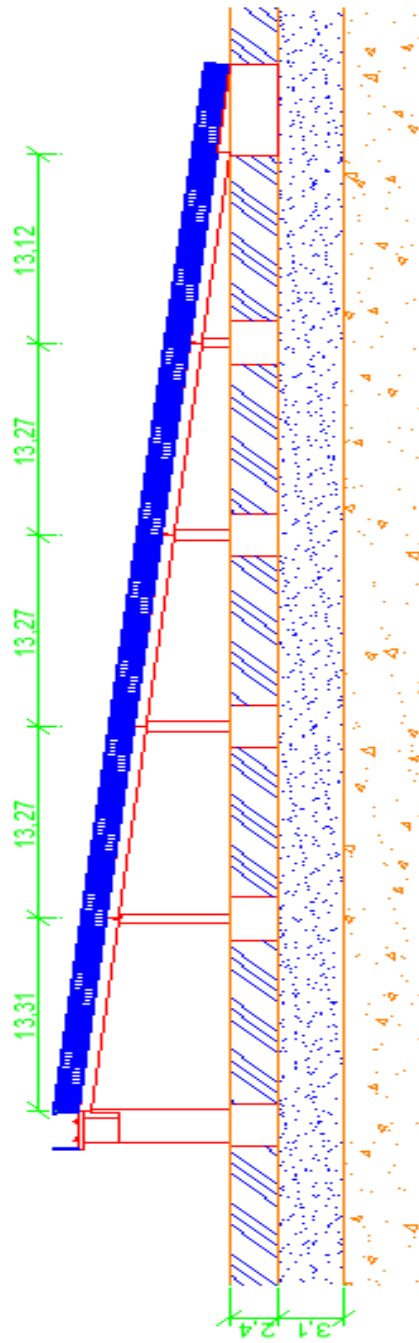
-Losa de segunda fase: de dimensiones 2,6m de ancho, 0,25m de espesor y de 76m de longitud, estará ejecutada mediante HA-30/B/20/II_b sobre unas prelasas de dimensiones definidas en los planos del proyecto para soportar la flexión debida al hormigón fresco vertido en obra mediante bombas de hormigonado; para permitir el isoestatismo de la estructura en la zona de unión de la viga con la losa sobre el apoyo de la misma se dispondrá perpendicularmente al eje de la viga elemento de polietileno extruido de 1,65mX0,44 x0,10m; el armado tanto longitudinal como transversal, superior e inferior de la losa estará dispuesto mediante Ø12/30cm de acero B-500SD.

4.1.1. Croquis de la solución adoptada.

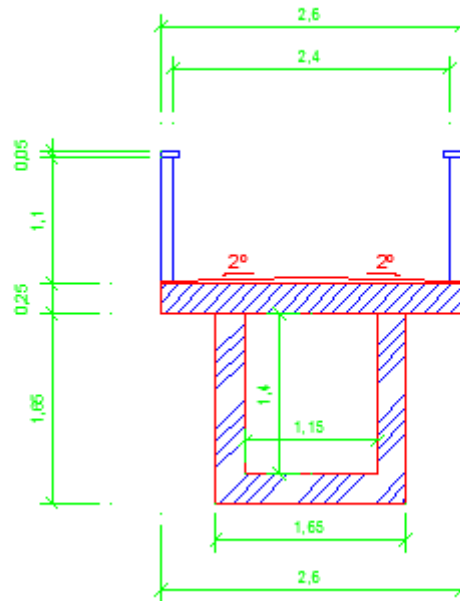




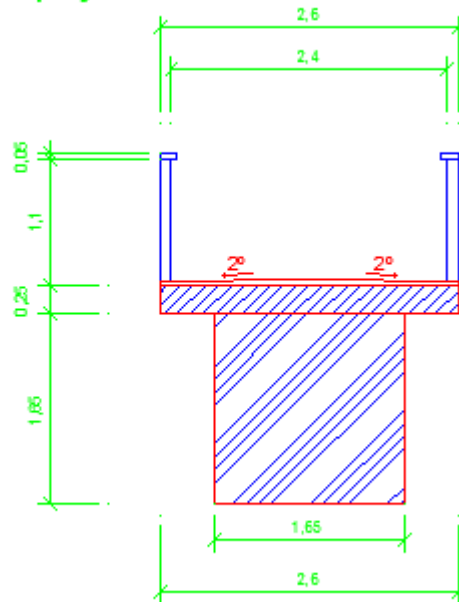
Alzados Rampas de acceso:



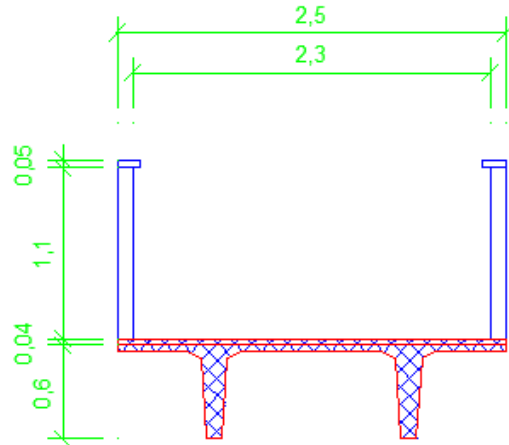
Sección Centro de Luz dintel central :



Sección Apoyo dintel central :



Sección Rampas de acceso:



4.2. Neoprenos

Se han definido según la casa Mecanogumba, según las características definidas en el catálogo comercial:

-Se dispondrán apoyos armados estándar y anclados de dimensiones 200x250mm, una altura total de 19mm, con una carga admisible de 750 KN, un módulo de deformación de 315 MPa y de solamente una capa. Se dispondrán dos neoprenos por cada apoyo de la viga sobre una capa de mortero de nivelación de 1cm de espesor.

4.3. Pilares del dintel central.

Los pilares serán de sección variable, de 1,75x0,64m en la cabera del pilar, hasta 0,3x0,64 en la base del mismo, como se indica en los planos de definición geométrica de las secciones, ejecutados mediante un hormigón HA-30/B/20/II_b, con acero B-500SD para armadura pasiva. Con una longitud total del pilar prefabricado de 5,3m, ejecutándose la unión con la cimentación mediante barras salientes del pilar o unión con vainas.



4.4. Unión Zapata pila.

La unión Zapata pilar se ejecutara mediante unión con vainas, prolongando las armaduras salientes de la pila, embebidas en vainas de 5cm de diámetro, rellenas con un grout sin retracción de la casa Weber.

Longitud total de prolongación de las barras de los pilares será igual al valor bruto de la longitud de anclaje más un incremento de 2 cm para garantizar una correcta nivelación de todas las barras, por posibilidades de variaciones geométricas, con un valor de longitud total de 54cm.

La longitud total de las vainas este valor a 87 cm para permitir la correcta colocación del elemento y garantizar en todo momento la longitud mínima de la vaina. La posición y número de vainas y de barras estará definida en los planos pertinentes.

4.5. Zapatas del dintel central

Las zapatas del dintel central se ejecutaran mediante HA-30/B/20/II_b, con unas dimensiones de 2x3x2,4m , la profundidad de cimentación es la indicada en los planos de cimentaciones.

4.6. Rampas de acceso.

Las rampas de acceso se ejecutaran mediante PLACA TT - MODELOS V (BADAJOZ), modelo TT 60V, con un tipo de armado T08, casa Prainsa, posterior capa de compresión de 4 cm de HA-25/B/20/ II_b, estarán dispuestas en vanos isostáticos de 13,31m; 13,27m ; 13,27m ; 13,27m y 13,12m de luz respectivamente y un tramo final de transición con el terreno ejecutado mediante un estribo de hormigón de 6,08m de longitud, el apoyo de las placas TT se ejecutara mediante unos neoprenos de dimensiones 10X20 y 5 cm de espesor.

Los pilares de las rampas de acceso al ser de longitud variable según su posición, debemos disponerlos de la siguiente manera:

- El pilar inicial será de sección variable de 1,55x0,64m en la cabera del pilar, hasta 0,3x0,64 a 5,3m en la base del mismo, como se indica en los planos de definición geométrica de las secciones, ejecutados mediante un hormigón HA-30/B/20/II_b, con acero B 500-SD para armadura pasiva.
- Posteriormente se reducirá la longitud total del pilar conforme a la pendiente del 10% de las rampas de acceso, quedándose la sección inferior del pilar, la



correspondiente a la propia altura del pilar medida sobre la cabeza del mismo, recortando la longitud desde la base e incrementando la sección de apoyo del mismo.

Se ejecutara la unión con la cimentación mediante barras salientes del pilar o unión con vainas; en los pilares de transición hasta el estribo de transmisión de cargas contra el terreno.

4.7. Zapatas Rampas de acceso

Las zapatas de las rampas de acceso se ejecutaran mediante HA-30/B/20/II_b, con unas dimensiones de 2x3x2,4m , a la profundidad de cimentación es la indicada en los planos de cimentaciones.

La transición del terreno a las rampas de cimentación de ejecutaran mediante unos estribos de transición de hormigón en masa ejecutados mediante HM-30/B/20/II_b, de dimensión variable según se indica en los planos del presente proyecto a la profundidad indicada en los mismos.

4.8. Juntas entre las rampas de acceso y el dintel central.

Se dispondrá entre las rampas de acceso y el dintel central del presente proyecto una junta de elastómero armado tipo JNA-50 de la casa Composan de 2,5m de longitud.

4.9. Acabados de construcción.

4.9.1. Pavimento.

Posteriormente a la ejecución del hormigón de segunda fase se desarrollara tanto en el dintel central como en las rampas de acceso una capa de mortero de regularización de 5cm de espesor en la parte central de la sección con una pendiente para un correcto desagüe de un 2% en bombeo, con un acabado fratasado de la misma.



4.9.2. Barandillas.

Se realizarán las barandillas de una altura total de 1,15m, con un pasamanos, listón intermedio y un rodapié de 0,15mx0,1m en las posiciones indicadas en los planos del presente proyecto, con una separación de listones verticales de 0,15m mediante, toda ella ejecutada mediante madera de Roble tratada para exteriores, anclada a la estructura mediante pernos de acero inoxidable de las dimensiones que sean necesarias según el fabricante.

Capítulo 5. Proceso constructivo.

5.1. Demolición de la antigua estructura.

El proceso de demolición de la antigua estructura al tratarse de una estructura de hormigón armado prefabricada, consta de distintas fases:

-Desmonte de barandillas mediante medios manuales, utilizando las redes de seguridad y líneas de vida necesarias, para la correcta seguridad tanto de los operarios como de los usuarios de la propia autovía A-3, y posterior transporte a vertedero.

-El desmonte de las vigas de las rampas de acceso se realizará mediante grúas móviles Liebherr modelo LTM 1050-3.1 posicionadas en la zona delimitada para la realización de los trabajos

-La demolición de los pilares se realizará mediante corte de la base del mismo y posterior elevación y transporte a vertedero de los mismos.

-La demolición de la cimentación existente se realizará mediante retroexcavadora con un martillo rompedor y posterior carga y transporte a vertedero de los residuos.

5.2. Movimiento de tierras.

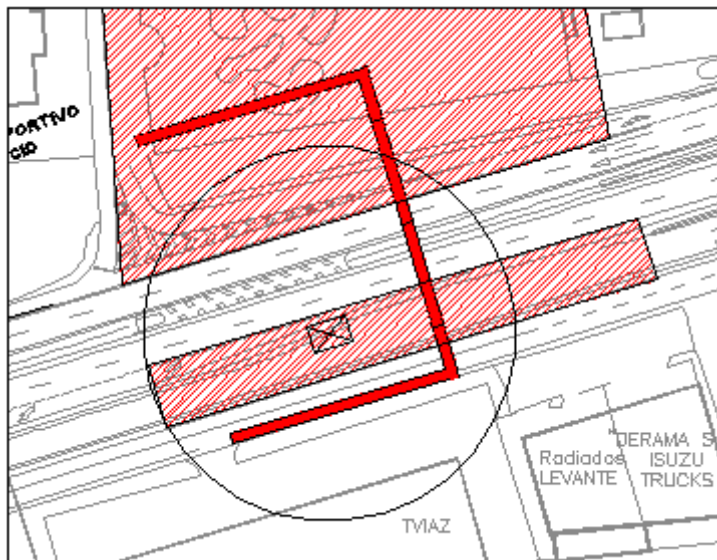
Todos los movimientos de tierras especificados en el presente proyecto se realizarán mediante retroexcavadora para minimizar la afección a los usuarios tanto de la autovía como de las zonas adyacentes de la misma.

5.3. Construcción.

-El hormigonado de las cimentación se ejecutara directamente mediante canaleta desde el camión hormigonera respetando la posición de las vainas para la unión zapata pilar en las posiciones indicadas en los planos del presente proyecto dependiendo del número de zapata y el pilar correspondiente a la misma.

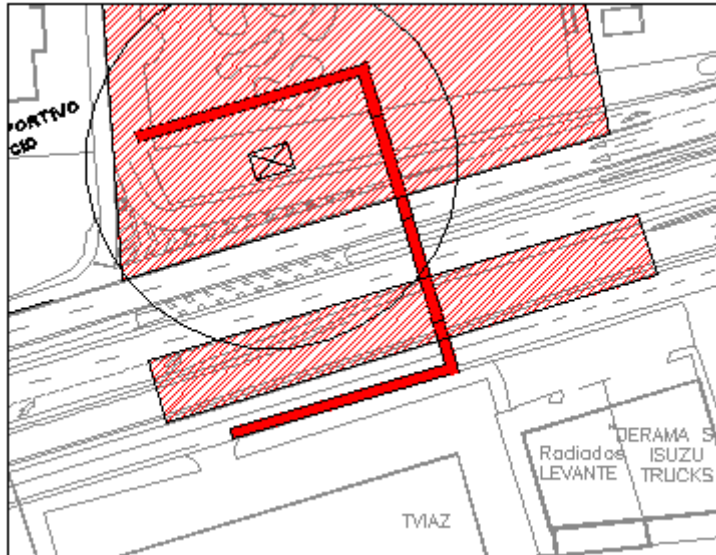
-Se ha decidido para el presente proyecto que la elevación de los elementos que lo componen, tanto pilares como vigas ya sean de las rampas de acceso como del dintel central de la construcción, sean elevados y posicionados mediante grúas móviles Liebherr del modelo LTM 1050-3.1 posicionadas según lo indicado a continuación dependiendo de la posición del elemento a elevar:

-Pilares de la rampa de acceso sur, pilar de esquina sur, pilar sur y central del dintel central:



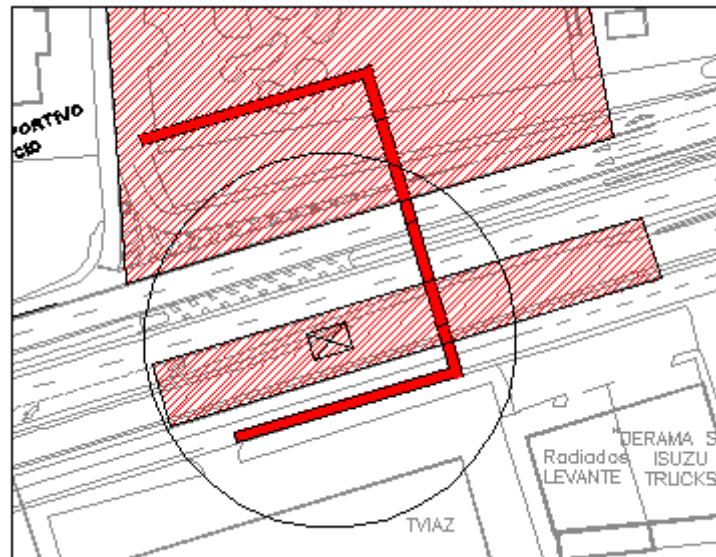
Posición de las gruas Liebherr modelo LTM 1050-3.1

-Pilares de la rampa de acceso norte, pilar de esquina norte y pilar norte del dintel central:



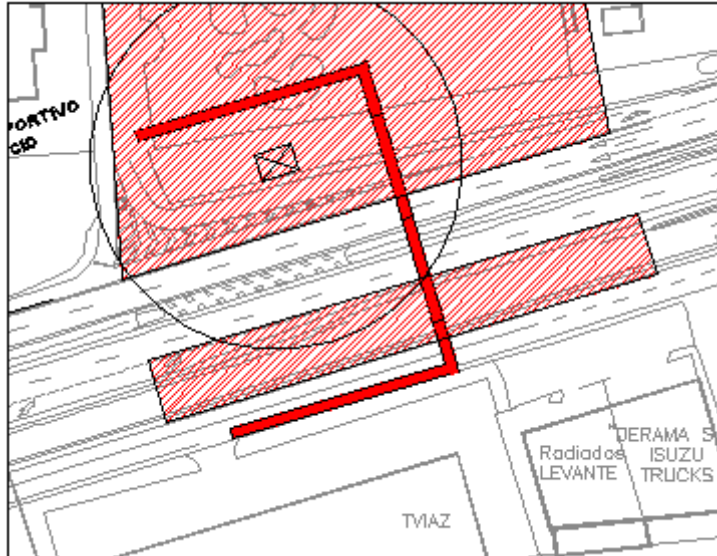
Posición de las gruas Liebherr modelo LTM 1050-3.1

-Rampa de acceso sur:



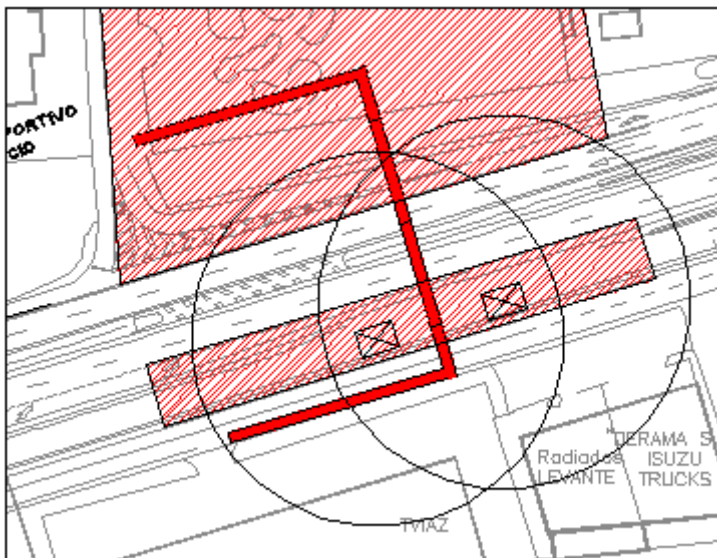
Posición de las gruas Liebherr modelo LTM 1050-3.1

-Rampa de acceso norte:



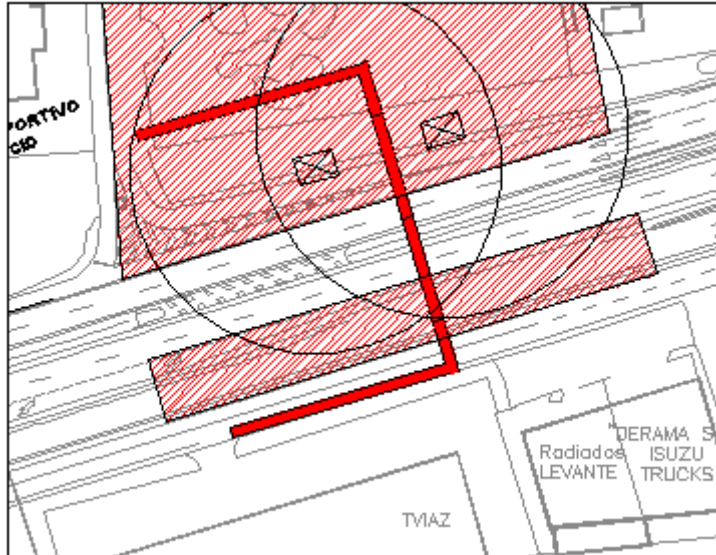
Posición de las gruas Liebherr modelo LTM 1050-3.1

-Viga de 12,7m sur:



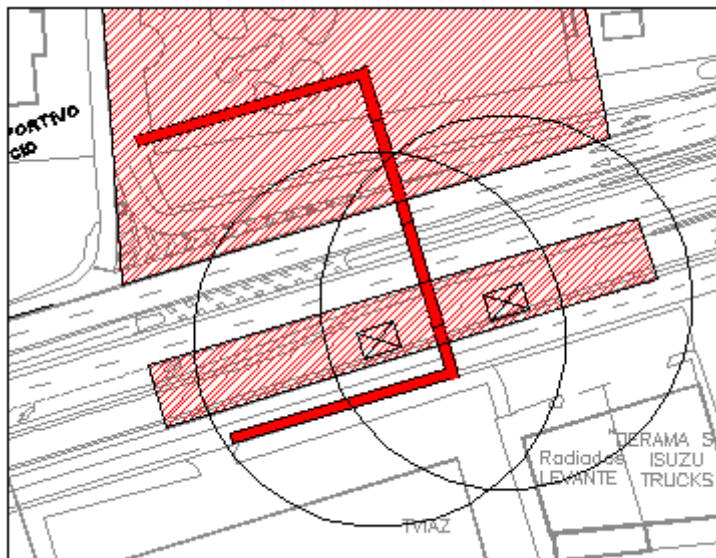
Posición de las gruas Liebherr modelo LTM 1050-3.1

-Viga de 12,7m norte:



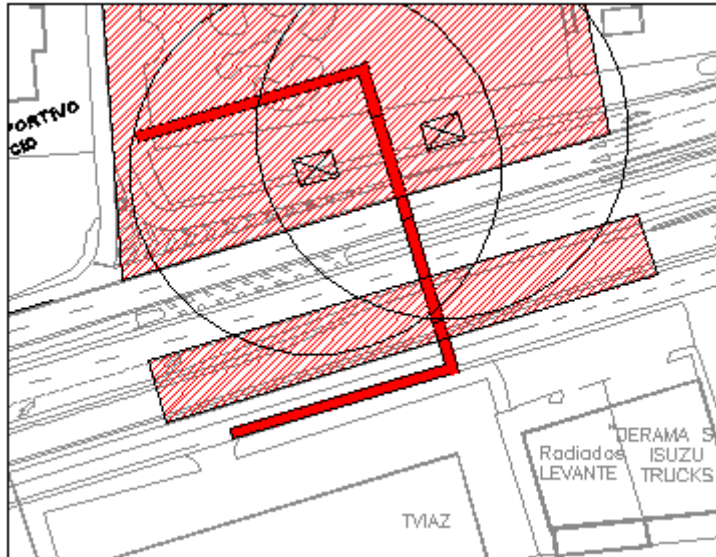
Posición de las gruas Liebherr modelo LTM 1050-3.1

-Viga de 25,3m sur:



Posición de las gruas Liebherr modelo LTM 1050-3.1

-Viga de 25,3m norte:



Posición de las gruas Liebherr modelo LTM 1050-

-Los elementos de la fase sur del proyecto se aproximarán a la zona de actuación por el vial del polígono industrial colindante a la autovía, cortando provisionalmente el mismo y desviando el tráfico por una zona alternativa.

-Los elementos de la fase norte del proyecto se aproximarán a la zona de actuación mediante la misma autovía, desviando el tráfico de la misma por una ruta alternativa.

-Los trabajos de elevación de las vigas del dintel central se ejecutaran en horario nocturno y se impedirá el paso a los usuarios de la autovía mientras se realizan los mismos, habilitando un carril, dependiendo del elemento en cuestión, en la calzada contraria para no impedir la circulación de los usuarios.



Anejo 1. Topografía

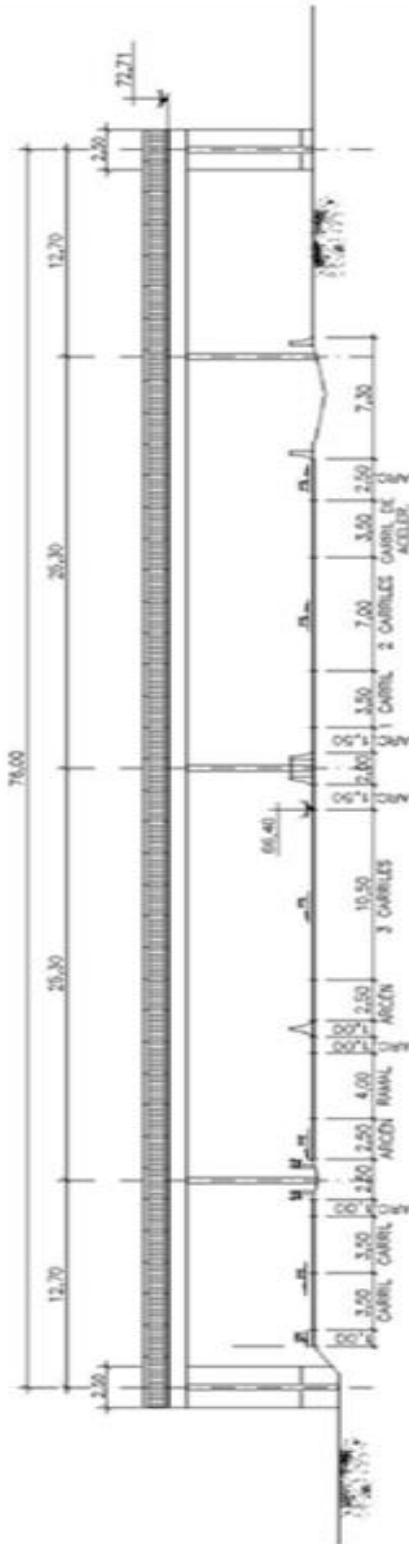
1. Introducción.

El objetivo del presente anejo es describir y exponer la topografía utilizada con motivo de la elaboración del proyecto básico de la solución alternativa para la pasarela ejecutada con anterioridad en el tramo Buñol-Valencia (Valencia), sobre la autovía A-3 (Estructura E-8 Pasarela P.K. 346+700 perteneciente al proyecto "Ampliación a tercer carril Autovía A-3. Tramo Buñol-Valencia (Valencia)).

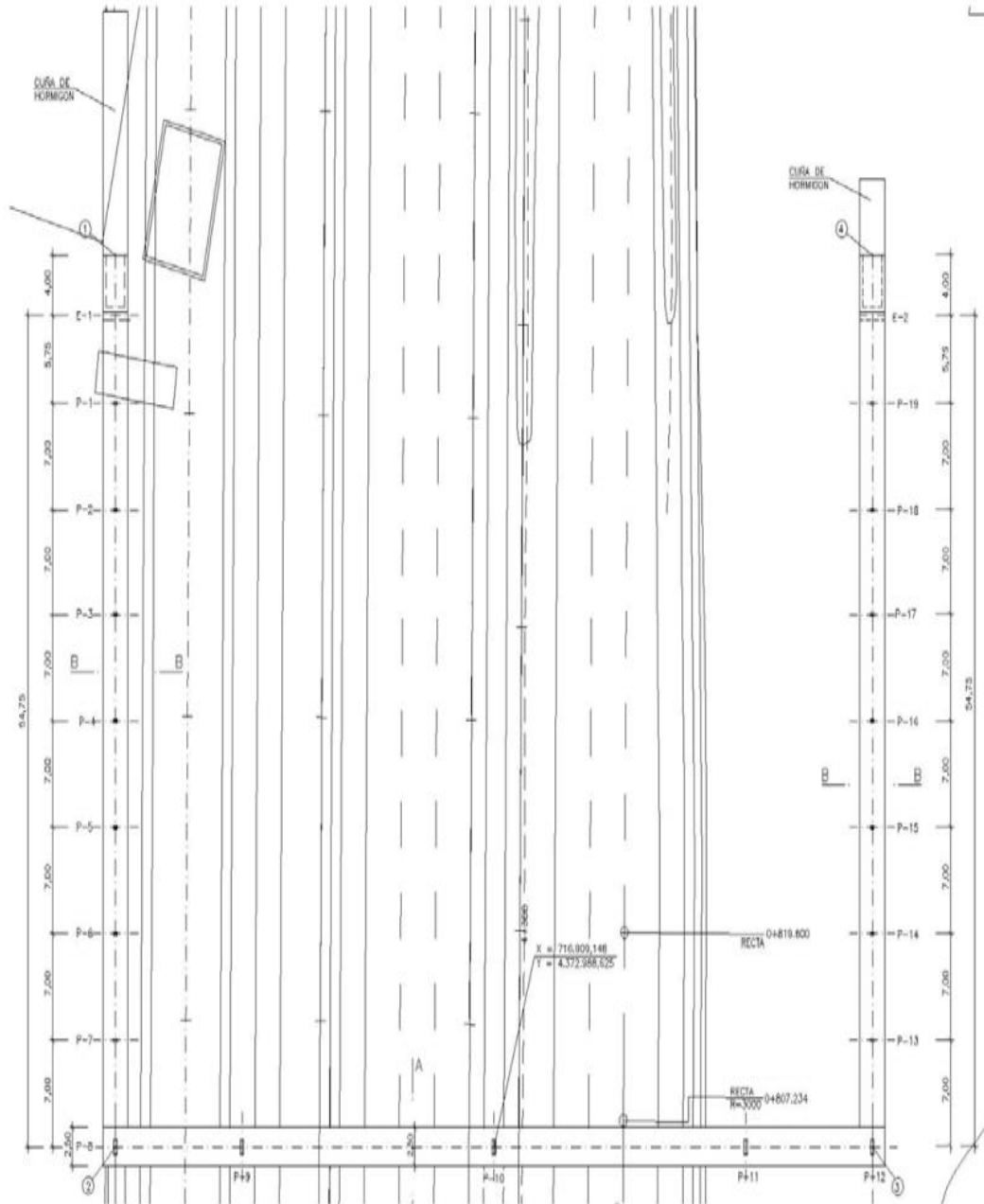
2. Situación actual.

Para la realización y desarrollo de esta solución alternativa se ha partido de la situación actual de la zona de actuación del presente proyecto, adoptando como cotas, corte y planta del terreno los indicados en el anterior proyecto ya desarrollado y construido en la zona de actuación.

3. Planos.



Alzado Estructura



Planta Estructura



Anejo 2. Estudio geotécnico.

1. INTRODUCCIÓN

1.1. OBJETO DEL ESTUDIO

Con el presente estudio se trata de determinar las características geológicas y geotécnicas de las distintas formaciones litológicas interesadas en el Proyecto básico de la pasarela peatonal en el PK-346+700 de la Autovía A-3. Tramo: Buñol-Valencia.

Con el mismo se desea proporcionar información sobre los siguientes aspectos:

- El terreno como cimiento de la estructura.
- Las propiedades geotécnicas de los materiales y formaciones y unidades geológicas superficiales así como su comportamiento geomecánico y físico-resistente.
- La definición y tipología de la cimentación más apropiada para cada una de las partes de la estructura proyectada.
- La definición del plano de cimentación o empotramiento de dicha estructura en el terreno e incidencias del mismo (presencia de nivel freático, estabilidad de las excavaciones, quimismo de las aguas y materiales de apoyo, etc.).

El presente anejo queda estructurado en varios apartados, que serían los siguientes:

- En el primero se describe la campaña geotécnica realizada, incluyendo sondeos, ensayos de penetración dinámica y ensayos de laboratorio.
- En el segundo apartado se ha llevado a cabo la caracterización geotécnica de los materiales afectados por la obra, haciendo hincapié en parámetros resistentes y deformacionales.
- En el tercer apartado se analizan las condiciones de cimentación de la estructura proyectada. Para ello se ha tenido en cuenta la campaña de prospección realizada, determinando, en el caso de cimentaciones superficiales la carga admisible y profundidad del apoyo y en el caso de cimentaciones profundas la resistencia por fuste y por punta y longitudes de pilote.



2. CAMPAÑA DE INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA

2.1. INTRODUCCIÓN

El proyecto básico prevé la ejecución de 1 pasarela peatonal en el PK-346+700 de la Autovía A-3. Tramo: Buñol-Valencia.

2.2. TRABAJOS DE CAMPO.

Una vez definida la situación de la estructura, se analizó la información geotécnica disponible y se efectuó un reconocimiento geológico de superficie de la misma, planificándose a continuación la campaña de investigación del subsuelo mediante sondeos y ensayos de penetración dinámica.

Dada la complejidad del acceso a los puntos de investigación, así como la elevada concentración de infraestructuras lineales en la zona (vías de comunicación y conducciones subterráneas de todo tipo), no ha sido considerada la realización de calicatas.

Los sondeos se han llevado a cabo para definir la naturaleza y resistencia de los materiales que servirán de apoyo a las estructuras proyectadas, mientras que a partir de los ensayos de penetración dinámica se han obtenido los perfiles resistentes del terreno. Las columnas litológicas de sondeos y los perfiles de los ensayos de penetración pueden consultarse en los apéndices a este anejo.

En el cuadro siguiente se resume la investigación realizada en el emplazamiento de la estructura para el proyecto de sus cimentaciones.

ESTRUCTURA	DENOMINACIÓN	SONDEOS	ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINAMICA
E1	PASARELA P.K. 346+700	S-1	PD-1



2.2.1. Sondeos

Se ha ejecutado 1 sondeo mecánico, con extracción continua de testigo, con un total de

20 m de perforación.

En el siguiente cuadro se muestra la disposición de sondeos para la estructura, incluyendo su longitud y los ensayos y muestreos llevados a cabo en su interior.

ESTRUCTURA	SONDEO	LONGITUD (m)	SPT	M. INALTERADAS	TESTIGO PARADINADOS
E1	S-1	20,00	3	6	-

2.2.2. Ensayos de penetración dinámica

Se ha realizado solamente 1 ensayo de penetración dinámica en zona de estudio, habiéndose denominado con las siglas PD.

En la siguiente tabla se muestra la longitud alcanzada en el ensayo, hasta el rechazo. Asimismo, la disposición en planta de este se muestra en los planos de situación de trabajos recogidos en el apéndice correspondiente.

ESTRUCTURA	ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA	LONGITUD ALCANZADA (m)
E1	PD-1	7,40

2.2.3. Mediciones del nivel freático en sondeos

En el sondeo efectuado para la investigación de la estructura se ha dejado instalada una tubería piezométrica de PVC para llevar un control del nivel freático a lo largo del tiempo. Debido a que en el sondeo realizado no se ha localizado la presencia de nivel de agua, sino en todo caso, asociado a algún nivel granular intercalado en el perfil litológico.



2.3. ENSAYOS DE LABORATORIO

Se han obtenido una serie de muestras de terreno en el sondeo con el objeto de determinar, mediante ensayos de laboratorio, las características geotécnicas de los materiales en su estado natural.

El análisis de los resultados se desarrolla en el estudio particularizado de la estructura o de los epígrafes que componen este anejo.

Los ensayos principales realizados se agrupan en los tipos siguientes:

Ensayos de identificación: análisis granulométrico por tamizado, límites de Atterberg.

Estado natural: densidad seca, humedad natural, peso específico de las partículas.

Análisis químicos: determinación del contenido de sales solubles, yesos y materia orgánica.

Ensayos de deformabilidad: edómetros.

Ensayos de resistencia: compresión simple.

El procedimiento de ejecución de todos los ensayos ha sido siguiendo las Normas NLT o UNE correspondientes.

Se ha considerado un valor de contenido en yesos, en relación al total del contenido en sales solubles, bajo la consideración de que los primeros están incluidos en los últimos.

Los resultados de los ensayos de laboratorio se reflejan en las tablas adjuntas. Asimismo, esta tabla se incluye en el apéndice de ensayos de laboratorio junto con los boletines de los diferentes ensayos.



3. CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES. UNIDADES GEOTÉCNICAS.

Se describen a continuación cada una de las litologías aflorantes en la zona de estudio, dándoles a cada una de ellas una caracterización geotécnica homogénea (comportamiento geomecánico similar), independientemente de los cambios composicionales que presentan y que sólo son detectables mediante estudios puntuales o detallados. La descripción se realiza desde los materiales más modernos (actualidad) a los más antiguos (Mioceno).

Las unidades geológicas vienen identificadas con una masa de color y una reseña alfa-numérica que representa la formación litológica concreta y su distribución. Las unidades geotécnicas tratan de agrupar y sintetizar formaciones geológicas de las mismas o similares características para homogeneizar comportamientos geotécnicos a lo largo del trazado.

Así vemos que la Unidad Geotécnica 1 rellenos, la Unidad Geotécnica 2 depósitos de llanura de inundación (Qli,) y la Unidad Geotécnica 3 sustrato terciario margoso y calcario (T).

UNIDAD GEOTÉCNICA 1. Y RELLENOS

Litología:

-R2 *Rellenos carreteros*. Se trata de los rellenos de la autovía A-3 (incluidos ramales a estructuras), así como de la Autopista AP-7 y carreteras adyacentes al tramo investigado.

Estructura:

-*Rellenos compactados: Tongadas de compactación.*

Geotecnia:

Materiales compactados y firmes, de media-alta capacidad portante y baja deformabilidad. Excavables.



Los parámetros geotécnicos asignables a los rellenos tipo R de la Autovía A-3 son los que se muestran a continuación:

Parámetro Geotécnico	Valor	Media
Límite líquido (%)	0-25	10,7
Índice de plasticidad (%)	0-4,6	2,1
Pasa T-0,080 UNE (%)	9-96	32,8
Clasificación Casagrande	GW, GM, GC-GM, SC-SM, ML	
Clasificación A.A.S.H.T.O.	A-1-a, A-1-b, A-4, A-2-4	
Índice de grupo	0	
Clasificación PG-3	50 % MARGINAL 50 % TOL, ADEC. SEL	
Humedad natural (%)	0,7-13,9	7,50
Yesos (%)	0,05	0,05
Materia orgánica (%)	0,05-0,57	0,27
Sales solubles (%)	0,05-0,30	0,09
Densidad Máxima Próctor Modificado (g/cm ³)	1,82-2,28	2,06
Humedad óptima Próctor Modificado (%)	5,62-10,91	7,99
Índice CBR (100 % P.M.)	4,6-59,0	25,2
Presión de Hinchamiento (kg/ cm ²)	0,0-0,15	0,05
Índice de colapso	1,0-6,10	3,07
Densidad media ensayo Troxler (g/cm ³)	1,94	
Densidad media ensayo Troxler (%)	6,10	
Cohesión estimada (kg/cm ²)	0,5	
Ángulo de rozamiento estimado (º)	35	



UNIDAD GEOTÉCNICA 2. DEPÓSITOS DE LLANURA DE INUNDACIÓN (Qli)

Se incluyen aquí, los depósitos aluviales de llanura de inundación, en general limo-arcillosos. La característica principal de este grupo es la distribución en áreas de baja o nula pendiente.

Litología: Se trata de limos y arcillas o arcillas limosas con alguna pequeña oquedad, con algo de arena, de color marrón oscuro y rojizo. En ocasiones se presenta como limos arenosos y con abundantes nódulos calcáreos angulosos de aspecto grava fina o gravilla y color marrón rojizo y anaranjado. Pueden tener un espesor elevado.

Estructura: Planar, de continuidad lateral alta

Geotecnia: Son materiales de consistencia media-alta, incluso pueden presentarse ligeramente encostrados o cementados. La deformabilidad es media-baja, con asentamientos por consolidación.

Los parámetros geotécnicos asignables a este tipo de materiales son los que se muestran a continuación:

Parámetro Geotécnico	Valor	Media
Límite líquido (%)	24,1-43,5	30,2
Índice de plasticidad (%)	9,7-23,3	13,2
Pasa T-0,080 UNE (%)	36-87	71,2
Clasificación Casagrande	GC, SC, CL	
Clasificación A.A.S.H.T.O.	A-4, A-6, A-7-6	
Índice de grupo	1, 2, 4, 7, 11, 12, 17	
Clasificación PG-3	80 % MARGINAL 20 % TOLERABLE	
Humedad natural (%)	3,10-18,0	8,59
Densidad seca (T/m ³)	1,63-2,02	1,79
Yesos (%)	0,05	0,05



Materia orgánica (%)	0,05-2,07	0,82
Sales solubles (%)	0,05-0,10	0,07
Densidad Máxima Próctor Modificado (g/cm ³)	1,81-2,06	1,97
Humedad óptima Próctor Modificado (%)	8,52-16,29	11,57
Índice CBR (100 % P.M.)	5,8-18,5	13,9
Presión de Hinchamiento (kg/ cm ²)	0,00-0,25	0,04
Índice de colapso	0,20-6,20	2,59

UNIDAD GEOTÉCNICA 6. SUSTRATO TERCIARIO MARGOSO Y CALCÁREO T

Litología: Arenas y limos arcillo-margosos de plasticidad media y baja, de color marrón claro anaranjado y beige. En ocasiones aparecen encostrados y con aspecto semirrocoso. Presentan a techo intercalaciones tabulares de calizas ocres tableadas.

Estructura: Tabular, con estratificación subhorizontal. Superficies de contacto canaliformes o alabeadas.

Geotecnia: Se consideran materiales excavables en los primeros metros y ripables en niveles encostrados.



Los parámetros geotécnicos asignables a este tipo de materiales son los que se muestran a continuación:

Parámetro Geotécnico	Valor	Media
Límite líquido (%)	0,0-40,3	29,8
Índice de plasticidad (%)	0,0-12,9	9,2
Pasa T-0,080 UNE (%)	17,0-74,0	46,0
Clasificación Casagrande	SM, ML, CL, CL-ML	
Clasificación A.A.S.H.T.O.	A-1-b, A-4, A-2-4, A-2-6	
Índice de grupo	0, 3	
Clasificación PG-3	70 % MARGINAL 30 % ADEC.- TOL	
Humedad natural (%)	13,2-10,3	11,75
Densidad seca (T/m ³)	1,26-1,98	1,65
Yesos (%)	0,05-0,13	0,07
Materia orgánica (%)	0,05-0,83	0,24
Sales solubles (%)	0,05-0,20	0,07
Densidad Máxima Próctor Modificado (g/cm ³)	1,77-1,97	1,86
Humedad óptima Próctor Modificado (%)	10,75-15,28	12,23
Índice CBR (100 % P.M.)	5,2-35,0	16,5
Presión de Hinchamiento (kg/cm ²)	0,0-0,10	0,01
Índice de colapso	0,50-8,20	3,97
Cohesión (kg/cm ²)	0,15-0,4	
Ángulo de rozamiento (°)	32-38	



4. ESTRUCTURA E-8. PASARELA P.K. 346+700

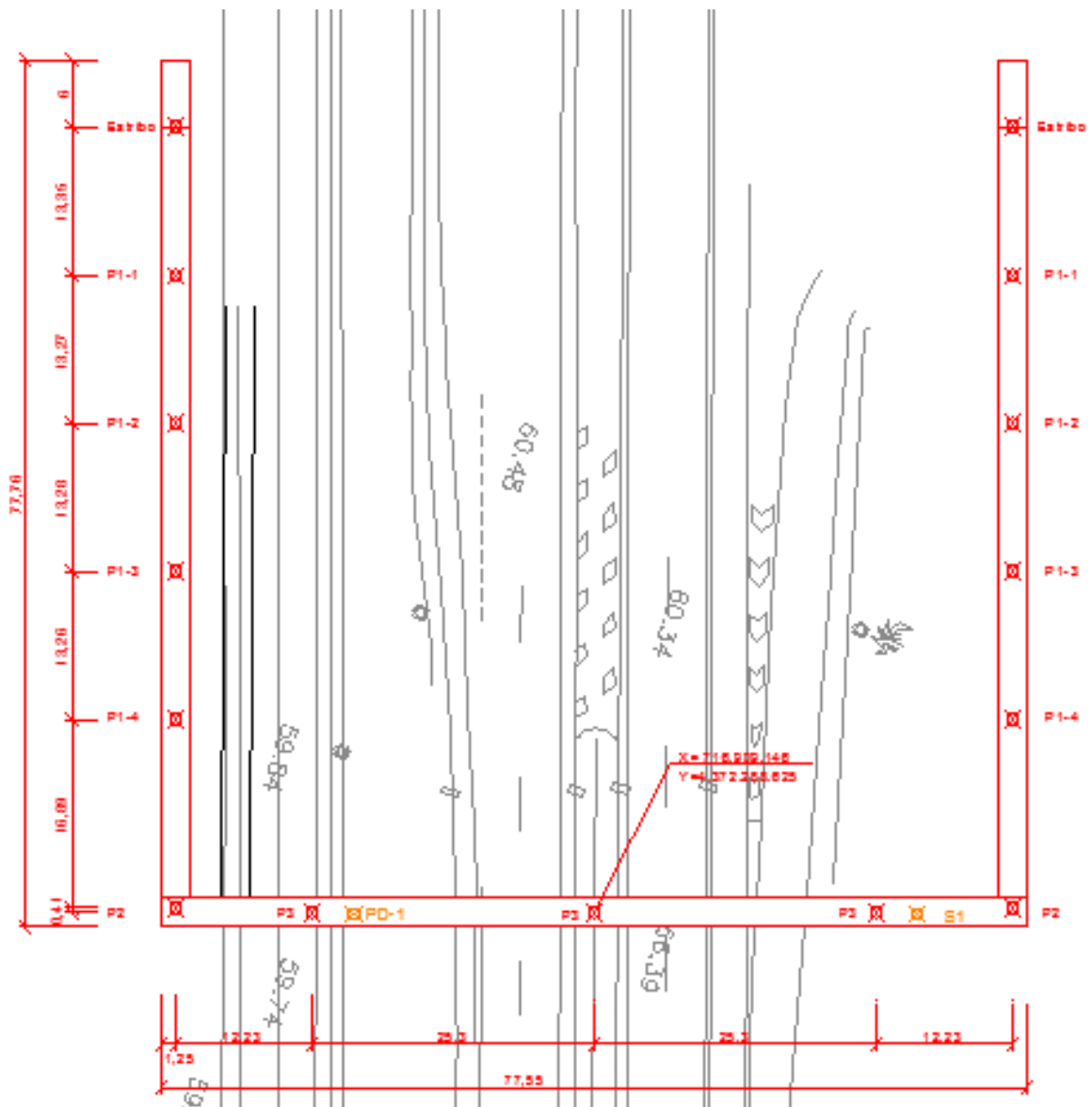
Descripción, investigación y terreno de cimentación:

Se trata de una pasarela peatonal, formada por dos vanos exteriores de 12,7m y dos interiores de 25,3m de longitud, en dirección perpendicular al eje de la autovía A-3.

La investigación geotécnica disponible consiste en el sondeo S-1 y el ensayo de penetración dinámica tipo Borros PD-1.

De acuerdo con este sondeo, el perfil del terreno está constituido por los siguientes niveles:




Estrato	Descripción	Profundidad alcanzada (m)
1	Rellenos	2,40
2	Limos de inundación flojos (U.G. Qli)	5,50-6,00
3	Terciario arcilloso-limoso (U.G. T1)	13,00
4	Terciario granular (T1)	16,20
5	Terciario arcilloso-limoso (T1)	>16,20





LEYENDA GEOLÓGICA

RELLENOS ANTRÓPICOS







	R1	VERTIDOS NO COMPACTADOS DE TIERRAS, ECHADIZOS Y BASURAS.
	R2	RELLENOS COMPACTADOS CORRESPONDIENTES A LA AUTOVÍA A-3, AUTOPISTA A-7 Y CARRETERAS ADYACENTES.
	R3	RELLENOS Y/ O EXPLANACIONES DE ZONAS URBANIZADAS Y POLIGONOS INDUSTRIALES.

CUATERNARIO



HOLOCENO

	Q _{AL}	ALUVIAL. DEPÓSITOS DE FONDO DE BARRANCO. Arenas y cantos redondeados, con contenido variable en finos.
---	-----------------	--

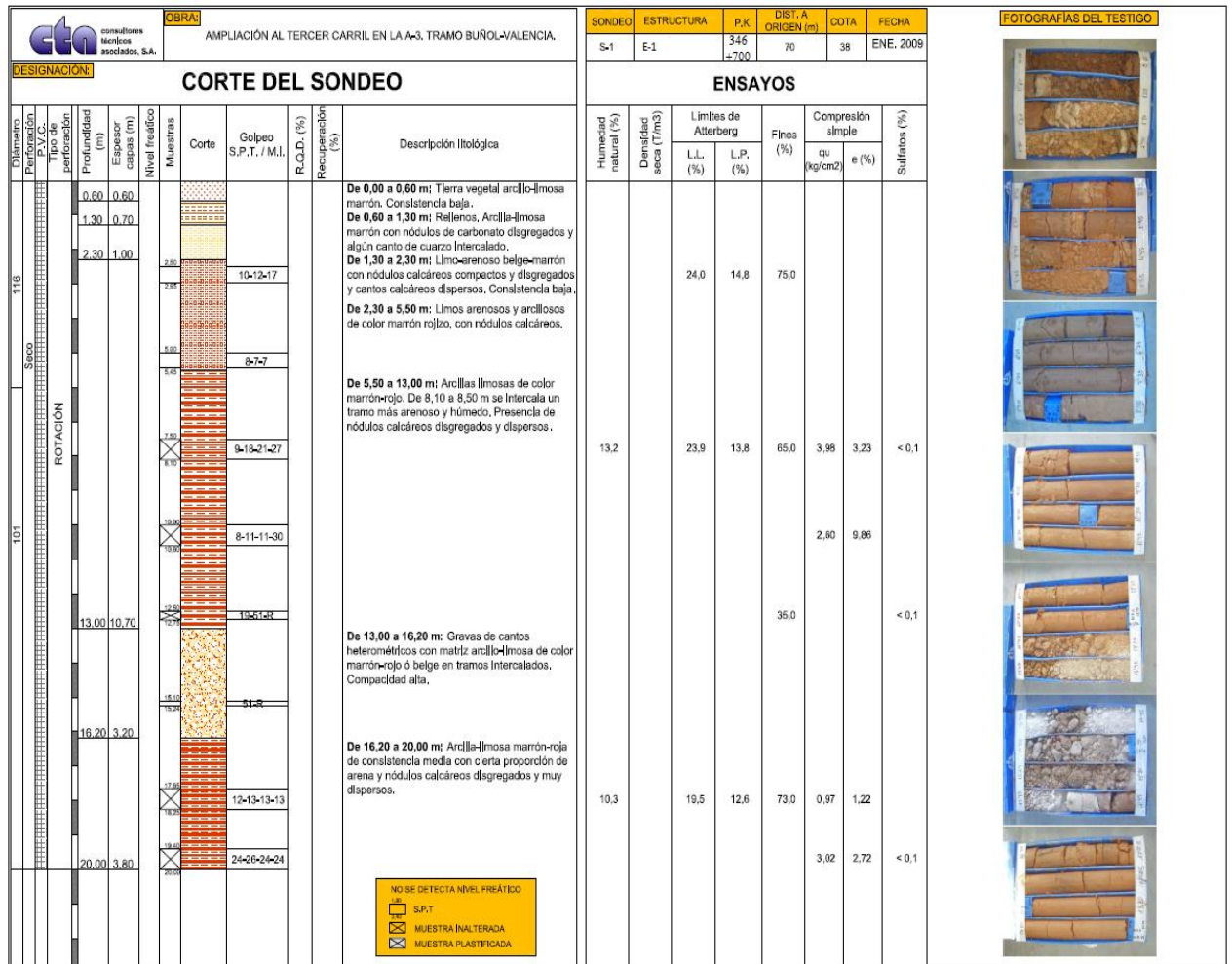
PLEISTOCENO

	Q _{LI}	LIMOS DE INUNDACIÓN. LIMOS ARENOSOS.
	Q _{MA}	MANTOS DE ARROYADA MODERNOS. ARCILLAS ARENOSAS ROJAS, CON CANTOS DE COSTRA.
	Q _{AG1}	TERRAZA ANTIGUA. ARENAS, LIMOS Y CANTOS.
	Q _{AG2}	TERRAZA RECIENTE. ARENAS, LIMOS Y CANTOS.
	Q _{LPF}	LLANURA ALUVIAL. LIMOS ARENOSOS.
	Q _{AC}	ABANICO ALUVIAL COHESIVO.

TERCIARIO

	T1	ARCILLAS MARGOSAS Y MARGAS CON INTERCALACIONES DE GRAVA, ARENAS O CALIZAS MARGOSAS. ABUNDANTES COSTRAS.
	T2	CALIZAS DE COLOR GRIS-OCRE CON CALCARENITAS.

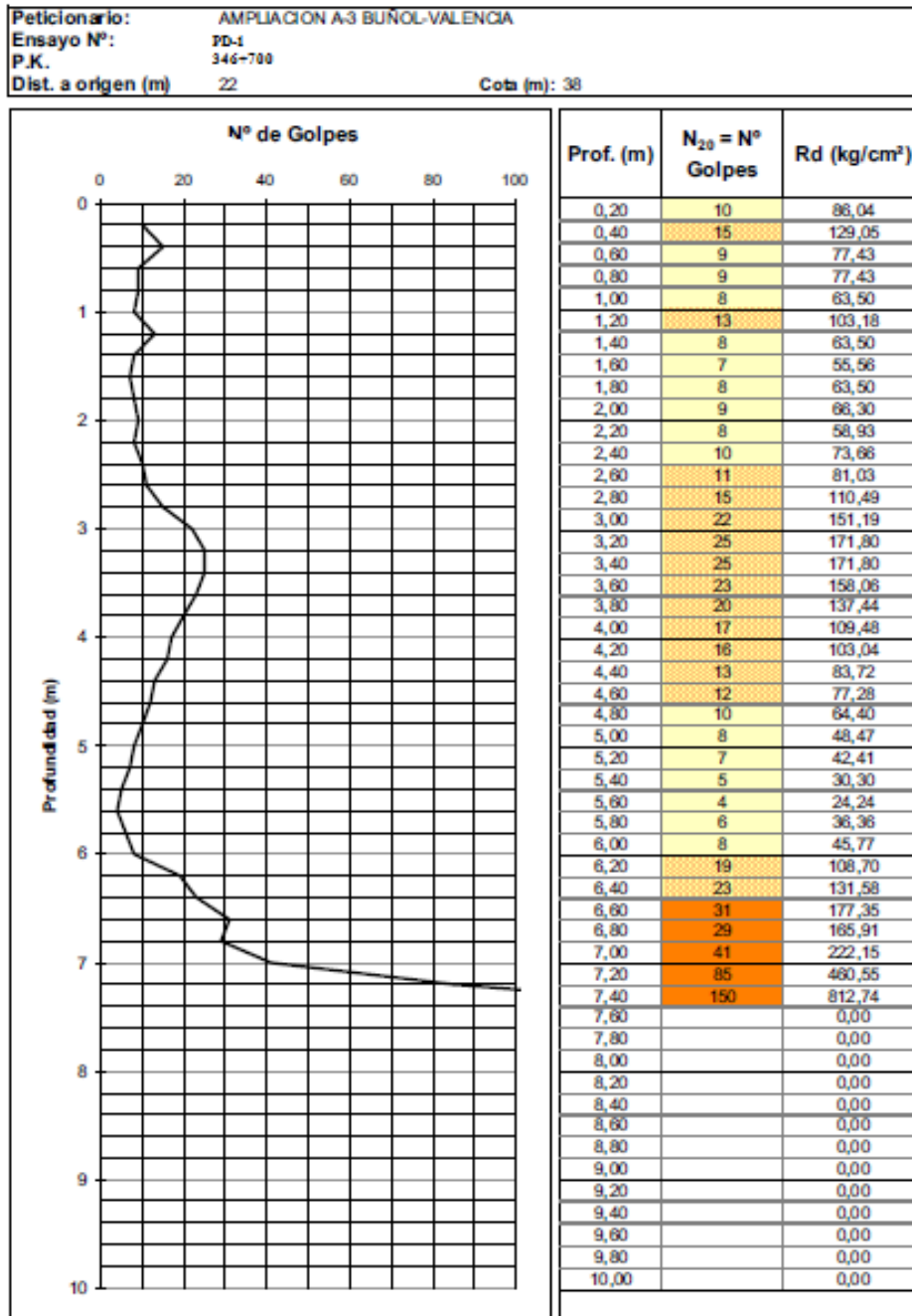
APÉNDICE 2. CORTE LITOLÓGICO DEL SONDEO





APÉNDICE 3. ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA TIPO BORROS

ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA TIPO BORROS





APÉNDICE 4. CUADRO GENERAL Y ENSAYOS DE LABORATORIO

ESTRUCTURA		E-1						
SONDEO		S-1						
TIPO DE MUESTRA		S.P.T.	M.I.	M.I.	M.I.	M.I.	M.I.	M.I.
PROF. (m)		2,50-2,95	3,00-3,60	7,50-8,10	10,00-10,60	12,50-12,75	17,65-18,25	19,40-20,00
GOLPEO		10-12-17	5-3-4-7	9-18-21-27	8-11-11-30	19-51-R	12-13-13-13	24-26-24-24
UNIDAD GEOTÉCNICA		R	Qli	T	T	T	T	T
GRANULOMETRIA (% Pasa)	# 0,08	75,0	58,0	65,0		35,0	73,0	
	# 0,40	87,0	90,0	73,0		52,0	95,0	
	# 2,00	94,0	100,0	84,0		61,0	99,0	
	# 20,00	100,0	100,0	100,0		90,0	100,0	
	Tamaño max. (mm)	12,70		12,70		25,40	12,70	
LIMITES DE ATTERBERG	L.L.	24,0	19,9	23,9			19,5	
	L.P.	14,8	15,5	13,8			12,6	
	I.P	9,2	4,3	10,1			6,9	
HUMEDAD NATURAL %			18,6	13,2			10,3	
COMPRESIÓN SIMPLE	Resistencia (kp/cm ²)		3,98	3,98	2,60		0,97	3,02
	Deformacion (%)		3,23	3,23	9,86		1,22	2,72
ANÁLISIS QUÍMICO SO₃ (%) UNE				< 0,1		< 0,1		< 0,1
CLASIFICACIÓN	CASAGRANDE	CL		CL			CL-ML	
	AASHTO	A-4 (4)		A-4 (4)			A-4 (2)	

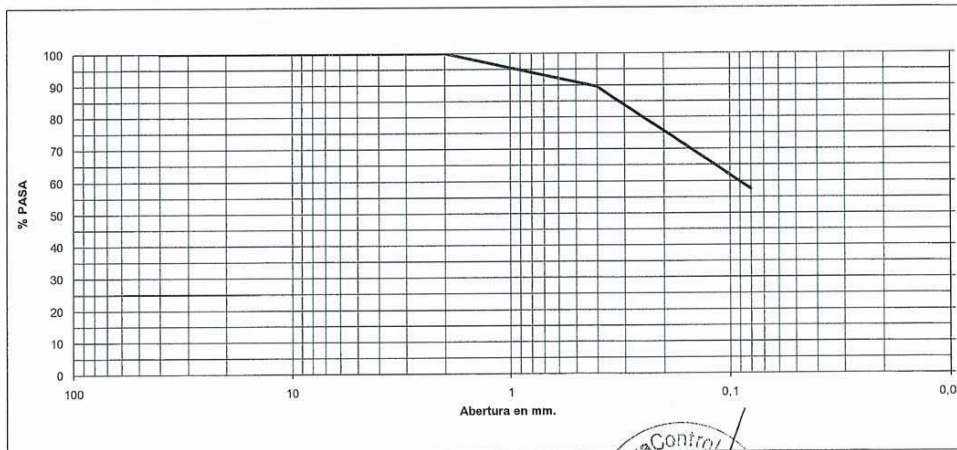


<p>Polígono Empresarial. C/ Retama, 4 - nave 8 50.720 La Cartuja Baja (Zaragoza) Tel: 976 53 17 28 Fax: 976 34 21 44 E-mail: terracontrol@terracontrol.es</p>	Ensayo	GRANULOMETRÍA DE SUELOS POR TAMIZADO	
	Norma	UNE 103101/95	
	Acta nº	0814098	Nº Copia

Referencia Muestra.... 24357	Referencia Informe..... E - 2315/08
PROCEDENCIA APORTADA POR PETICIONARIO	REF. CLIENTE PUENTE A-3 ALDAYA-TORRENTE. SE-2 (3,00-3,60 m)
TIPO DE MUESTRA INALTERADA	PETICIONARIO C.T.A.
FECHA ENTRADA 23 de Diciembre de 2008	DEN. OBRA AMPLIACIÓN A-3 VALENCIA

CÁLCULOS PREVIOS			HUMEDAD HIGROSCÓPICA		
A	Muestra total seca al aire	874,0	$F=(100/(100+h))$	F/correc. hum. higroscópica	1,0
B	Gruesos lavados		$h=(a/s)*100$	Humedad higroscópica %	0,8
$C = (A - B) * f$	Fracción fina seca	866,7	$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	0,8
$D = (B + C)$	Muestra total seca	866,7	t+s+a	Tara+suelo+agua	129,8
E	Fracción fina ensayada seca al aire	152,3	t+s	Tara+suelo	129,0
$F = E * f$	Fracción fina ensayada seca	151,0	t	Tara	34,3
C/F		5,7	s	Suelo	94,8

CÁLCULO CURVA GRANULOMÉTRICA POR TAMIZADO					
Tamiz U.N.E.	Tamiz ASTM	Retenido entre tamices		Pasa en muestra total	
		g en parte fina ensayada	g en Muestra total	Gramos	%
125	5				
100	4				
80	3				
63	2,5				
50	2				
40	1,5				
25	1				
20	3/4				
12,5	1/2				
10	3/8				
5	4			866,7	100
2	10			775,7	90
0,4	40	15,9	91,0	498,9	58
0,08	200	48,2	276,8		



Fdo.

Eduardo Baquer Barriendos
Responsable del ensayo



Zaragoza, a 30 de Diciembre de 2008

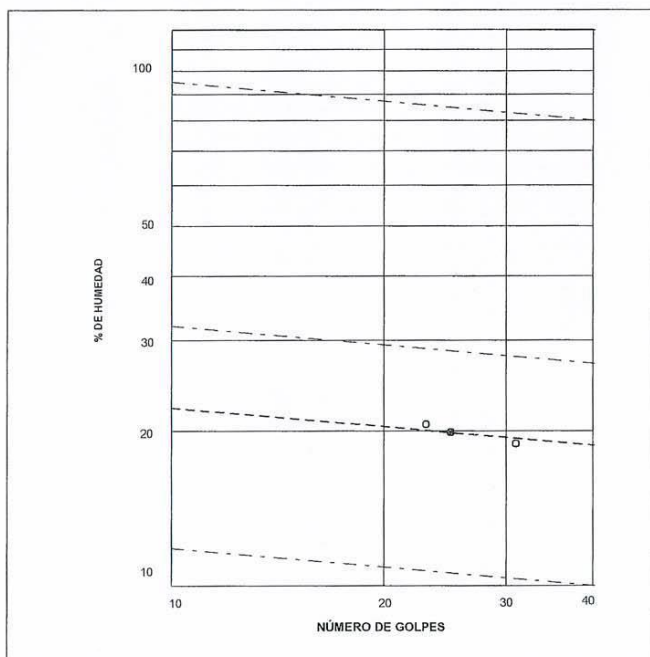
Estos resultados se refieren únicamente al material sometido a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial del informe sin autorización expresa del Laboratorio. Terra Control, S.L. está acreditado por el Gobierno de Aragón, e inscrito en el Registro de Laboratorios de ensayos acreditados con los números 04 004 EHC 07 B+C*, 04 004 GTC 07 B, 04 004 GTL 07 B+C*, 04 004 VGS 07 B+C*, por resolución del 29.03.2007



TerraControl Polígono Empresarium. C/ Retama, 4 - nave 8 50.720 La Cartuja Baja (Zaragoza) Tel: 976 53 17 28 Fax: 976 34 21 44 E-mail: terracontrol@terracontrol.es	<i>Ensayo</i> DETERMINACIÓN DE LÍMITES DE ATTERBERG	
	<i>Norma</i> UNE 103103/94	UNE 103104/93
	<i>Acta nº</i> 0814099	<i>Nº Copia</i> Copia 1. C.T.A.

Referencia Muestra.... 24357	Referencia Informe..... E - 2315/08
PROCEDENCIA APORTADA POR PETICIONARIO	REF. CLIENTE PUENTE A-3 ALDAYA-TORRENTE. SE-2 (3,00-3,50 m)
TIPO DE MUESTRA INALTERADA	PETICIONARIO C.T.A.
FECHA ENTRADA 23 de Diciembre de 2008	DEN. OBRA AMPLIACIÓN A-3 VALENCIA

CÁLCULO LÍMITE LÍQUIDO				CÁLCULO LÍMITE PLÁSTICO		
-	Nº de golpes	31	23	-	Referencia tara	PS 11
-	Referencia tara	PS 8'	PS 11'	$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	1,05
$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	1,66	1,73	$t+s+a$	Tara + suelo + agua	20,60
$t+s+a$	Tara + suelo + agua	32,20	32,04	$t+s$	Tara + suelo	19,55
$t+s$	Tara + suelo	30,54	30,31	t	Tara	12,79
t	Tara	21,74	21,91	$s=(t+s)-t$	Suelo	6,76
$s=(t+s)-t$	Suelo	8,80	8,40	$w=100*(a/s)$	% Humedad	15,5
$w=100*(a/s)$	% Humedad	18,9	20,6			



RESULTADOS DEL ENSAYO	
LÍMITE LÍQUIDO =	19,9
LÍMITE PLÁSTICO =	15,5
ÍNDICE PLASTICIDAD =	4,3

Fdo.

Eduardo Baquer Barriendos
Responsable del ensayo



Zaragoza, a 30 de Diciembre de 2008

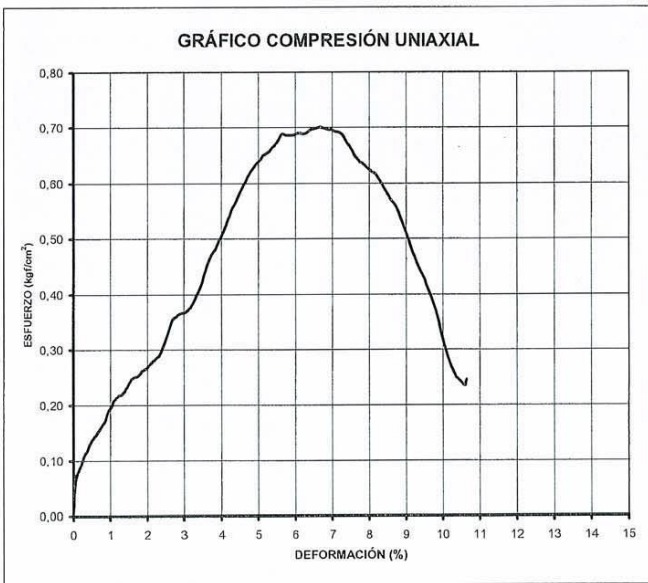
Estos resultados se refieren únicamente al material sometido a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial del informe sin autorización expresa del Laboratorio. Terra Control, S.L. está acreditado por el Gobierno de Aragón, e inscrito en el Registro de Laboratorios de ensayos acreditados con los números 04.004 EHC 07 B+C*, 04.004 GTC 07 B, 04.004 GTL 07 B+C*, 04.004 VGS 07 B+C*, por resolución del 29.03.2007



<p>TerraControl Polígono Empresarium. C/ Retama, 4 - nave 8 50.720 La Cartuja Baja (Zaragoza) Tel: 976 53 17 28 Fax: 976 34 21 44 E-mail: terracontrol@terracontrol.es</p>	Ensayo ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE EN MUESTRAS DE SUELOS	
	Norma UNE 103400/93	
	Acta nº 0814101	Nº Copia Copia 1. C.T.A.

Referencia Muestra..... 24357	Referencia Informe..... E - 2315/08
PROCEDENCIA APORTADA POR PETICIONARIO	REF. CLIENTE PUENTE A-3 ALDAYA-TORRENTE. SE-2 (3,00-3,60 m)
TIPO DE MUESTRA INALTERADA	PETICIONARIO C.T.A.
FECHA ENTRADA 23 de Diciembre de 2008	DEN. OBRA AMPLIACIÓN A-3 VALENCIA

CALCULO DE LA HUMEDAD						TIPO PROBETA CILINDRICA	
Parcial			Probeta			DATOS PROBETA	
a=(t+s+a)-(t+s)	Referencia tara	PS 6	P	Suelo húmedo total	655,52	Diámetro (mm)	Altura (mm)
t+s+a	Agua	5,55	T + S	Tara + suelo seco parcial	989,62	60	120
t+s	Tara+suelo+agua	77,47	T	Tara	464,50	Área (cm ²)	Volumen (cm ³)
t	Tara+suelo	71,92	S	Suelo seco parcial	525,12	28,26	339,12
s=(t+s)-t	Tara	35,65	s1=S+s	Suelo seco total	561,39	Densidad (g/cm ³)	
h=(a*100)/s	Suelo	36,27	a1=P-s1	Agua	94,13	1,93	
	Humedad	15,30	h1=(a1*100)/s1	Humedad	16,77		



RESULTADOS

R (kgf/cm ²)=	0,70
Deform. (%) =	6,68

Fdo.

Eduardo Baquer Barriendos
Responsable del ensayo

VºBº

José Antonio Ballesteros Estela
Director Técnico

Zaragoza, a 30 de Diciembre de 2008

Estos resultados se refieren únicamente al material sometido a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial del informe sin autorización expresa del Laboratorio. Terra Control, S.L. está acreditado por el Gobierno de Aragón, e inscrito en el Registro de Laboratorios de ensayos acreditados con los números 04 004 EHC 07 B+C*, 04 004 GTC 07 B, 04 004 GTL 07 B+C*, 04 004 VGS 07 B+C*, por resolución del 29.03.2007



 Polígono Empresarium. C/ Retama, 4 - nave 8 50.720 La Cartuja Baja (Zaragoza) Tel: 976 53 17 28 Fax: 976 34 21 44 E-mail: terracontrol@terracontrol.es	Ensayo DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL DE UN SUELO	
	Norma UNE 103300/93	
	Acta nº 0814097	Nº Copia Copia 1. C.T.A.
Referencia Muestra... 24357		Referencia Informe..... E - 2315/08
PROCEDENCIA	APORTADA POR PETICIONARIO	REF. CLIENTE PUENTE A-3 ALDAYA-TORRENTE. SE-2 (3,00-3,60 m)
TIPO DE MUESTRA	INALTERADA	PETICIONARIO C.T.A.
FECHA ENTRADA	23 de Diciembre de 2008	DEN. OBRA AMPLIACIÓN A-3 VALENCIA

DATOS ENSAYO	
TARA + SUELO + AGUA (g) =	734,18
TARA + SUELO (g) =	703,30
TARA (g) =	537,54

RESULTADO DEL ENSAYO	
HUMEDAD NATURAL (%)	18,6

Fdo.:



Eduardo Baquer Barriendos
Responsable del ensayo



VºBº
José Antonio Ballesteros Estela
Director Técnico

Zaragoza, a 5 de enero de 2009

Estos resultados se refieren únicamente al material sometido a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial del informe sin autorización expresa del Laboratorio. Terra Control, S.L. está acreditado por el Gobierno de Aragón, e inscrito en el Registro de Laboratorios de ensayos acreditados con los números 04 004 EHC 07 B+C*, 04 004 GTC 07 B, 04 004 GTL 07 B+C*, 04 004 VGS 07 B+C*, por resolución del 29.03.2007



<p>Polígono Empresarial. C/ Retama, 4 - nave 8 50.720 La Cartuja Baja (Zaragoza) Tel: 976 53 17 28 Fax: 976 34 21 44 E-mail: terracontrol@terracontrol.es</p>	<p>Ensayo DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD DE UN SUELO</p>
	<p>Norma UNE 103301/94</p>
	<p>Acta nº 0814100</p>
	<p>Nº Copia Copia 1. C.T.A.</p>
<p>Referencia Muestra... 24357</p>	<p>Referencia Informe..... E - 2315/08</p>
<p>PROCEDENCIA APORTADA POR PETICIONARIO</p>	<p>REF. CLIENTE PUENTE A-3 ALDAYA-TORRENTE. SE-2 (3,00-3,80 m)</p>
<p>TIPO DE MUESTRA INALTERADA</p>	<p>PETICIONARIO C.T.A.</p>
<p>FECHA ENTRADA 23 de Diciembre de 2008</p>	<p>DEN. OBRA AMPLIACIÓN A-3 VALENCIA</p>

DATOS ENSAYO	
PESO MUESTRA HÚMEDA (g) =	220,16
PESO CON PARAFINA (g) =	244,25
PESO SUMERGIDO (g) =	113,00
HUMEDAD (%) =	18,63

RESULTADO DEL ENSAYO	
DENSIDAD HÚMEDA (g/cm ³) =	2,11
DENSIDAD SECA (g/cm ³) =	1,78

Fdo.


Eduardo Baquer Barriendos
Responsable del ensayo



Zaragoza, a 5 de enero de 2009

Estos resultados se refieren únicamente al material sometido a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial del informe sin autorización expresa del Laboratorio. Terra Control, S.L. está acreditado por el Gobierno de Aragón, e inscrito en el Registro de Laboratorios de ensayos acreditados con los números 04 004 EHC 07 B+C*, 04 004 GTC 07 B, 04 004 GTL 07 B+C*, 04 004 VGS 07 B+C*, por resolución del 29.03.2007



 Polígono Empresarium. C/ Retama, 4 - nave 8 50.720 La Cartuja Baja (Zaragoza) Tel: 976 53 17 28 Fax: 976 34 21 44 E-mail: terracontrol@terracontrol.es	Ensayo CONTENIDO DE SULFATOS SOLUBLES EN SUELOS	
	Norma UNE 103201/96	
	Acta nº 0901190	Nº Copia Copia 1. C.T.A.

Referencia Muestra.... 24473	Referencia Informe..... E - 2315/08
PROCEDENCIA APORTADA POR PETICIONARIO	REF. CLIENTE S-1 E-9 (12,50-12,75m)
TIPO DE MUESTRA INALTERADA	PETICIONARIO C.T.A.
FECHA ENTRADA 19 de enero de 2009	DEN. OBRA AMPLIACIÓN A-3 (VALENCIA)

DATOS ENSAYO		
-	Referencia tara	RE 23
% pasa	% suelo pasa tamiz 2 UNE	61
g	Muestra ensayada (g)	7,8547
T	Tara crisol (g)	25,4659
T+R	Tara crisol + Peso residuo (g)	25,4698
Rc	Corrección de cenizas Papel filtro (g)	
Pp=(T+R)-T-Rc	Residuo calcinado en mufla (g)	0,0039
v	Volumen de solución analizada (cm ³)	250,00
V	Volumen Agua desmineralizada en frasco (cm ³)	500,00

RESULTADO ENSAYO	
$\% \text{SO}_3 = \left[\frac{(Pp \cdot 0,34299)}{(v/V) \cdot g} \right] \cdot 100 \%$	
SO₃ (%) =	< 0,1

Fdo.



Borja Sanz Cortés
Responsable del ensayo



José Antonio Ballesteros Estela
Director Técnico

Zaragoza, a 2 de febrero de 2009

Estos resultados se refieren únicamente al material sometido a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial del informe sin autorización expresa del Laboratorio. Terra Control, S.L. está acreditado por el Gobierno de Aragón, e inscrito en el Registro de Laboratorios de ensayos acreditados con los números 04 004 EHC 07 B+C*, 04 004 GTC 07 B, 04 004 GTL 07 B+C*, 04 004 VGS 07 B+C*, por resolución del 29.03.2007



<p>Polígono Empresarium. C/ Retama, 4 - nave 8 50.720 La Cartuja Baja (Zaragoza) Tel: 976 53 17 28 Fax: 976 34 21 44 E-mail: terracontrol@terracontrol.es</p>	Ensayo CONTENIDO DE SULFATOS SOLUBLES EN SUELOS	
	Norma UNE 103201/96	
	Acta nº 0901196	Nº Copia Copia 1. C.T.A.

Referencia Muestra... 24476	Referencia Informe..... E - 2315/08
PROCEDENCIA APORTADA POR PETICIONARIO	REF. CLIENTE S-1 E-9 (19,40-20,00m)
TIPO DE MUESTRA INALTERADA	PETICIONARIO C.T.A.
FECHA ENTRADA 19 de enero de 2009	DEN. OBRA AMPLIACIÓN A-3 (VALENCIA)

DATOS ENSAYO		
-	Referencia tara	RE 23
% pasa	% suelo pasa tamiz 2 UNE	100
g	Muestra ensayada (g)	7,8338
T	Tara crisol (g)	25,6076
T+R	Tara crisol + Peso residuo (g)	25,6114
Rc	Corrección de cenizas Papel filtro (g)	
Pp=(T+R)-T-Rc	Residuo calcinado en mufla (g)	0,0038
v	Volumen de solución analizada (cm ³)	250,00
V	Volumen Agua desmineralizada en frasco (cm ³)	500,00

RESULTADO ENSAYO	
$\% SO_3 = \left[\frac{(Pp \cdot 0,34299)}{(v/V) \cdot g} \right] \cdot 100 \%$	
SO₃ (%) =	< 0,1

Fdo.

Borja Sanz Cortés
Responsable del ensayo



Zaragoza, a 2 de febrero de 2009

Estos resultados se refieren únicamente al material sometido a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial del informe sin autorización expresa del Laboratorio. Terra Control, S.L. está acreditado por el Gobierno de Aragón, e inscrito en el Registro de Laboratorios de ensayos acreditados con los números 04.004 EHC 07 B+C*, 04.004 GTC 07 B, 04.004 GTL 07 B+C*, 04.004 VGS 07 B+C*, por resolución del 29.03.2007

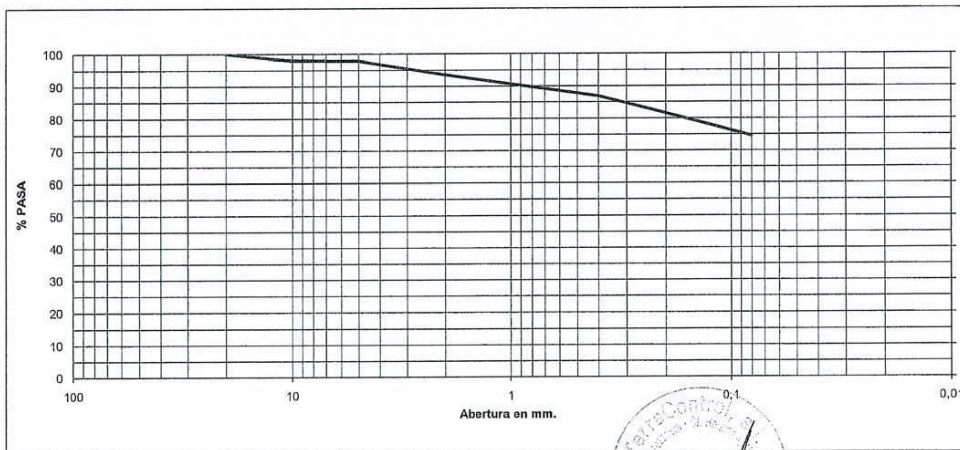


TerraControl Polígono Empresarium. C/ Retama, 4 - nave 8 50.720 La Cartuja Baja (Zaragoza) Tel: 976 53 17 28 Fax: 976 34 21 44 E-mail: terracontrol@terracontrol.es	Ensayo GRANULOMETRÍA DE SUELOS POR TAMIZADO	
	Norma UNE 103101/95	
	Acta nº 0901181	Nº Copia Copia 1. C.T.A.

Referencia Muestra.... 24469	Referencia Informe..... E - 2315/08
PROCEDENCIA APORTADA POR PETICIONARIO	REF. CLIENTE S-1 E-9 (2,50-2,95m)
TIPO DE MUESTRA SPT	PETICIONARIO C.T.A.
FECHA ENTRADA 19 de enero de 2009	DEN. OBRA AMPLIACIÓN A-3 (VALENCIA)

CÁLCULOS PREVIOS			HUMEDAD HIGROSCÓPICA		
A	Muestra total seca al aire	628,5	$F=(100/(100+h))$	F/correc. hum. higroscópica	1,0
B	Gruesos lavados	40,1	$h=(a/s)*100$	Humedad higroscópica %	0,5
$C = (A - B) * f$	Fracción fina seca	585,3	$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	0,5
$D = (B + C)$	Muestra total seca	625,4	$t+s+a$	Tara+suelo+agua	120,8
E	Fracción fina ensayada seca al aire	125,2	$t+s$	Tara+suelo	120,3
$F = E * f$	Fracción fina ensayada seca	124,5	t	Tara	33,8
C/F		4,7	s	Suelo	86,6

CÁLCULO CURVA GRANULOMÉTRICA POR TAMIZADO					
Tamiz U.N.E.	Tamiz ASTM	Retenido entre tamices		Pasa en muestra total	
		g en parte fina ensayada	g en Muestra total	Gramos	%
125	5				
100	4				
80	3				
63	2,5				
50	2				
40	1,5				
25	1				
20	3/4			625,4	100
12,5	1/2		8,9	616,5	99
10	3/8		3,4	613,0	98
5	4		1,1	612,0	98
2	10		26,6	585,3	94
0,4	40	8,8	41,5	543,9	87
0,08	200	16,5	77,6	466,3	75



Fdo.

Eduardo Baquer Barriendos
Responsable del ensayo

VºBº

José Antonio Ballesteros Estela
Director Técnico

Zaragoza, a 27 de enero de 2009

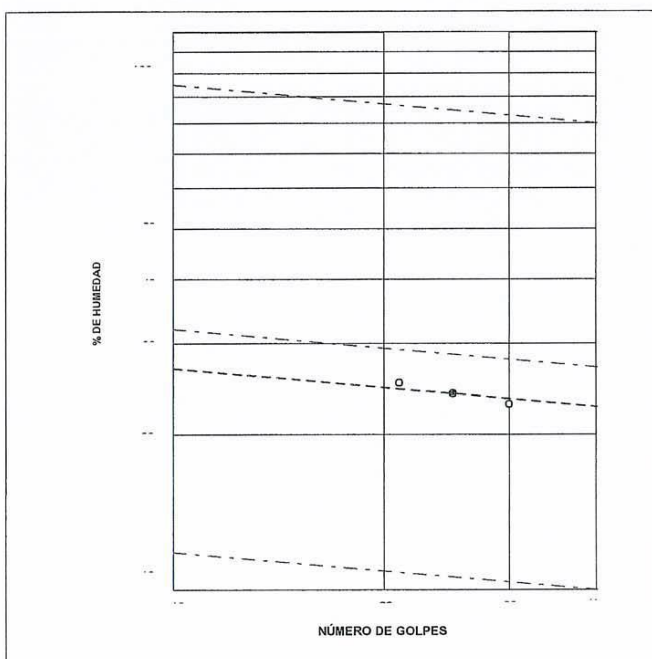
Estos resultados se refieren únicamente al material sometido a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial del informe sin autorización expresa del Laboratorio. Terra Control, S.L. está acreditado por el Gobierno de Aragón, e inscrito en el Registro de Laboratorios de ensayos acreditados con los números 04 004 EHC 07 B+C*, 04 004 GTC 07 B, 04 004 GTL 07 B+C*, 04 004 VGS 07 B+C*, por resolución del 29.03.2007.



TerraControl Polígono Empresarial. C/ Retama, 4 - nave 8 50.720 La Cartuja Baja (Zaragoza) Tel: 976 53 17 28 Fax: 976 34 21 44 E-mail: terracontrol@terracontrol.es	Ensayo	DETERMINACIÓN DE LÍMITES DE ATTERBERG	
	Norma	UNE 103103/94	UNE 103104/93
	Acta nº	0901182	Nº Cópia Copia 1. C.T.A.

Referencia Muestra... 24469	Referencia Informe..... E - 2315/08
PROCEDENCIA APORTADA POR PETICIONARIO	REF. CLIENTE S-1 E-9 (2,50-2,95m)
TIPO DE MUESTRA SPT	PETICIONARIO C.T.A.
FECHA ENTRADA 19 de enero de 2009	DEN. OBRA AMPLIACIÓN A-3 (VALENCIA)

CÁLCULO LÍMITE LÍQUIDO				CÁLCULO LÍMITE PLÁSTICO		
-	Nº de golpes	30	21	-	Referencia tara	PS 11
-	Referencia tara	PS 8'	PS 11'	a=(t+s+a)-(t+s)	Agua	0,87
a=(t+s+a)-(t+s)	Agua	3,68	4,56	t+s+a	Tara + suelo + agua	19,57
t+s+a	Tara + suelo + agua	44,20	45,66	t+s	Tara + suelo	18,70
t+s	Tara + suelo	40,52	41,10	t	Tara	12,83
t	Tara	24,44	22,99	s=(t+s)-t	Suelo	5,87
s=(t+s)-t	Suelo	16,08	18,11	w=100*(a/s)	% Humedad	14,8
w=100*(a/s)	% Humedad	22,9	25,2			



RESULTADOS DEL ENSAYO	
LÍMITE LÍQUIDO =	24,0
LÍMITE PLÁSTICO =	14,8
ÍNDICE PLASTICIDAD =	9,2

Fdo.

Eduardo Baquer Barriendos
Responsable del ensayo

VºBº




José Antonio Ballesteros Estela
Director Técnico

Zaragoza, a 27 de enero de 2009

Estos resultados se refieren únicamente al material sometido a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial del informe sin autorización expresa del Laboratorio, Terra Control, S.L. está acreditado por el Gobierno de Aragón, e inscrito en el Registro de Laboratorios de ensayos acreditados con los números 04 004 EHC 07 B+C*, 04 004 GTC 07 B, 04 004 GTL 07 B+C*, 04 004 VGS 07 B+C*, por resolución del 29.03.2007



 Polígono Empresarium. C/ Retama, 4 - nave 8 50.720 La Cartuja Baja (Zaragoza) Tel: 976 53 17 28 Fax: 976 34 21 44 E-mail: terracontrol@terracontrol.es	Ensayo DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL DE UN SUELO	
	Norma UNE 103300/93	
	Acta nº 0901183	Nº Copia Copia 1. C.T.A.

Referencia Muestra.... 24471		Referencia Informe..... E - 2315/08	
PROCEDENCIA	APORTADA POR PETICIONARIO	REF. CLIENTE	S-1 E-9 (7,50-8,10m)
TIPO DE MUESTRA	INALTERADA	PETICIONARIO	C.T.A.
FECHA ENTRADA	19 de enero de 2009	DEN. OBRA	AMPLIACIÓN A-3 (VALENCIA)

DATOS ENSAYO	
TARA + SUELO + AGUA (g) =	93,21
TARA + SUELO (g) =	86,39
TARA (g) =	34,72

RESULTADO DEL ENSAYO	
HUMEDAD NATURAL (%)	13,2

Fdo.



Eduardo Baquer Barriendos
Responsable del ensayo

VºBº



José Antonio Ballesteros Estela
Director Técnico

Zaragoza, a 27 de enero de 2009

Estos resultados se refieren únicamente al material sometido a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial del informe sin autorización expresa del Laboratorio. Terra Control, S.L. está acreditado por el Gobierno de Aragón, e inscrito en el Registro de Laboratorios de ensayos acreditados con los números 04.004 EHC 07 B+C*, 04.004 GTC 07 B, 04.004 GTL 07 B+C*, 04.004 VGS 07 B+C*, por resolución del 29.03.2007

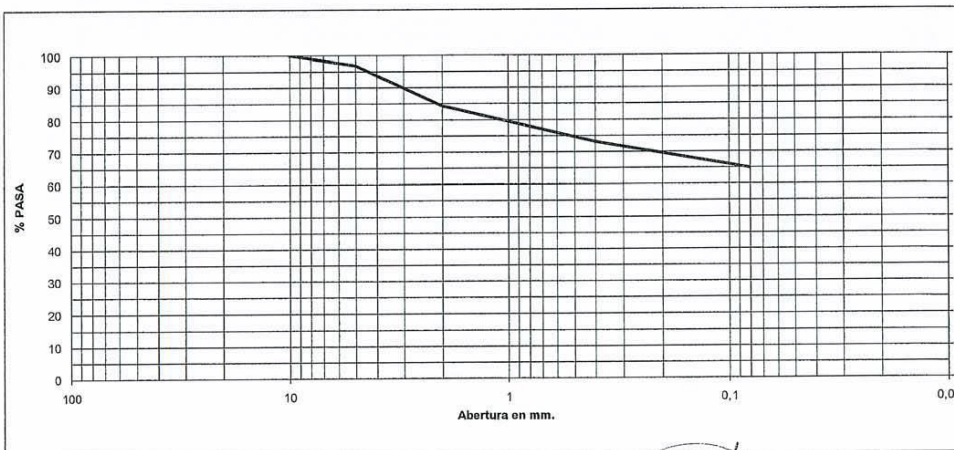


<p>Polígono Empresarium. C/ Retama, 4 - nave 8 50.720 La Cartuja Baja (Zaragoza) Tel: 976 53 17 28 Fax: 976 34 21 44 E-mail: terracontrol@terracontrol.es</p>	Ensayo	GRANULOMETRÍA DE SUELOS POR TAMIZADO	
	Norma	UNE 103101/95	
	Acta nº 0901184	Nº Copia Copia 1. C.T.A.	

Referencia Muestra.... 24471	Referencia Informe..... E - 2315/08
PROCEDENCIA APORTADA POR PETICIONARIO	REF. CLIENTE S-1 E-9 (7,50-8,10m)
TIPO DE MUESTRA INALTERADA	PETICIONARIO C.T.A.
FECHA ENTRADA 19 de enero de 2009	DEN. OBRA AMPLIACIÓN A-3 (VALENCIA)

CÁLCULOS PREVIOS			HUMEDAD HIGROSCÓPICA		
A	Muestra total seca al aire	1162,5	$F=(100/(100+h))$	F/correc. hum. higroscópica	1,0
B	Gruesos lavados	179,8	$h=(a/s)*100$	Humedad higroscópica %	1,6
$C = (A - B) * f$	Fracción fina seca	967,4	$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	1,3
D = (B + C)	Muestra total seca	1147,2	t+s+a	Tara+suelo+agua	116,2
E	Fracción fina ensayada seca al aire	151,3	t+s	Tara+suelo	114,9
$F = E * f$	Fracción fina ensayada seca	149,0	t	Tara	34,3
C/F		6,5	s	Suelo	80,5

CÁLCULO CURVA GRANULOMÉTRICA POR TAMIZADO					
Tamiz U.N.E.	Tamiz ASTM	Retenido entre tamices		Pasa en muestra total	
		g en parte fina ensayada	g en Muestra total	Gramos	%
125	5				
100	4				
80	3				
63	2,5				
50	2				
40	1,5				
25	1				
20	3/4				
12,5	1/2				
10	3/8			1147,2	100
5	4		36,4	1110,9	97
2	10		143,5	967,4	84
0,4	40	19,9	129,4	838,0	73
0,08	200	14,4	93,3	744,7	65



Fdo.

Eduardo Baquer Barriendos
Responsable del ensayo

VºBº



José Antonio Ballesteros Estela
Director Técnico

Zaragoza, a 28 de enero de 2009

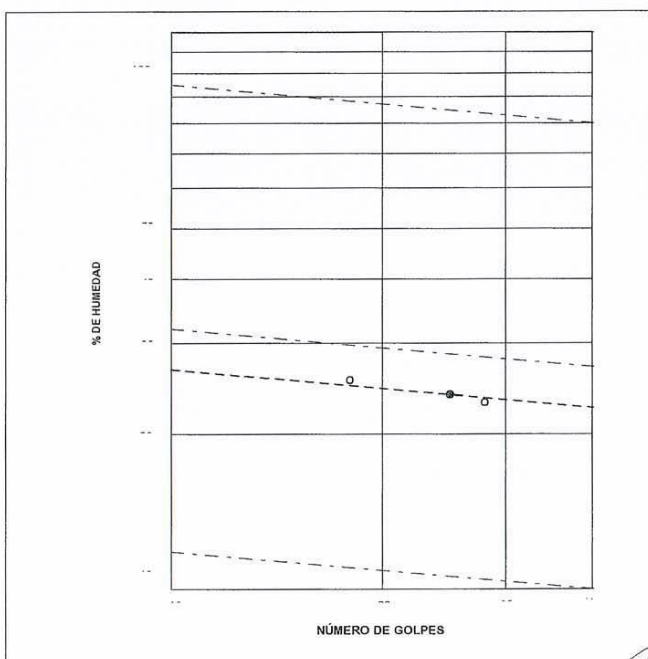
Estos resultados se refieren únicamente al material sometido a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial del informe sin autorización expresa del Laboratorio. Terra Control, S.L. está acreditado por el Gobierno de Aragón, e inscrito en el Registro de Laboratorios de ensayos acreditados con los números 04 004 EHC 07 B+C*, 04 004 GTC 07 B, 04 004 GTL 07 B+C*, 04 004 VGS 07 B+C*, por resolución del 29.03.2007



TerraControl Polígono Empresarium. C/ Retama, 4 - nave 8 50.720 La Cartuja Baja (Zaragoza) Tel: 976 53 17 28 Fax: 976 34 21 44 E-mail: terracontrol@terracontrol.es	Ensayo DETERMINACIÓN DE LÍMITES DE ATTERBERG	
	Norma	UNE 103103/94 UNE 103104/93
	Acta nº	Nº Copia 0901185 Copia 1. C.T.A.

Referencia Muestra... 24471	Referencia Informe..... E - 2315/08
PROCEDENCIA APORTADA POR PETICIONARIO	REF. CLIENTE S-1 E-9 (7,50-8,10m)
TIPO DE MUESTRA INALTERADA	PETICIONARIO C.T.A.
FECHA ENTRADA 19 de enero de 2009	DEN. OBRA AMPLIACIÓN A-3 (VALENCIA)

CÁLCULO LÍMITE LÍQUIDO				CÁLCULO LÍMITE PLÁSTICO		
-	Nº de golpes	28	18	-	Referencia tara	PS 11
-	Referencia tara	PS 8'	PS 11'	a=(t+s+a)-(t+s)	Agua	0,81
a=(t+s+a)-(t+s)	Agua	4,91	4,84	t+s+a	Tara + suelo + agua	19,46
t+s+a	Tara + suelo + agua	47,93	47,99	t+s	Tara + suelo	18,65
t+s	Tara + suelo	43,02	43,15	t	Tara	12,76
t	Tara	21,69	24,09	s=(t+s)-t	Suelo	5,89
s=(t+s)-t	Suelo	21,33	19,06	w=100*(a/s)	% Humedad	13,8
w=100*(a/s)	% Humedad	23,0	25,4			



RESULTADOS DEL ENSAYO	
LÍMITE LÍQUIDO =	23,9
LÍMITE PLÁSTICO =	13,8
ÍNDICE PLASTICIDAD =	10,1

Fdo.

Eduardo Baquer Barriados
Responsable del ensayo

V7B



José Antonio Ballesteros Estela
Director Técnico

Zaragoza, a 30 de enero de 2009

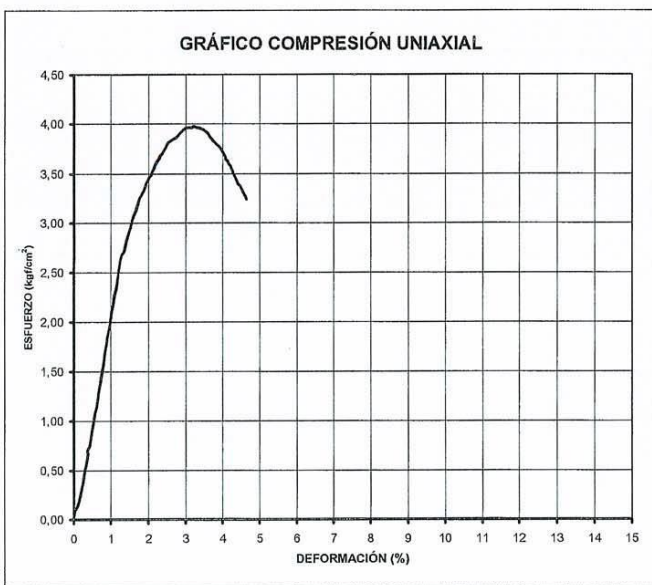
Estos resultados se refieren únicamente al material sometido a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial del informe sin autorización expresa del Laboratorio. Terra Control, S.L. está acreditado por el Gobierno de Aragón, e inscrito en el Registro de Laboratorios de ensayos acreditados con los números 04.004 EHC 07 B+C*, 04.004 GTC 07 B, 04.004 GTL 07 B+C*, 04.004 VGS 07 B+C*, por resolución del 29.03.2007



TerraControl Polígono Empresarium. C/ Retama, 4 - nave 8 50.720 La Cartuja Baja (Zaragoza) Tel: 976 53 17 28 Fax: 976 34 21 44 E-mail: terracontrol@terracontrol.es	Ensayo ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE EN MUESTRAS DE SUELOS	
	Norma UNE 103400/93	
	Acta nº 0901186	Nº Copia Copia 1. C.T.A.

Referencia Muestra.... 24471	Referencia Informe..... E - 2315/08
PROCEDENCIA APORTADA POR PETICIONARIO	REF. CLIENTE S-1 E-9 (7,50-8,10m)
TIPO DE MUESTRA INALTERADA	PETICIONARIO C.T.A.
FECHA ENTRADA 19 de enero de 2009	DEN. OBRA AMPLIACIÓN A-3 (VALENCIA)

CALCULO DE LA HUMEDAD						TIPO PROBETA CILINDRICA	
Parcial			Probeta			DATOS PROBETA	
a=(t+s+a)-(t+s)	Referencia tara	PS 6	P	Suelo húmedo total	714,90	Diámetro (mm)	Altura (mm)
t+s+a	Agua	6,23	T + S	Tara + suelo seco parcial	1023,88	60	121
t+s	Tara+suelo+agua	92,24	T	Tara	436,53	Área (cm ²)	Volumen (cm ³)
t	Tara+suelo	86,01	S	Suelo seco parcial	587,35	28,26	341,95
s=(t+s)-t	Tara	33,63	s1=S+s	Suelo seco total	639,73	Densidad (g/cm ³)	
h=(a*100)/s	Suelo	52,38	a1=P-s1	Agua	75,17	2,09	
	Humedad	11,89	h1=(a1*100)/s1	Humedad	11,75		



RESULTADOS

R (kgf/cm ²)=	3,98
Deform. (%) =	3,23

Fdo.

Eduardo Baquer Barriendos
Responsable del ensayo

VºBº



José Antonio Ballesteros Estela
Director Técnico

Zaragoza, a 27 de enero de 2009

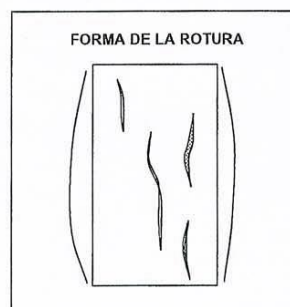
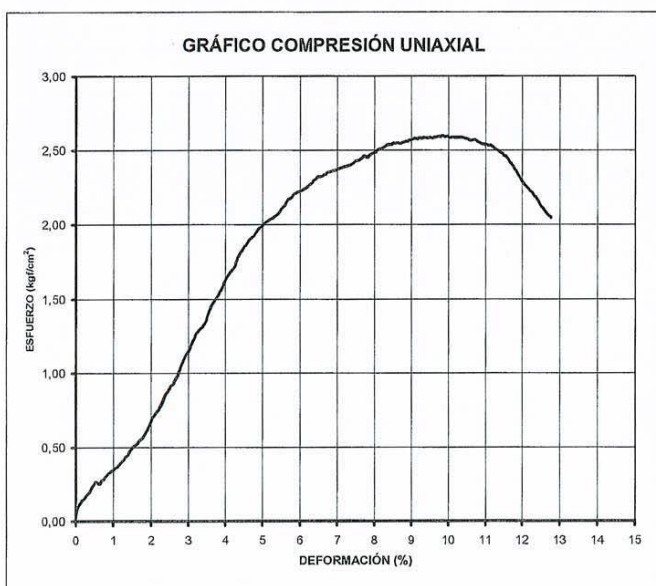
Estos resultados se refieren únicamente al material sometido a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial del informe sin autorización expresa del Laboratorio. Terra Control, S.L. está acreditado por el Gobierno de Aragón, e inscrito en el Registro de Laboratorios de ensayos acreditados con los números 04 004 EHC 07 B+C*, 04 004 GTC 07 B, 04 004 GTL 07 B+C*, 04 004 VGS 07 B+C*, por resolución del 29.03.2007



TerraControl Polígono Empresarium. C/ Retama, 4 - nave 8 50.720 La Cartuja Baja (Zaragoza) Tel: 976 53 17 28 Fax: 976 34 21 44 E-mail: terracontrol@terracontrol.es	Ensayo ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE EN MUESTRAS DE SUELOS	
	Norma UNE 103400/93	
	Acta nº 0901188	Nº Copia Copia 1. C.T.A.

Referencia Muestra.... 24472	Referencia Informe..... E - 2315/08
PROCEDENCIA APORTADA POR PETICIONARIO	REF. CLIENTE S-1 E-9 (10,00-10,60m)
TIPO DE MUESTRA INALTERADA	PETICIONARIO C.T.A.
FECHA ENTRADA 19 de enero de 2009	DEN. OBRA AMPLIACIÓN A-3 (VALENCIA)

CALCULO DE LA HUMEDAD						TIPO PROBETA CILINDRICA	
Parcial			Probeta			DATOS PROBETA	
a=(t+s+a)-(t+s)	Referencia tara	PS 6	P	Suelo húmedo total	772,36	Diámetro (mm)	Altura (mm)
t+s+a	Agua	5,80	T + S	Tara + suelo seco parcial	1105,80	60	121
t+s	Tara+suelo+agua	77,28	T	Tara	466,90	Área (cm ²)	Volumen (cm ³)
t	Tara+suelo	71,48	S	Suelo seco parcial	638,90	28,26	341,95
s=(t+s)-t	Tara	33,80	s1=S+s	Suelo seco total	676,58	Densidad (g/cm ³)	
h=(a*100)/s	Suelo	37,68	a1=P-s1	Agua	95,78	2,26	
	Humedad	15,39	h1=(a1*100)/s1	Humedad	14,16		



RESULTADOS

R (kgf/cm ²)=	2,60
Deform. (%) =	9,86

Fdo.

Eduardo Baquer Barriados
Responsable del ensayo

VºBº



José Antonio Ballesteros Estela
Director Técnico

Zaragoza, a 27 de enero de 2009

Estos resultados se refieren únicamente al material sometido a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial del informe sin autorización expresa del Laboratorio. Terra Control, S.L. está acreditado por el Gobierno de Aragón, e inscrito en el Registro de Laboratorios de ensayos acreditados con los números 04 004 EHC 07 B+C*, 04 004 GTC 07 B, 04 004 GTL 07 B+C*, 04 004 VGS 07 B+C*, por resolución del 29.03.2007

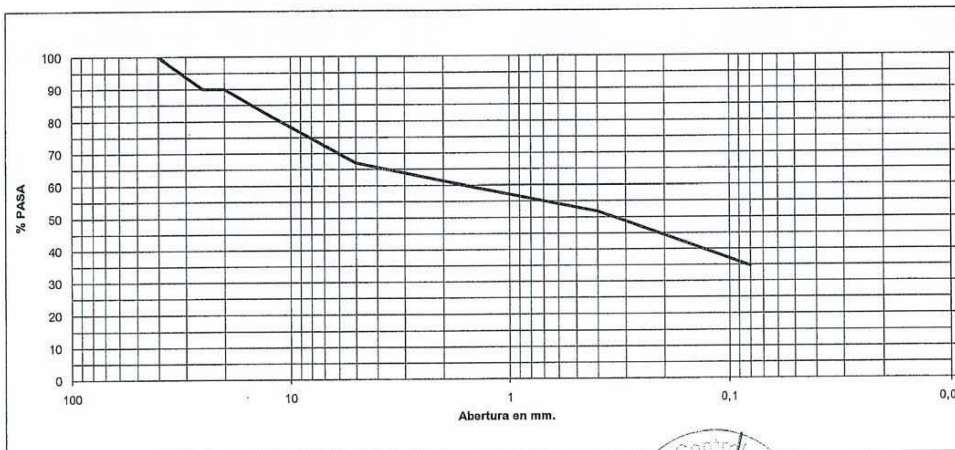


TerraControl Polígono Empresarium. C/ Retama, 4 - nave 8 50.720 La Cartuja Baja (Zaragoza) Tel: 976 53 17 28 Fax: 976 34 21 44 E-mail: terracontrol@terracontrol.es	Ensayo	GRANULOMETRÍA DE SUELOS POR TAMIZADO	
	Norma	UNE 103101/95	
	Acta nº	0901189	Nº Copia Copia 1. C.T.A.

Referencia Muestra.... 24473	Referencia Informe..... E - 2315/08
PROCEDENCIA APORTADA POR PETICIONARIO	REF. CLIENTE S-1 E-9 (12,50-12,75m)
TIPO DE MUESTRA INALTERADA	PETICIONARIO C.T.A.
FECHA ENTRADA 19 de enero de 2009	DEN. OBRA AMPLIACIÓN A-3 (VALENCIA)

CÁLCULOS PREVIOS			HUMEDAD HIGROSCÓPICA		
A	Muestra total seca al aire	1267,5	$F=(100/(100+h))$	F/correc. hum. higroscópica	1,0
B	Gruesos lavados	486,9	$h=(a/s)*100$	Humedad higroscópica %	1,2
$C=(A-B)*f$	Fracción fina seca	771,6	$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	0,7
$D=(B+C)$	Muestra total seca	1258,5	$t+s+a$	Tara+suelo+agua	96,5
E	Fracción fina ensayada seca al aire	95,9	t+s	Tara+suelo	95,8
$F=E*f$	Fracción fina ensayada seca	94,8	t	Tara	35,0
C/F		8,1	s	Suelo	60,8

CÁLCULO CURVA GRANULOMÉTRICA POR TAMIZADO					
Tamiz U.N.E.	Tamiz ASTM	Retenido entre tamices		Pasa en muestra total	
		g en parte fina ensayada	g en Muestra total	Gramos	%
125	5				
100	4				
80	3				
63	2,5				
50	2				
40	1,5			1258,5	100
25	1		124,5	1134,0	90
20	3/4			1134,0	90
12,5	1/2		102,9	1031,1	82
10	3/8		47,1	983,9	78
5	4		140,0	843,9	67
2	10		72,4	771,6	61
0,4	40	14,7	119,2	652,4	52
0,08	200	26,6	216,3	436,0	35



Fdo.

Eduardo Baquer Barriendos
Responsable del ensayo

VºBº




José Antonio Ballesteros Estela
Director Técnico

Zaragoza, a 28 de enero de 2009

Estos resultados se refieren únicamente al material sometido a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial del informe sin autorización expresa del Laboratorio. Terra Control, S.L. está acreditado por el Gobierno de Aragón, e inscrito en el Registro de Laboratorios de ensayos acreditados con los números 04 004 EHC 07 B+C*, 04 004 GTC 07 B, 04 004 GTL 07 B+C*, 04 004 VGS 07 B+C*, por resolución del 29.03.2007



 Polígono Empresarium. C/ Retama, 4 - nave 8 50.720 La Cartuja Baja (Zaragoza) Tel: 976 53 17 28 Fax: 976 34 21 44 E-mail: terracontrol@terracontrol.es	Ensayo DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL DE UN SUELO	
	Norma UNE 103300/93	
	Acta nº 0901191	Nº Copia Copia 1. C.T.A.

Referencia Muestra.... 24475	Referencia Informe..... E - 2315/08
PROCEDENCIA APORTADA POR PETICIONARIO	REF. CLIENTE S-1 E-9 (17,65-18,25m)
TIPO DE MUESTRA INALTERADA	PETICIONARIO C.T.A.
FECHA ENTRADA 19 de enero de 2009	DEN. OBRA AMPLIACIÓN A-3 (VALENCIA)

DATOS ENSAYO	
TARA + SUELO + AGUA (g) =	99,86
TARA + SUELO (g) =	93,68
TARA (g) =	33,65

RESULTADO DEL ENSAYO	
HUMEDAD NATURAL (%)	10,3

Fdo.



Eduardo Baquer Barriendos
Responsable del ensayo

VºBº



José Antonio Ballesteros Estela
Director Técnico

Zaragoza, a 27 de enero de 2009

Estos resultados se refieren únicamente al material sometido a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial del informe sin autorización expresa del Laboratorio. Terra Control, S.L. está acreditado por el Gobierno de Aragón, e inscrito en el Registro de Laboratorios de ensayos acreditados con los números 04 004 EHC 07 B+C*, 04 004 GTC 07 B, 04 004 GTL 07 B+C*, 04 004 VGS 07 B+C*, por resolución del 29.03.2007



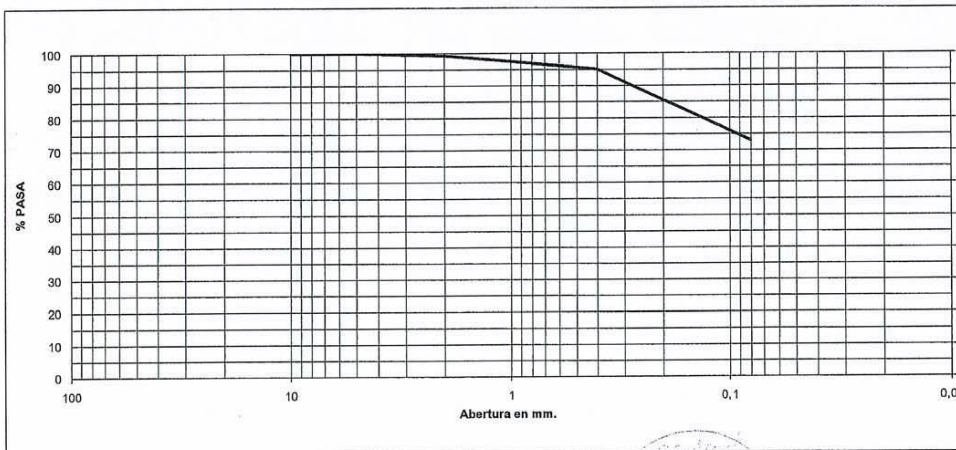
TerraControl Polígono Empresarial. C/ Retama, 4 - nave 8 50.720 La Cartuja Baja (Zaragoza) Tel: 976 53 17 28 Fax: 976 34 21 44 E-mail: terracontrol@terracontrol.es	Ensayo GRANULOMETRÍA DE SUELOS POR TAMIZADO	
	Norma UNE 103101/95	
	Acta nº 0901192	Nº Copia Copia 1. C.T.A.

Referencia Muestra.... 24475	Referencia Informe..... E - 2315/08
PROCEDENCIA APORTADA POR PETICIONARIO	REF. CLIENTE S-1 E-9 (17,65-18,25m)
TIPO DE MUESTRA INALTERADA	PETICIONARIO C.T.A.
FECHA ENTRADA 19 de enero de 2009	DEN. OBRA AMPLIACIÓN A-3 (VALENCIA)

CÁLCULOS PREVIOS		
A	Muestra total seca al aire	857,5
B	Gruesos lavados	6,2
$C = (A - B) * f$	Fracción fina seca	847,2
$D = (B + C)$	Muestra total seca	853,4
E	Fracción fina ensayada seca al aire	155,6
$F = E * f$	Fracción fina ensayada seca	154,9
C/F		5,5

HUMEDAD HIGROSCÓPICA		
$F = (100 / (100 + h))$	F/correc. hum. higroscópica	1,0
$h = (a/s) * 100$	Humedad higroscópica %	0,5
$a = (t+s+a) - (t+s)$	Agua	0,4
t+s+a	Tara+suelo+agua	119,8
t+s	Tara+suelo	119,4
t	Tara	34,6
s	Suelo	84,8

CÁLCULO CURVA GRANULOMÉTRICA POR TAMIZADO					
Tamiz U.N.E.	Tamiz ASTM	Retenido entre tamices		Pasa en muestra total	
		g en parte fina ensayada	g en Muestra total	Gramos	%
125	5				
100	4				
80	3				
63	2,5				
50	2				
40	1,5				
25	1				
20	3/4				
12,5	1/2				
10	3/8			853,4	100
5	4		0,1	853,3	100
2	10		6,1	847,2	99
0,4	40	6,5	35,5	811,7	95
0,08	200	34,6	189,5	622,2	73



Fdo.

Eduardo Baquer Barriendos
Responsable del ensayo

VºBº

José Antonio Ballesteros Estela
Director Técnico

Zaragoza, a 27 de enero de 2009

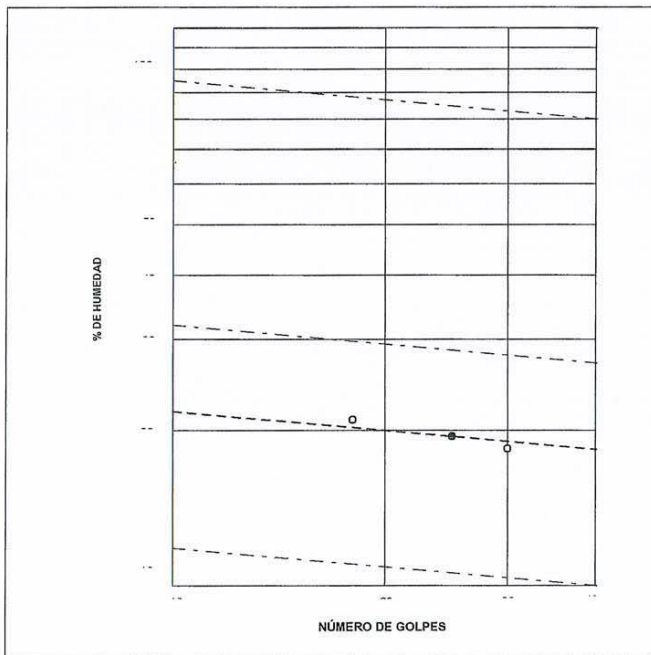
Estos resultados se refieren únicamente al material sometido a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial del informe sin autorización expresa del Laboratorio. Terra Control, S.L. está acreditado por el Gobierno de Aragón, e inscrito en el Registro de Laboratorios de ensayos acreditados con los números 04 004 EHC 07 B+C*, 04 004 GTC 07 B, 04 004 GTL 07 B+C*, 04 004 VGS 07 B+C*, por resolución del 29.03.2007



<p>Polígono Empresarium. C/ Retama, 4 - nave 8 50.720 La Cartuja Baja (Zaragoza) Tel: 976 53 17 28 Fax: 976 34 21 44 E-mail: terracontrol@terracontrol.es</p>	Ensayo	DETERMINACIÓN DE LÍMITES DE ATTERBERG
	Norma	UNE 103103/94 UNE 103104/93
	Acta nº 0901193	Nº Copia Copia 1. C.T.A.

Referencia Muestra.... 24475	Referencia Informe..... E - 2315/08
PROCEDENCIA APORTADA POR PETICIONARIO	REF. CLIENTE S-1 E-9 (17,65-18,25m)
TIPO DE MUESTRA INALTERADA	PETICIONARIO C.T.A.
FECHA ENTRADA 19 de enero de 2009	DEN. OBRA AMPLIACIÓN A-3 (VALENCIA)

CÁLCULO LÍMITE LÍQUIDO				CÁLCULO LÍMITE PLÁSTICO		
-	Nº de golpes	30	18	-	Referencia tara	PS 11
-	Referencia tara	PS 8'	PS 11'	$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	0,76
$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	3,59	5,21	$t+s+a$	Tara + suelo + agua	19,21
$t+s+a$	Tara + suelo + agua	45,03	52,67	$t+s$	Tara + suelo	18,45
$t+s$	Tara + suelo	41,44	47,46	t	Tara	12,43
t	Tara	21,95	22,61	$s=(t+s)-t$	Suelo	6,02
$s=(t+s)-t$	Suelo	19,49	24,85	$w=100*(a/s)$	% Humedad	12,6
$w=100*(a/s)$	% Humedad	18,4	21,0			



RESULTADOS DEL ENSAYO	
LÍMITE LÍQUIDO =	19,5
LÍMITE PLÁSTICO =	12,6
ÍNDICE PLASTICIDAD =	6,9

Fdo.

Eduardo Baquer Barriados
Responsable del ensayo

VºBº

José Antonio Ballesteros Estela
Director Técnico

Zaragoza, a 27 de enero de 2009

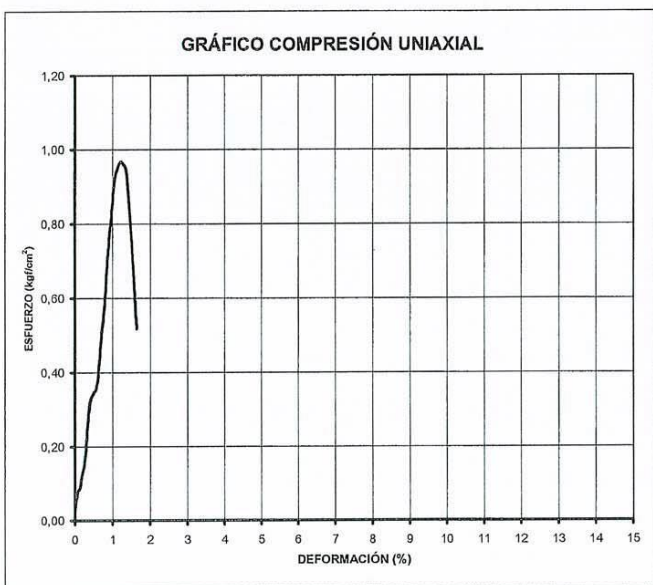
Estos resultados se refieren únicamente al material sometido a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial del informe sin autorización expresa del Laboratorio. Terra Control, S.L. está acreditado por el Gobierno de Aragón, e inscrito en el Registro de Laboratorios de ensayos acreditados con los números 04 004 EHC 07 B+C*, 04 004 GTC 07 B, 04 004 GTL 07 B+C*, 04 004 VGS 07 B+C*, por resolución del 29.03.2007



<p>Polígono Empresarium. C/ Retama, 4 - nave 8 50.720 La Cartuja Baja (Zaragoza) Tel: 976 53 17 28 Fax: 976 34 21 44 E-mail: terracontrol@terracontrol.es</p>	Ensayo ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE EN MUESTRAS DE SUELOS	
	Norma UNE 103400/93	
	Acta nº 0901194	Nº Cópia Cópia 1. C.T.A.

Referencia Muestra... 24475	Referencia Informe..... E - 2315/08
PROCEDENCIA APORTADA POR PETICIONARIO	REF. CLIENTE S-1 E-9 (17,65-18,25m)
TIPO DE MUESTRA INALTERADA	PETICIONARIO C.T.A.
FECHA ENTRADA 19 de enero de 2009	DEN. OBRA AMPLIACIÓN A-3 (VALENCIA)

CALCULO DE LA HUMEDAD						TIPO PROBETA CILINDRICA	
Parcial			Probeta			DATOS PROBETA	
a=(t+s+a)-(t+s)	Referencia tara	PS 6	P	Suelo húmedo total	605,56	Diámetro (mm)	Altura (mm)
t+s+a	Agua	2,56	T+S	Tara + suelo seco parcial	988,72	60	121
t+s	Tara+suelo+agua	62,36	T	Tara	461,90	Área (cm ²)	Volumen (cm ³)
t	Tara+suelo	59,80	S	Suelo seco parcial	526,82	28,26	341,95
s=(t+s)-t	Tara	33,45	s1=S+s	Suelo seco total	553,17	Densidad (g/cm ³)	
h=(a*100)/s	Suelo	26,35	a1=P-s1	Agua	52,39	1,77	
	Humedad	9,72	h1=(a1*100)/s1	Humedad	9,47		



RESULTADOS

R (kgf/cm ²)=	0,97
Deform. (%) =	1,22

Fdo.

Eduardo Baquer Barriendos
Responsable del ensayo

VºBº



José Antonio Ballesteros Estela
Director Técnico

Zaragoza, a 27 de enero de 2009

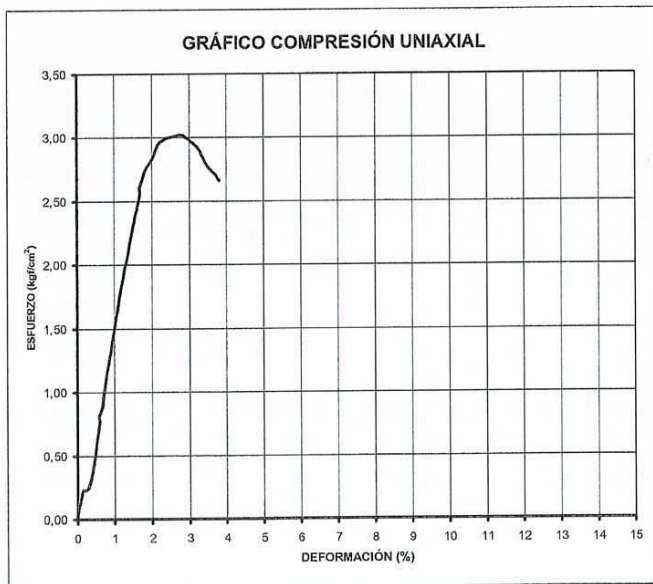
Estos resultados se refieren únicamente al material sometido a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial del informe sin autorización expresa del Laboratorio. Terra Control, S.L. está acreditado por el Gobierno de Aragón, e inscrito en el Registro de Laboratorios de ensayos acreditados con los números 04 004 EHC 07 B+C*, 04 004 GTC 07 B, 04 004 GTL 07 B+C*, 04 004 VGS 07 B+C*, por resolución del 29.03.2007



<p>Polígono Empresarium. C/ Retama, 4 - nave 8 50.720 La Cartuja Baja (Zaragoza) Tel: 976 53 17 28 Fax: 976 34 21 44 E-mail: terracontrol@terracontrol.es</p>	Ensayo ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE EN MUESTRAS DE SUELOS	
	Norma UNE 103400/93	
	Acta nº 0901195	Nº Copia Copia 1. C.T.A.

Referencia Muestra... 24476	Referencia Informe..... E - 2315/08
PROCEDENCIA APORTADA POR PETICIONARIO	REF. CLIENTE S-1 E-9 (19,40-20,00m)
TIPO DE MUESTRA INALTERADA	PETICIONARIO C.T.A.
FECHA ENTRADA 19 de enero de 2009	DEN. OBRA AMPLIACIÓN A-3 (VALENCIA)

CALCULO DE LA HUMEDAD						TIPO PROBETA CILINDRICA	
Parcial			Probeta			DATOS PROBETA	
a=(t+s+a)-(t+s)	Referencia tara	PS 6	P	Suelo húmedo total	822,18	Diámetro (mm)	Altura (mm)
t+s+a	Agua	5,44	T + S	Tara + suelo seco parcial	1122,54	60	121
t+s	Tara+suelo+agua	85,13	T	Tara	440,36	Área (cm ²)	Volumen (cm ³)
t	Tara+suelo	79,69	S	Suelo seco parcial	682,18	28,26	341,95
s=(t+s)-t	Tara	33,43	s1=S+s	Suelo seco total	728,44	Densidad (g/cm ³)	
h=(a*100)/s	Suelo	46,26	a1=P-s1	Agua	93,74	2,40	
	Humedad	11,76	h1=(a1*100)/s1	Humedad	12,87		



RESULTADOS

R (kgf/cm ²)=	3,02
Deform. (%) =	2,72

Fdo.

Eduardo Baquer Barriendos
Responsable del ensayo

VºBº



José Antonio Ballesteros Estela
Director Técnico

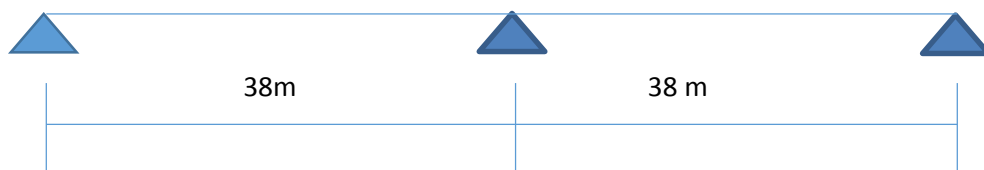
Zaragoza, a 27 de enero de 2009

Estos resultados se refieren únicamente al material sometido a ensayo. Queda prohibida la reproducción parcial del informe sin autorización expresa del Laboratorio. Terra Control, S.L. está acreditado por el Gobierno de Aragón, e inscrito en el Registro de Laboratorios de ensayos acreditados con los números 04 004 EHC 07 B+C*, 04 004 GTC 07 B, 04 004 GTL 07 B+C*, 04 004 VGS 07 B+C*, por resolución del 29.03.2007

Anejo 3. Estudio de soluciones:

Adoptando la tabla de “estado de la técnica”, para pasarelas según el ancho de tablero según el Cuaderno de concepción de puentes, Diseño de tableros:

1.1.-Esquema de calculo1:

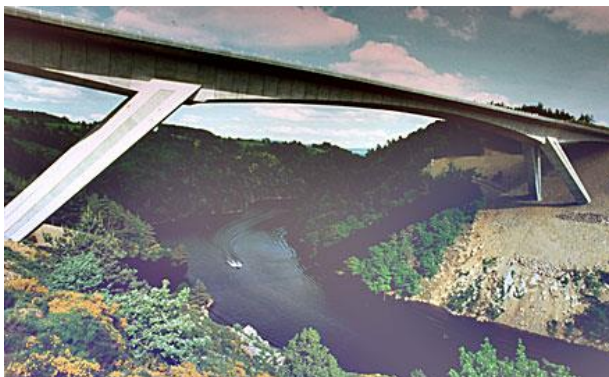


Ejemplos de tipologías estructurales recomendadas:

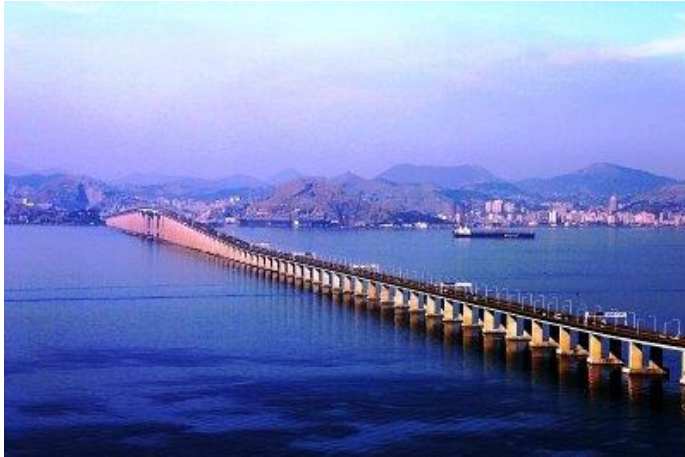
- Hormigón pretensado Vanos múltiples voladizos sucesivos (Puente de Stolmasundet noruega, 301m, 1998).



- Hormigón pretensado pórticos (Pont sur la Truyere, Francia, 195m, 1993).



- Acero vanos múltiples, alma llena o cajón (Puente sobre el niteroi, Brasil, 300m, 1974)



1.2. Esquema de cálculo 2:



Ejemplos de tipologías estructurales recomendadas:

- Hormigón pretensado Vanos múltiples voladizos sucesivos (Puente de Stolmasundet noruega, 301m, 1998).



- Hormigón pretensado pórticos (Pont sur la Truyere, Francia, 195m, 1993).

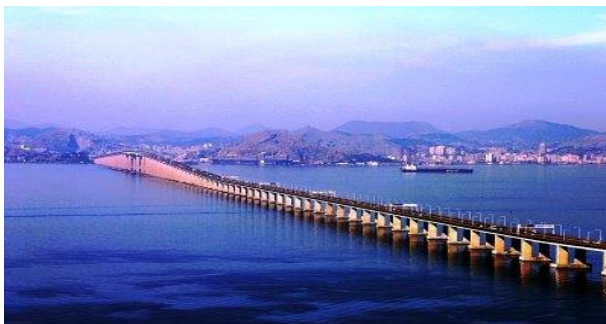


- Acero, vanos simples, alma llena o cajón.

1.3. Esquema de cálculo 3:



- Acero vanos múltiples, alma llena o cajón (Puente sobre el Niteroi, Brasil, 300m, 1974)



- Acero vanos múltiples, trianguladas (Astoria Bridge, Oregon-USA, 376m,1966)



- Acero arco (Viaducto de Sfalassa, Italia, 376m, 1973)

1.4. Consideraciones a tener en cuenta en la elección de la tipología estructural.

- Secciones posibles, para tener en cuenta la acción de peso propio.
- Procesos constructivos, prefabricación o construcción in situ.
- Situación de la obra, Autovía A-3, accesos a la zona de actuación, dificultades de maniobras en sistemas de elevación según horarios (dependiendo del tráfico de la zona), según posibles elementos que impidan la correcta elevación del tablero (si este es prefabricado).
- Galibo necesario en la misma Autovía (no será menor a 5,30m en carreteras interurbanas según la IC).
- Características funcionales de la estructura.
- Aspecto, elegancia.
- Comportamiento resistente.
- Condiciones constructivas asociadas a la complejidad de formas.



2. Desarrollo de las decisiones consideradas

Observando la zona de actuación y las distintas posibilidades de tipologías estructurales según el libro de concepción de tableros de puentes del profesor Monleón, y adaptándolo para la pasarela citada, observamos la necesidad de grandes cantos incluso necesidad de pretensado si la misma fuera de hormigón.

Teniendo en cuenta la situación actual de nuestro sector, y más detalladamente centrándonos en nuestra comunidad (Comunidad Valenciana), los medios disponibles para la elección son muy amplios, debiendo tener en cuenta para la elección de los mismos la disponibilidad, economía y la eficacia del material de construcción seleccionado.

Teniendo en consideración que nos encontramos entre la frontera de eficacia de una construcción en acero estructural y hormigón pretensado debemos analizar la disponibilidad de los mismos y el coste económico de la construcción.

2.1. DESARROLLO DE LA SOLUCIÓN EN HORMIGÓN PRETENSADO

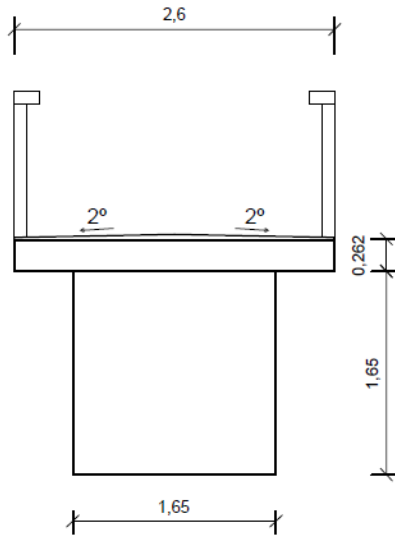
Desarrollando el esquema de cálculo 1 como dos vanos simétricos de vigas prefabricadas simplemente apoyadas:

-Según la colección de pasarelas de hormigón tipo PH 1 (MOPU, 1978):

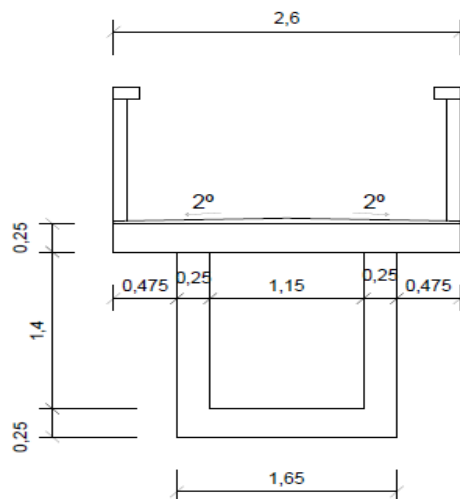
Define cuatro pasarelas de paso de peatones capaces de salvar anchos de vías de hasta 15, 22, 30 y 35 metros. Cada pasarela está constituida por dos rampas de acceso y un tramo de paso, que se salva con una viga prefabricada, excepto en el caso de paso sobre autopista de seis carriles que se resuelve con dos vanos, también de vigas prefabricadas, con una pila central en la mediana. La estructura de rampas y pilas se resuelve en hormigón armado y las vigas prefabricadas en hormigón pretensado. El ancho total del tablero es de 3 metros con una zona útil para peatones de 2,50 metros y dos bordillos de 0,25 metros. El alzado de la estructura es parabólico y las rampas de acceso se han proyectado con una pendiente media del 10 por %. El radio medio de las rampas en planta es de 7,90 metros. Se ha considerado un gálibo mínimo para calzadas de 5,3 metros.

Al ser solo una guía para recomendaciones intentaremos salvar la luz de 38m, adoptando una sección en viga artesa de espesor de paredes de 0,25m, ejecutada mediante un hormigón HP-50, para la viga en sección en U, ancho y altura de la misma 1,65m, transferencia de tesado a los 28 días a falta de confirmación de la

planta de pretensados, hormigón de segunda fase en el tablero HA-30 de dimensiones 2,60x0,25m, según como se indica a continuación:



Sección apoyo



Sección centro luz



-Definición de las cargas de cálculo:

- Peso propio de la sección en U: $1.1125 \times 25 = 27,813$ (kN/m)
- Peso propio de la losa: $0,25 \times 2,60 \times 25 = 16,25$ (kN/m)
- Barandillas: 2kN/m
- Sobrecarga de uso: 4 kN/m^2
- Pavimento: 1 kN/m^2

-Características del hormigón HP-50/P/20/IIb:

$$f_{ct,m} = 4,07 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ct,k} = 2,85 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ct,m,fl} = 4,07 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 33,33 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = 1,90 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{co} = 0,002$$

$$\epsilon_{cu} = 0,0035$$

$$E_{cm} = 32902,45 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 38660,38 \text{ N/mm}^2$$

-Características del hormigón HA-30/B/20/IIb:

$$f_{ct,m} = 2,896 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ct,k} = 2,028 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ct,m,fl} = 2,896 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = 1,35 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{co} = 0,002$$

$$\epsilon_{cu} = 0,0035$$

$$E_{cm} = 28576,79 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 33577,73 \text{ N/mm}^2$$



- **Sistemática seguida para la comprobación de sección mínima:**

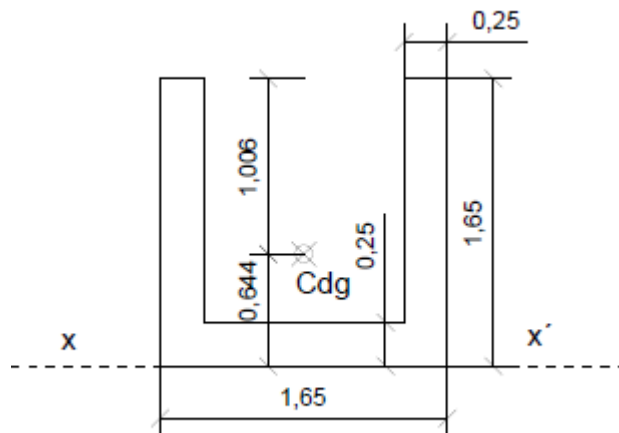
-Límites tensionales:

La tensión mínima en la posición 1 y 2, en el hormigón, debe ser mayor o igual a 0 por la incertidumbre de la posición de la armadura activa, esta tiene que cumplir la condición de encontrarse en la zona comprimida de la sección bajo la situación de cargas cuasi-permanente, definido en el artículo 5 de la EHE-08. La tensión máxima en la posición 1 y 2, en el hormigón, no podrá ser superior a $0,6 \cdot f_{ck,t} = 30 \text{ MPa}$.

-Cálculo los momentos flectores máximo y mínimo producidos por la combinación de acciones exteriores más desfavorable (M_{max} , M_{min}) y por la combinación frecuente (MF_{max} , MF_{min}), en la sección determinante centro de luz:

- Tesado: $M_{max} = M_{min} = MF_{max} = MF_{min} = 5020,156 \text{ KNm}$
- Servicio: $M_{max} = 10660,78 \text{ KNm}$
 $M_{min} = 8783,58 \text{ KNm}$
 $MF_{max} = 9722,18 \text{ KNm}$
 $MF_{min} = 8783,58 \text{ KNm}$

-Características mecánicas sección bruta centro luz:



- $Ab=1,1125m^2$

- $S_b=0,724375m^3$ (en la base de la sección de la viga artesa)

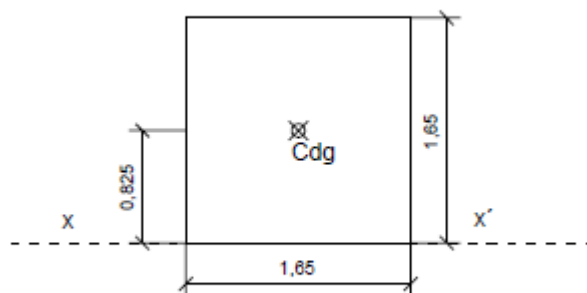
- $V_1=1,006m$

- $V_2=-0,644m$

- $I_{xb}=0,754677m^4$ (en la base de la sección de la viga artesa)

- $I_b=0,29328m^4$

-Características mecánicas sección bruta apoyo:



- $Ab=2,7225m^2$

- $S_b=2,246m^3$ (en la base de la sección de la viga artesa)

- $V_1=0,825m$

- $V_2=-0,825m$

- $I_{xb}=2,47066875m^4$ (en la base de la sección de la viga artesa)

- $I_b=0,176671875m^4$



-Cálculo de las pendientes sección centro de luz:

- Tesado:
m1=3725,77
m2= -5020,156
m3= -5020,156
m4= -18682,23
- Servicio:
m1=-1914,76
m2= -9722,18
m3= -8783,58
m4= -22445,69
- Pendientes de cálculo:
m1=-1914,76
m2= -9722,18
m3= -5020,156
m4= -18682,23

-Valor aproximado de k:

$$\Delta P_{dif} \approx 0,25 \cdot P_{ki}$$

Tipo de armadura	$\gamma_{p,des}$	$\gamma_{p,fav}$	k
postesa	1,1	0,9	1,63
pretesa	1,05	0,95	1,46

k=1,46 (estructura pretesa)

-Comprobación de sección mínima:

Datos de entrada:

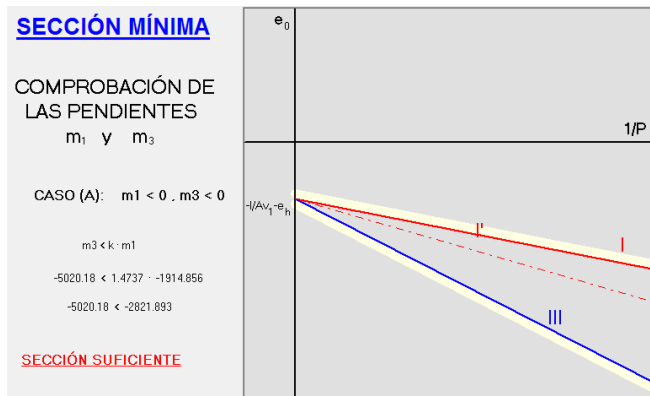
Limitaciones tensionales y geométricas	Previsión de pérdidas y pretensado
Características mecánicas	Esfuerzos
A (m ²)	<input type="text" value="1.1125"/>
I (m ⁴) · 10 ⁴	<input type="text" value="2932.8"/>
v ₁ (m)	<input type="text" value="1.006"/>
v ₂ (m)	<input type="text" value="-0.644"/>

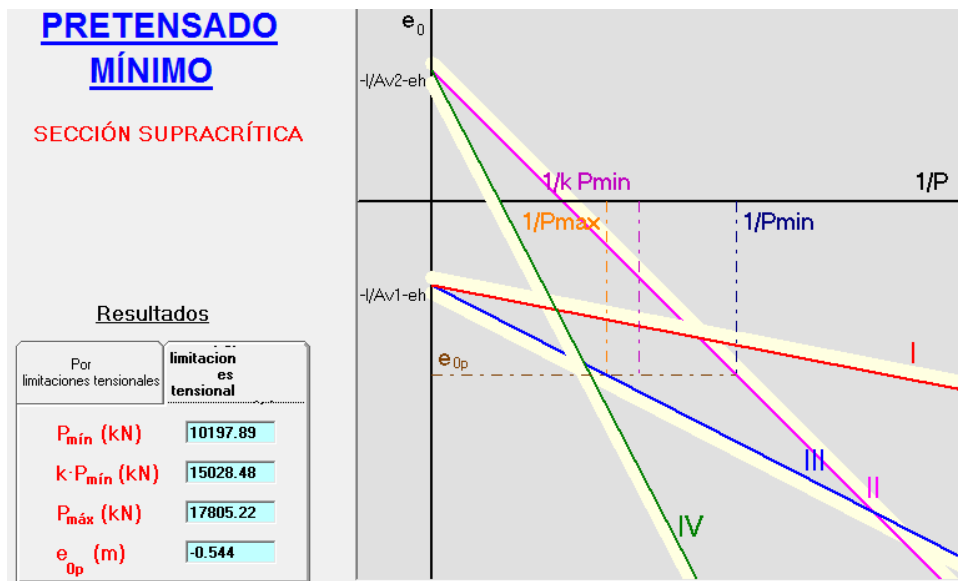
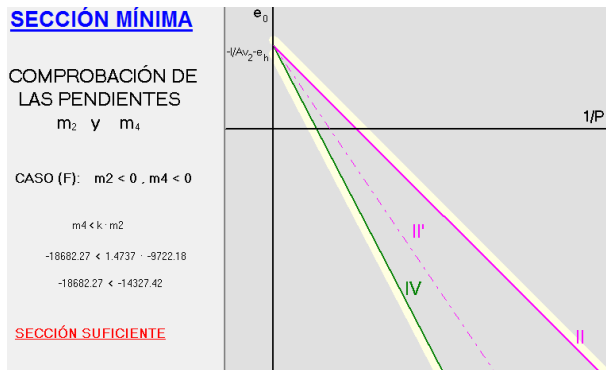
Limitaciones tensionales y geométricas	Previsión de pérdidas y pretensado
Características mecánicas	Esfuerzos
M _{máx} (kN·m)	<input type="text" value="10660.78"/>
M _{mín} (kN·m)	<input type="text" value="5020.156"/>
M _{máx} ^F (kN·m)	<input type="text" value="9722.18"/>
M _{mín} ^F (kN·m)	<input type="text" value="5020.18"/>
e _h (m)	<input type="text" value="0"/>

Limitaciones tensionales y geométricas	Previsión de pérdidas y pretensado
Limitaciones tensionales y geométricas	Esfuerzos
σ _{cs,1} (MPa)	<input type="text" value="30"/>
σ _{ci,1} (MPa)	<input type="text" value="0"/>
σ _{cs,2} (MPa)	<input type="text" value="30"/>
σ _{ci,2} (MPa)	<input type="text" value="0"/>
e _{0máx} (m)	<input type="text" value="0.906"/>
e _{0mín} (m)	<input type="text" value="-0.544"/>

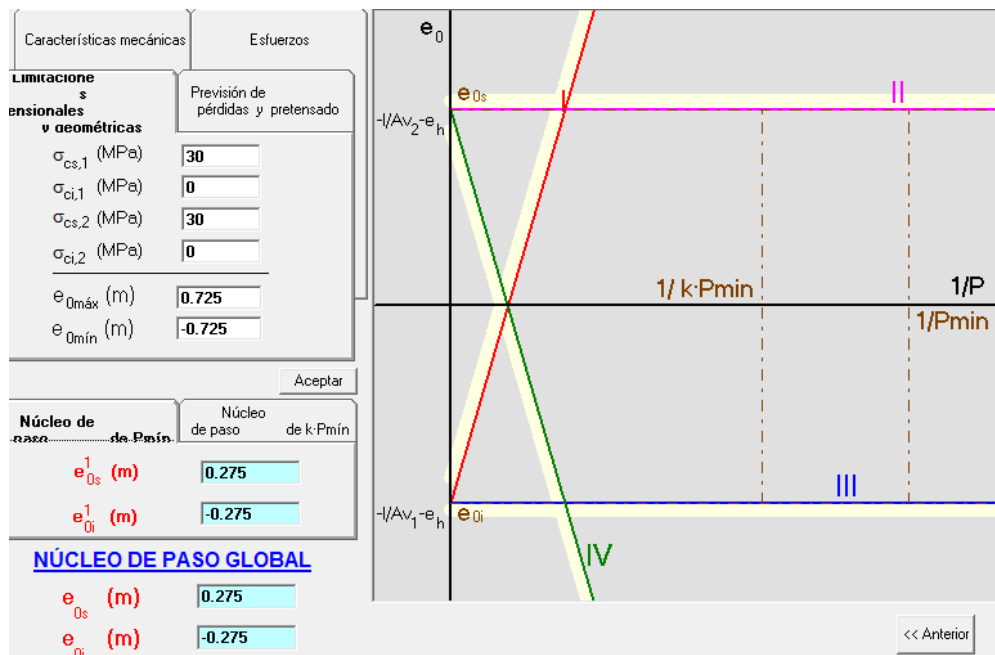
Limitaciones tensionales y geométricas	Previsión de pérdidas
γ _{p, des}	<input type="text" value="1.05"/>
γ _{p, fav}	<input type="text" value="0.95"/>
r (%)	<input type="text" value="25"/>
Coefficiente de pérdidas:	
k	<input type="text"/>

Resultados:





-Comprobando en la sección apoyo si se encuentra dentro del núcleo de paso:



-Al no encontrarse dentro del núcleo de paso en la sección apoyo no cumple las limitaciones tensionales, debemos recalcular P_{min} , con una $e_{mín} = -0,1m$, teniendo en cuenta el diagrama de Magnel de la sección centro de luz, el pretensado no podrá tener una excentricidad superior a $-0,262m$ (a simple vista se sale de rango).

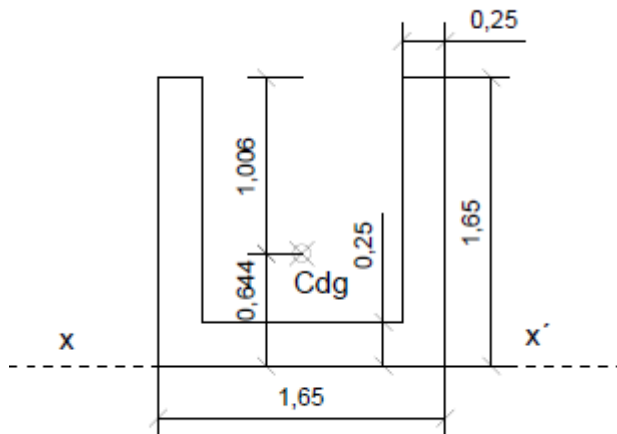
Al salirse de rango el pretensado este nos indica que la sección no tiene la capacidad resistente necesaria para poder ejecutar el pretensado de la misma debido a los esfuerzos inducidos, es posible aumentar la capacidad mecánica de la sección, pero esto implicaría aumentar el canto de la sección de la viga artesana dificultando más los trabajos de transporte y elevación que incrementaría el coste total de la construcción, o sería posible disponer diversas vigas en sección en doble T pero en esta ocasión los elementos serían muy esbeltos en el caso de que sea posible utilizarlos en este proyecto, corriendo gran peligro en los trabajos de transporte y elevación por las fuerzas inducidas en los mismos por la maquinaria de transporte.

En conclusión, esta disposición constructiva encarecería el coste total de la estructura por las necesidades tanto de maquinaria de gran potencia para el transporte y elevación de la misma, en el caso de que encontráramos situaciones satisfactorias de la posición de la maquinaria según su envergadura para su elevación y un correcto trazado para el transporte de la misma desde el lugar de fabricación hasta la ubicación final de la pasarela.

2.2. Desarrollo de la solución de hormigón pretensado 2.

En este capítulo aplicaremos las recomendaciones de la colección de pasarelas de hormigón tipo PH 1 (MOPU, 1978), desarrollando una disposición estructural de vanos isostáticos de vigas prefabricadas, como se muestra en el esquema de cálculo 2. Adoptaremos una sección en viga artesa de espeso de paredes de 0,25m, ejecutada mediante un hormigón HP-50, para la viga en sección en U, ancho y altura de la misma 1,65m, transferencia de tesado a los 28 días a falta de confirmación de la planta de pretensados, hormigón de segunda fase en el tablero HA-30/B/20/II_b de dimensiones 2,60x0,25m ; según como se ha indicado en el apartado anterior.

-Características mecánicas sección bruta centro luz:



- $A_b=1,1125\text{m}^2$

- $S_b=0,724375\text{m}^3$ (en la base de la sección de la viga artesa)

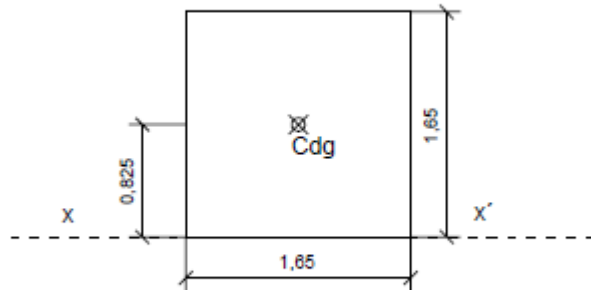
- $V_1=1,006\text{m}$

- $V_2=-0,644\text{m}$

- $I_{xb}=0,754677\text{m}^4$ (en la base de la sección de la viga artesa)

- $I_b=0,29328\text{m}^4$

-Características mecánicas sección bruta apoyo:



-Ab=2,7225m²

-Sb=2,246m³ (en la base de la sección de la viga artesa)

-V1=0,825m

-V2=-0,825m

-Ixb=2,47066875m⁴ (en la base de la sección de la viga artesa)

-Ib=0,6176671875m⁴

-Definición de las cargas de cálculo:

- Peso propio de la sección en U: 1.1125x25=27,813 (kN/m)
- Peso propio de la losa: 0,25x2,60x25=16,25(kN/m)
- Barandillas: 2kN/m
- Sobrecarga de uso: 4kN/m²
- Viento: 2kN/m² (El viento no se considerara para el predimensionamiento)
- Pavimento: 1kN/m²

-Características del hormigón HP-50/P/20/II_b:

fct,m=4,07 N/mm²

fct,k=2,85 N/mm²

fct,m,fl=4,07 N/mm²

fcd=33,33 N/mm²

fctd=1,90 N/mm²

εco=0,002

εcu=0,0035

Ecm=32902,45 N/mm²

Ec=38660,38 N/mm



-Características del hormigón HA-30/B/20/IIb:

$$f_{ct,m}=2,896 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ct,k}=2,028 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ct,m,fl}=2,896 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd}=20 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd}=1,35 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{co}=0,002$$

$$\epsilon_{cu}=0,0035$$

$$E_{cm}=28576,79 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c=33577,73 \text{ N/mm}^2$$

-Sistemática seguida para la comprobación de sección mínima:

-Límites tensionales:

La tensión mínima en la posición 1 y 2, en el hormigón, debe ser mayor o igual a 0 por la incertidumbre de la posición de la armadura activa, esta tiene que cumplir la condición de encontrarse en la zona comprimida de la sección bajo la situación de cargas cuasipermanente, definido en el artículo 5 de la EHE-08. La tensión máxima en la posición 1 y 2, en el hormigón, no podrá ser superior a $0,6 \cdot f_{ctk,t} = 30 \text{ MPa}$.

-Vanos centrales de 25,30m de luz:

-Cálculo los momentos flectores máximo y mínimo producidos por la combinación de acciones exteriores más desfavorable (M_{max} , M_{min}) y por la combinación frecuente (MF_{max} , MF_{min}), en la sección determinante centro de luz:

- Tesado: $M_{max}=M_{min}=MF_{max}=MF_{min}=2225,35 \text{ KNm}$
- Servicio: $M_{max}=4725,7 \text{ KNm}$
 $M_{min}=3893,58 \text{ KNm}$
 $MF_{max}=4309,64 \text{ KNm}$
 $MF_{min}=3893,58 \text{ KNm}$

-Al no variar las secciones y poseer la misma capacidad mecánica, nos encontramos como en el caso anterior que la resultante del pretensado debe



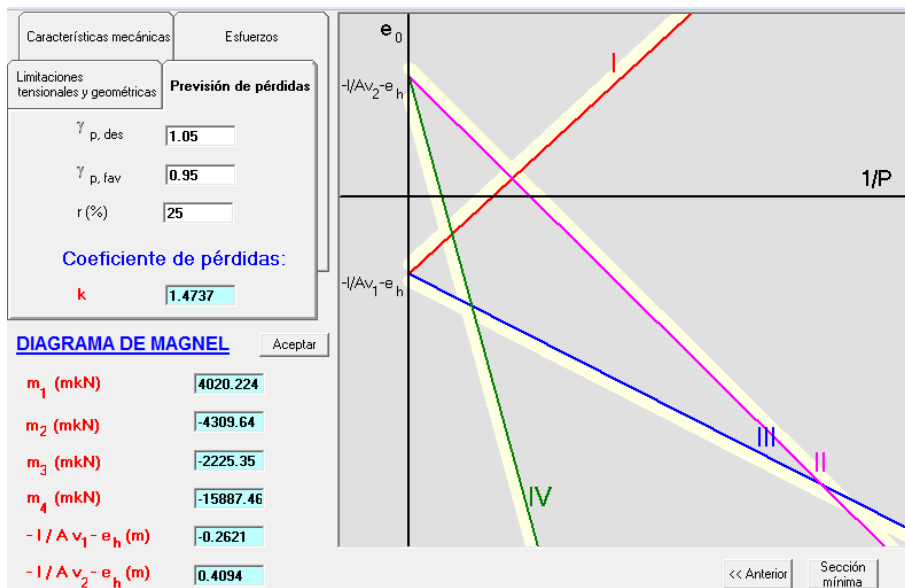
encontrarse dentro del núcleo central de la sección apoyo para evitar inducir fuerzas al elemento que puedan dañar el mismo antes del final de su vida útil, $e_{min} = -0,1m$ (posteriormente comprobaremos sección mínima en centro de luz, homogenizaremos las secciones de hormigón con el pretensado pertinente y comprobaremos que tiene suficiente carrera y que el mismo se encuentra en el núcleo central de la sección homogeneizada).

-Datos de entrada:

Limitaciones tensionales y geométricas		Previsión de pérdidas		Limitaciones tensionales y geométricas		Previsión de pérdidas	
Características mecánicas		Esfuerzos		Características mecánicas		Esfuerzos	
A (m ²)	<input type="text" value="1.1125"/>			$M_{\text{máx}}$ (mkN)	<input type="text" value="4725.7"/>		
I (m ⁴) · 10 ⁴	<input type="text" value="2932.8"/>			$M_{\text{mín}}$ (mkN)	<input type="text" value="2225.35"/>		
v_1 (m)	<input type="text" value="1.006"/>			$MF_{\text{máx}}$ (mkN)	<input type="text" value="4309.64"/>		
v_2 (m)	<input type="text" value="-0.644"/>			$MF_{\text{mín}}$ (mkN)	<input type="text" value="2225.35"/>		
				e_h (m)	<input type="text" value="0"/>		

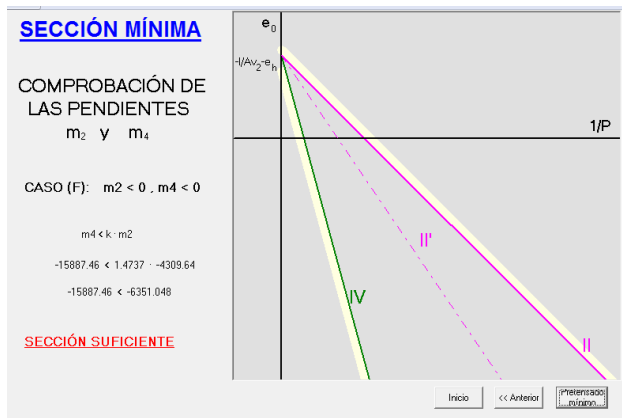
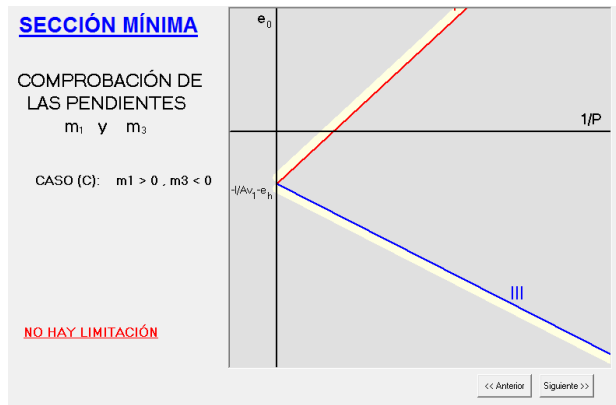
Limitaciones tensionales y geométricas		Previsión de pérdidas		Limitaciones tensionales y geométricas		Previsión de pérdidas	
Características mecánicas		Esfuerzos		Características mecánicas		Esfuerzos	
$\sigma_{cs,1}$ (MPa)	<input type="text" value="30"/>			$\gamma_{p, \text{des}}$	<input type="text" value="1.05"/>		
$\sigma_{ci,1}$ (MPa)	<input type="text" value="0"/>			$\gamma_{p, \text{fav}}$	<input type="text" value="0.95"/>		
$\sigma_{cs,2}$ (MPa)	<input type="text" value="30"/>			r (%)	<input type="text" value="25"/>		
$\sigma_{ci,2}$ (MPa)	<input type="text" value="0"/>			Coefficiente de pérdidas:			
$e_{0\text{máx}}$ (m)	<input type="text" value="0.906"/>			k	<input type="text" value="1.4737"/>		
$e_{0\text{mín}}$ (m)	<input type="text" value="-0.1"/>						

-Diagrama de Magnel:

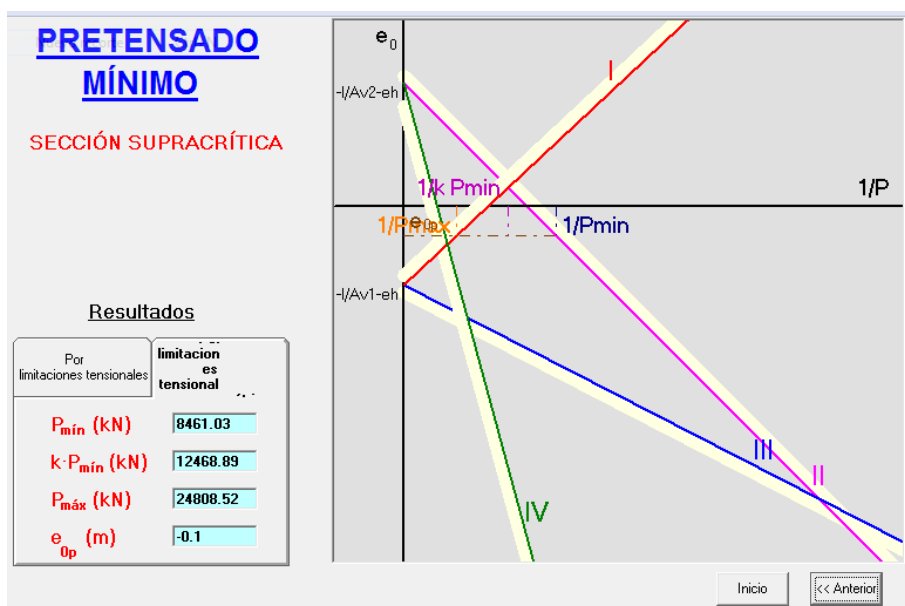




-Comprobación sección mínima:



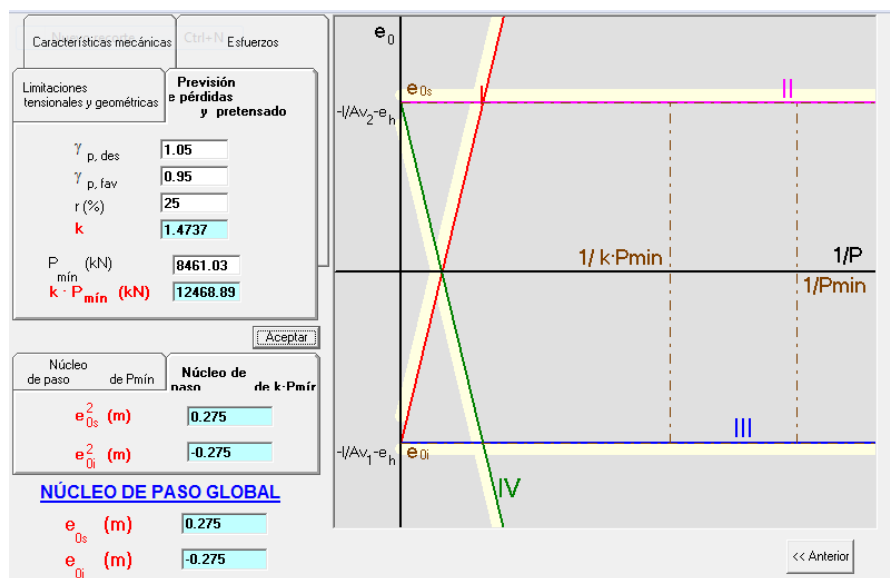
-Pretensado mínimo:



-Comprobamos que se encuentra dentro del núcleo de paso en la sección apoyo:

Limitaciones tensionales y geométricas	Previsión de pérdidas y pretensado	Limitaciones tensionales y geométricas	Previsión de pérdidas y pretensado
Características mecánicas	Esfuerzos	Características mecánicas	Esfuerzos
A (m ²)	2.7225	M _{máx} (kN·m)	0
I (m ⁴) · 10 ⁴	6176.6711	M _{mín} (kN·m)	0
v ₁ (m)	0.825	M _{máx} ^F (kN·m)	0
v ₂ (m)	-0.825	M _{mín} ^F (kN·m)	0
		e _h (m)	0

Limitaciones tensionales y geométricas	Previsión de pérdidas y pretensado	Limitaciones tensionales y geométricas	Previsión de pérdidas y pretensado
Limitaciones tensionales y geométricas	Esfuerzos	Limitaciones tensionales y geométricas	Previsión de pérdidas y pretensado
σ _{cs,1} (MPa)	30	γ _{p,des}	1.05
σ _{ci,1} (MPa)	0	γ _{p,fav}	0.95
σ _{cs,2} (MPa)	30	r (%)	25
σ _{ci,2} (MPa)	0	k	1.4737
e _{0máx} (m)	0.725	P _{mín} (kN)	8461.03
e _{0mín} (m)	-0.725	k · P_{mín} (kN)	12468.89





-Dimensionamiento de la armadura activa:

$$P_{ki} = \frac{P_{min}}{0,95(1-0,25)} = 11875,13 \text{ KN}$$

$$P_o = \frac{P_{ki}}{0,95} = 12500,14 \text{ KN} \quad eop = -0,1m$$

$$\sigma_{p, \max} \leq \min(0,75 \cdot f_{max} ; 0,95 f_{pk}) = \min(1395 \text{ MPa} ; 1530 \text{ MPa}) = 1395 \text{ MPa}$$

-Esta resultante la distribuiremos en dos fuerzas de tesado, una superior y otra inferior, que se encuentren dentro de la sección de hormigón:

$$P_{1o} = 3669,28 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad eop1 = 0,9m \quad n=2$$

$$P_{1o, n} = \frac{P_{1o}}{n} = 1834,64 \text{ KN}$$

$$P_{2o} = 8830,86 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad eop2 = -0,525m \quad n=6$$

$$P_{2o, n} = \frac{P_{2o}}{n} = 1471,81 \text{ KN}$$

Table II
0.5" STRAND (12.9 mm.)
ACCORDING TO BS 5896 : 1980 STANDARD

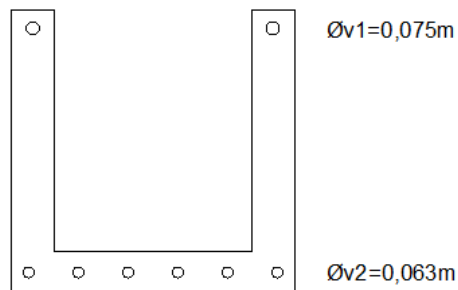
TENDON TYPE SUPER	TRUMPET REF. SERIES (1)	JACK REFERENCE	TENDON CAPACITY				TENDON CAPACITY				Weight of Tendon (Kg./m.)	Section of Tendon (mm ²)	SHEATHING		CEMENT (4)	
			Grade Super Section 100mm ²		P _{pu} = 18966 Kg. Weight 0785 Kg/m.		Grade Super Section 100mm ²		P _{pu} = 186 KN. Weight 0785 Kg/m.				Ω (2)	Ø (3)	Ω (Kg.)	Ø (Kg.)
			f _{pu}	0.80	0.75	0.70	f _{pu}	0.80	0.75	0.70			(mm)	(mm)	(Kg.)	(Kg.)
3/0.5	11	G-60	57	46	43	40	558	446	418	391	2.36	300	42	42	1.7	1.7
4/0.5	12		76	61	57	53	744	595	558	521	3.14	400			1.6	1.6
5/0.5	13	G-100	95	76	71	66	930	744	698	651	3.92	500	51	51	2.4	2.4
6/0.5			114	91	85	80	1116	893	837	781	4.71	600			2.3	2.3
7/0.5	14	G-200	133	106	100	93	1302	1042	976	911	5.50	700			2.1	2.1
8/0.5			152	121	114	106	1488	1190	1116	1042	6.28	800	63	51	3.5	2.0
9/0.5	15	G-300	171	137	128	119	1674	1339	1256	1172	7.06	900			3.4	1.8
10/0.5			190	152	142	133	1860	1488	1395	1302	7.85	1000	75	63	5.1	3.2
11/0.5	16	G-400	209	167	156	146	2046	1637	1534	1432	8.64	1100			4.9	3.1
12/0.5			228	182	171	159	2232	1786	1674	1562	9.42	1200			4.8	2.9
13/0.5	21	G-500	247	197	185	173	2418	1934	1814	1693	10.20	1300	81	75	5.7	4.7
14/0.5			266	212	199	186	2604	2083	1953	1823	10.99	1400			5.6	4.5
15/0.5	23	G-600	284	228	213	199	2790	2232	2092	1953	11.78	1500			5.4	4.4
16/0.5			303	243	228	212	2976	2381	2232	2083	12.56	1600	90	81	7.0	5.3
17/0.5	31	G-800	322	258	242	226	3162	2530	2372	2213	13.34	1700			6.9	5.2
18/0.5			341	273	256	239	3348	2678	2511	2344	14.13	1800			6.7	5.0
19/0.5	23	G-1000	360	288	270	252	3534	2827	2650	2474	14.92	1900			6.6	4.9
20/0.5			379	303	284	266	3720	2976	2790	2604	15.70	2000			8.6	6.5
21/0.5	31	G-1200	398	319	299	279	3906	3125	2930	2734	16.48	2100	100	90	8.4	6.3
22/0.5			417	334	313	292	4092	3274	3069	2864	17.27	2200			8.3	6.2
23/0.5	31	G-1400	436	349	327	305	4278	3422	3208	2995	18.06	2300			8.2	6.0
24/0.5			455	364	341	319	4464	3571	3348	3125	18.84	2400			10.4	8.0
25/0.5	31	G-1600	474	379	356	332	4650	3720	3488	3255	19.62	2500			10.2	7.9
26/0.5			493	394	370	345	4836	3869	3627	3385	20.41	2600			10.0	7.7
27/0.5	31	G-1800	512	410	384	358	5022	4018	3786	3515	21.20	2700	110	100	9.9	7.6
28/0.5			531	425	398	372	5208	4166	3906	3646	21.98	2800			9.8	7.5
29/0.5	31	G-2000	550	440	413	385	5394	4315	4046	3776	22.76	2900			9.7	7.3
30/0.5			569	455	427	398	5580	4464	4185	3906	23.55	3000			9.5	7.2
31/0.5	31	G-2200	588	470	441	412	5766	4613	4324	4306	24.34	3100			9.4	7.0
32/0.5			607	486	455	425	5952	4762	4464	4166	25.12	3200			11.8	9.2
33/0.5	626	501	469	438	6138	4910	4604	4297	25.90	3300						

-P1o se distribuirá en dos tendones de 14 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 1400mm², cuyo valor de $0,75 \cdot f_{max} = 1953 \text{ KN} > P_{10}, n = 1834,64 \text{ KN}$

-P2o se distribuirá en 6 tendones de 11 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 1100mm², cuyo valor de $0,75 \cdot f_{max} = 1534 \text{ KN} > P_{20}, n = 1471,81 \text{ KN}$

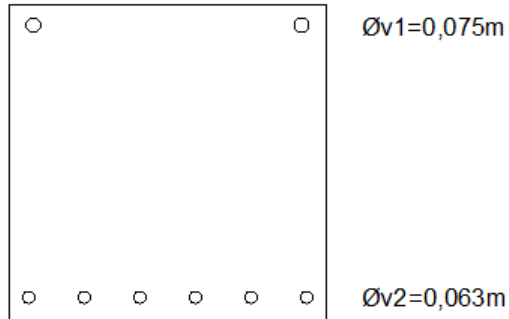
-CARACTERÍSTICAS HOMOGENEIZADAS

-Sección centro de luz:



	SECCIÓN	
	Bruta	Homogeneizada
A(m ²)	1,1125	1,153969908
V1(m)	1,006	1,000921906
V2(m)	-0,644	-0,649078094
I (m ⁴)	0,29328	0,302059234
emax	0,409351664	0,403274424
emin	-0,262050171	-0,261515502
ρ	0,406910203	0,402902986

-Sección apoyo:



	SECCIÓN	
	Bruta	Homogeneizada
A (m ²)	2,7225	2,762277258
V1(m)	0,825	0,828968611
V2(m)	-0,825	-0,821031389
I (m ⁴)	0,617667188	0,637533518
emax	0,275	0,281109805
emin	-0,275	-0,27841823
ρ	0,333333333	0,3391079

La excentricidad de la fuerza resultante del pretensado se encuentra a -0,1m de la sección centro de luz bruta, o a 0,54m de la base de la viga en cualquier sección, al homogeneizar las mismas con el pretensado dispuesto con anterioridad, observamos que el mismo se encuentra dentro del núcleo de paso en la sección apoyo homogeneizada, por lo tanto el mismo no inducirá tensiones en la sección nombrada con anterioridad que puedan dañar el elemento, a continuación comprobaremos con las características homogeneizadas de las secciones que existe pretensado mínimo con las consideraciones dispuestas con anterioridad y que el mismo tiene una carrera para asegurar la funcionalidad de la construcción al largo de toda su vida útil.

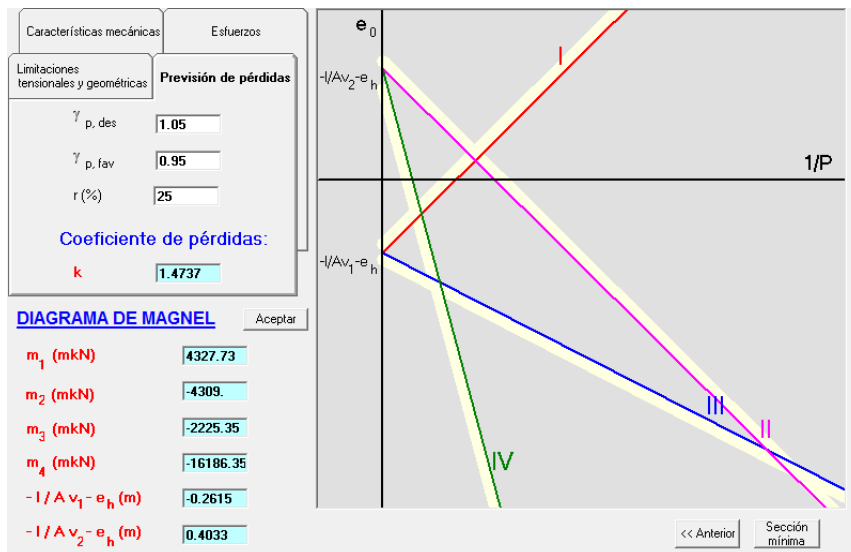
-Comprobación sección mínima características homogeneizadas:

-Datos de entrada:

Limitaciones tensionales y geométricas		Previsión de pérdidas		Limitaciones tensionales y geométricas		Previsión de pérdidas	
Características mecánicas		Esfuerzos		Características mecánicas		Esfuerzos	
A (m ²)	1.153969	M _{máx} (mkN)	4725.7	M _{mín} (mkN)	2225.35	MF _{máx} (mkN)	4309.64
I (m ⁴) · 10 ⁴	3020.592	MF _{mín} (mkN)	2225.35	e _h (m)	0		
v ₁ (m)	1.000921						
v ₂ (m)	-0.649078						

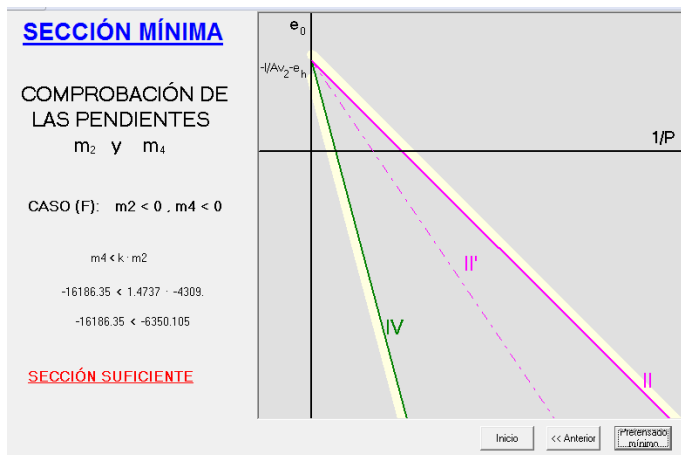
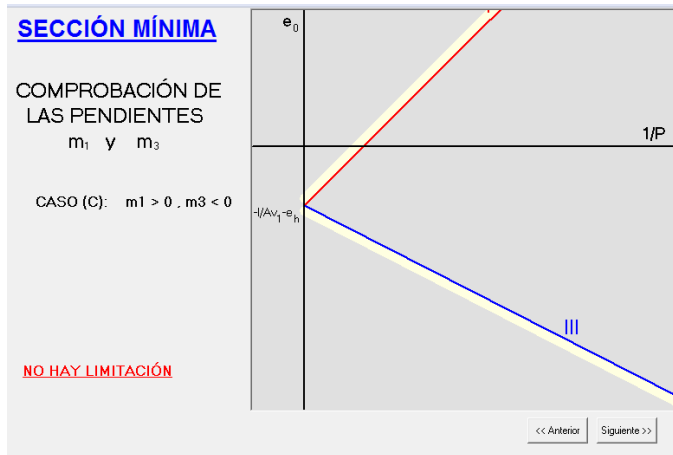
Limitaciones tensionales y geométricas		Previsión de pérdidas		Limitaciones tensionales y geométricas		Previsión de pérdidas	
Limitaciones tensionales y geométricas		Esfuerzos		Limitaciones tensionales y geométricas		Previsión de pérdidas	
σ _{cs,1} (MPa)	30	γ _{p, des}	1.05	γ _{p, fav}	0.95	r (%)	25
σ _{ci,1} (MPa)	0	Coefficiente de pérdidas:		k		1.4737	
σ _{cs,2} (MPa)	30						
σ _{ci,2} (MPa)	0						
e _{0máx} (m)	0.9						
e _{0mín} (m)	-0.1						

-Diagrama de Magnel:

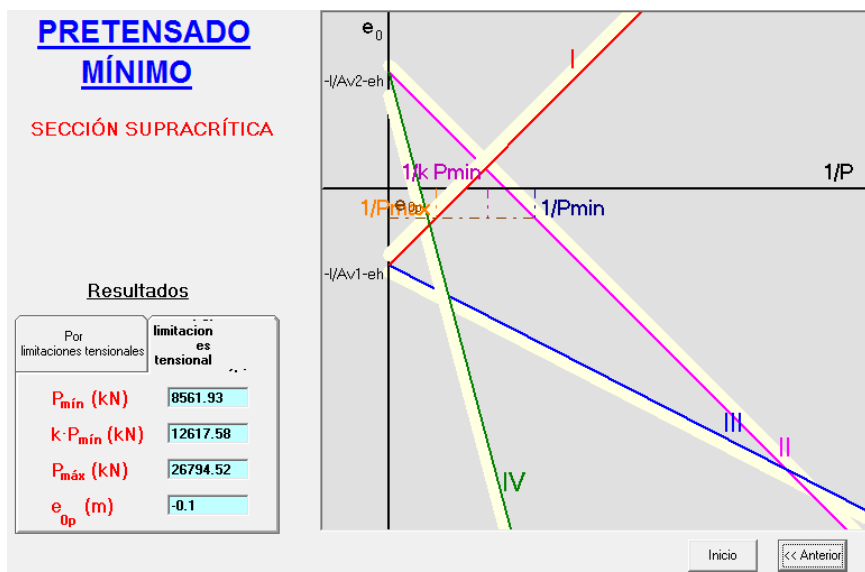




-Sección mínima:



-Pretensado mínimo:





-Comprobación del dimensionamiento de la armadura activa:

$$P_{ki} = \frac{P_{min}}{0,95(1-0,25)} = 12016,74 \text{ KN}$$

$$P_o = \frac{P_{ki}}{0,95} = 12649,2 \text{ KN} \quad e_{op} = -0,1\text{m}$$

$$\sigma_{p, \max} \leq \min(0,75 \cdot f_{max} ; 0,95 f_{pk}) = \min(1395 \text{MPa} ; 1530 \text{MPa}) = 1395 \text{MPa}$$

-Esta resultante la distribuiremos en dos fuerzas de tesado, una superior y otra inferior, que se encuentren dentro de la sección de hormigón:

$$P_{1o} = 3741.31 \quad \text{KN} \quad \longrightarrow \quad e_{op1} = 0,9\text{m} \quad n=2$$

$$P_{1o,n} = \frac{P_{1o}}{n} = 1870,65 \text{ KN}$$

$$P_{2o} = 8907.88 \quad \text{KN} \quad \longrightarrow \quad e_{op2} = -0,525\text{m} \quad n=6$$

$$P_{2o,n} = \frac{P_{2o}}{n} = 1484,65 \text{ KN}$$

-P_{1o} se distribuirá en dos tendones de 14 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 1400mm², cuyo valor de 0,75* f_{max}=1953 KN > P_{1o,n}=1870,65 KN

-P_{2o} se distribuirá en 6 tendones de 11 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 1100mm², cuyo valor de 0,75* f_{max}=1534 KN > P_{2o,n}=1484,65 KN

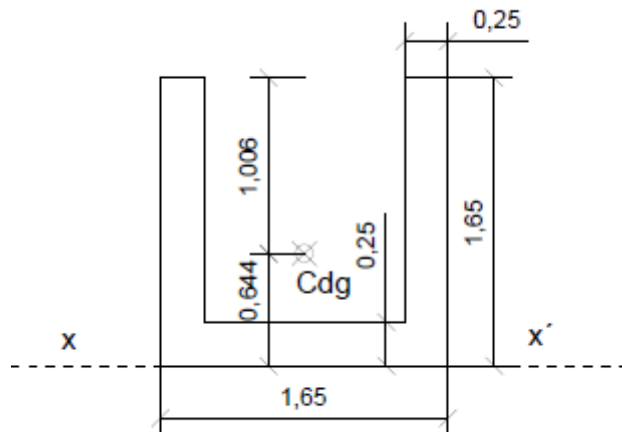
Con lo cual el dimensionamiento anteriormente definido cumple las limitaciones tensionales expuestas en la EHE para la armadura activa, al no tener que variar las características mecánicas homogeneizadas podemos comprobar observando las excentricidades máximas y mínimas que el pretensado dispuesto se encuentra en el núcleo central de la sección apoyo, por lo tanto el mismo no inducirá tracciones que pudieran dañar la estructura, siendo esta una solución viable, de no mucha dificultad de construcción, en la que podemos aprovechar al máximo las características del hormigón y es posible que el resultado total de kilogramos de acero (tanto en armaduras activas como pasivas) sea mucho menor que en la solución en hormigón armado.



Anejo 4. Calculo.

1. Desarrollo de la solución de hormigón pretensado 2.

1.1. Características mecánicas sección bruta centro luz:



- $A_b=1,1125\text{m}^2$

- $S_b=0,724375\text{m}^3$ (en la base de la sección de la viga artesa)

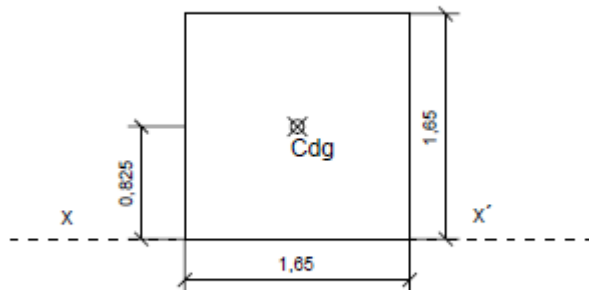
- $V_1=1,006\text{m}$

- $V_2=-0,644\text{m}$

- $I_{xb}=0,754677\text{m}^4$ (en la base de la sección de la viga artesa)

- $I_b=0,29328\text{m}^4$

1.2. Características mecánicas sección bruta apoyo:



- $A_b=2,7225\text{m}^2$

- $S_b=2,246\text{m}^3$ (en la base de la sección de la viga artesa)

- $V_1=0,825\text{m}$

- $V_2=-0,825\text{m}$

- $I_{xb}=2,47066875\text{m}^4$ (en la base de la sección de la viga artesa)

- $I_b=0,6176671875\text{m}^4$



1.3. Definición de las cargas de cálculo:

-Fase de transferencia:

- Peso propio de la sección en U27,81 KN/m

-Fase elevación:

- Peso propio de la sección en U27,81 KN/m

-Fase ejecución de la losa:

- Peso propio de la sección en U27,81 KN/m
- Peso propio de la losa16.25 KN/m
- Sobrecargas de operarios2.6 KN/m

-Fase de servicio de la estructura

- Peso propio de la sección en U27,81 KN/m
- Peso propio de la losa16.25 KN/m
- Sobrecarga de uso 10.4 KN/m
- Cargas muertas (pavimentos, barandillas, etc.)..... 4.6 KN/m



1.4. Características del hormigón HP-50/P/20/II_b:

$$f_{ct,m} = 4,07 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ct,k} = 2,85 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ct,m,fl} = 4,07 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 33,33 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = 1,90 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{co} = 0,002$$

$$\epsilon_{cu} = 0,0035$$

$$E_{cm} = 32902,45 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 38660,38 \text{ N/mm}^2$$

1.5. Sistemática seguida para la comprobación de sección mínima:

-Límites tensionales:

La tensión mínima en la posición 1 y 2, en el hormigón, debe ser mayor o igual a 0 por la incertidumbre de la posición de la armadura activa, esta tiene que cumplir la condición de encontrarse en la zona comprimida de la sección bajo la situación de cargas cuasipermanente, definido en el artículo 5 de la EHE-08.

La tensión máxima en la posición 1 y 2, en el hormigón, no podrá ser superior a $0,6 \times f_{ck,t} = 30 \text{ MPa}$.



2. Vanos centrales de 25,30m de luz:

-Cálculo los momentos flectores máximo y mínimo producidos por la combinación de acciones exteriores más desfavorable (M_{max} , M_{min}) y por la combinación frecuente (MF_{max} , MF_{min}), en la sección determinante centro de luz:

- Tesado: $M_{max}=M_{min}=MF_{max}=MF_{min}=2225,35$ KNm
- Servicio: $M_{max}=4725,7$ KNm
 $M_{min}=3893,58$ KNm
 $MF_{max}=4309,64$ KNm
 $MF_{min}=3893,58$ KNm

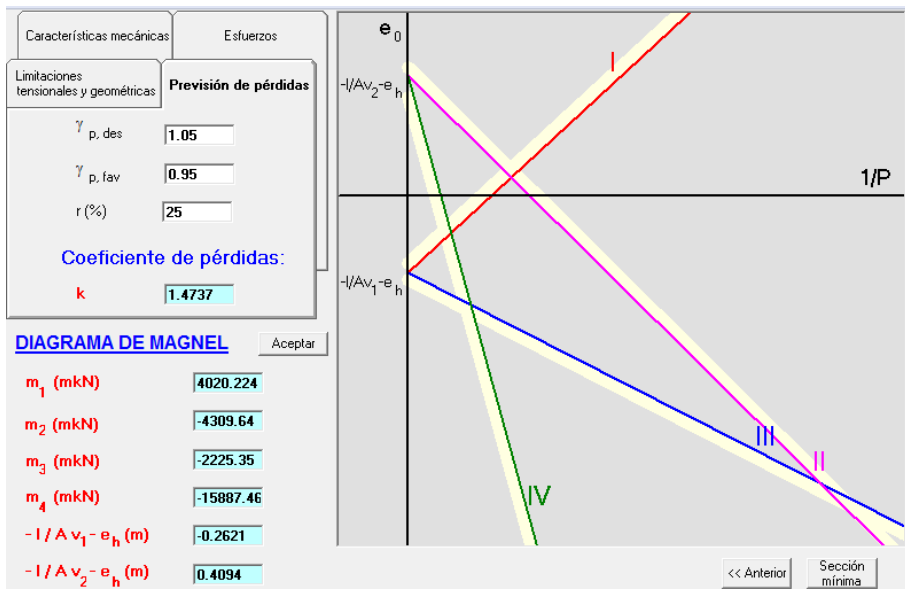
-Al no variar las secciones y poseer la misma capacidad mecánica, nos encontramos como en el caso anterior que la resultante del pretensado debe encontrarse dentro del núcleo central de la sección apoyo para evitar inducir fuerzas al elemento que puedan dañar el mismo antes del final de su vida útil, $e_{min}=-0,1$ m (posteriormente comprobaremos sección mínima en centro de luz, homogenizaremos las secciones de hormigón con el pretensado pertinente y comprobaremos que tiene suficiente carrera y que el mismo se encuentra en el núcleo central de la sección homogeneizada).

2.1. Datos de entrada:

Limitaciones tensionales y geométricas	Previsión de pérdidas	Limitaciones tensionales y geométricas	Previsión de pérdidas
Características mecánicas	Esfuerzos	Características mecánicas	Esfuerzos
A (m ²)	1.1125	M _{máx} (mkN)	4725.7
I (m ⁴) · 10 ⁴	2932.8	M _{mín} (mkN)	2225.35
v ₁ (m)	1.006	M _{máx} ^F (mkN)	4309.64
v ₂ (m)	-0.644	M _{mín} ^F (mkN)	2225.35
		e _h (m)	0

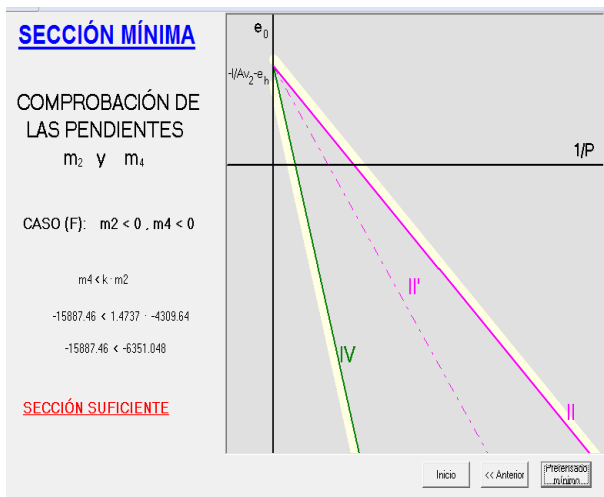
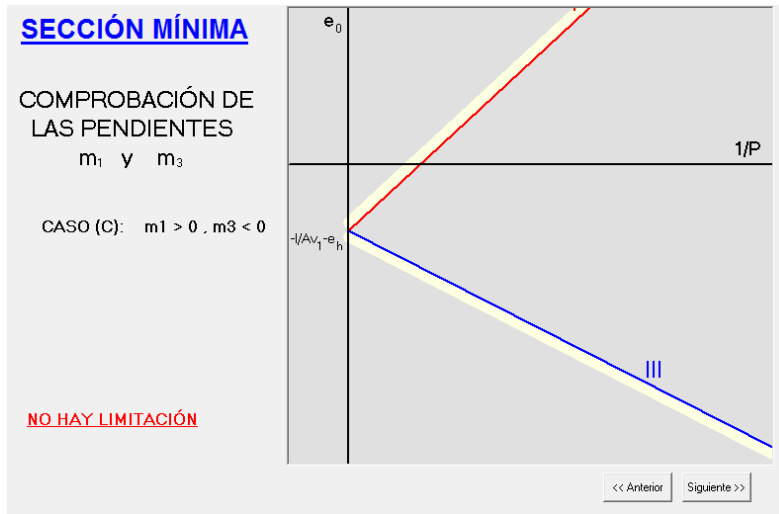
Limitaciones tensionales y geométricas	Previsión de pérdidas	Limitaciones tensionales y geométricas	Previsión de pérdidas
Limitaciones tensionales y geométricas	Previsión de pérdidas	Limitaciones tensionales y geométricas	Previsión de pérdidas
σ _{cs,1} (MPa)	30	γ _{p, des}	1.05
σ _{ci,1} (MPa)	0	γ _{p, fav}	0.95
σ _{cs,2} (MPa)	30	r (%)	25
σ _{ci,2} (MPa)	0	Coefficiente de pérdidas:	
e _{0máx} (m)	0.906	k	1.4737
e _{0mín} (m)	-0.1		

2.2. Diagrama de Magnel:

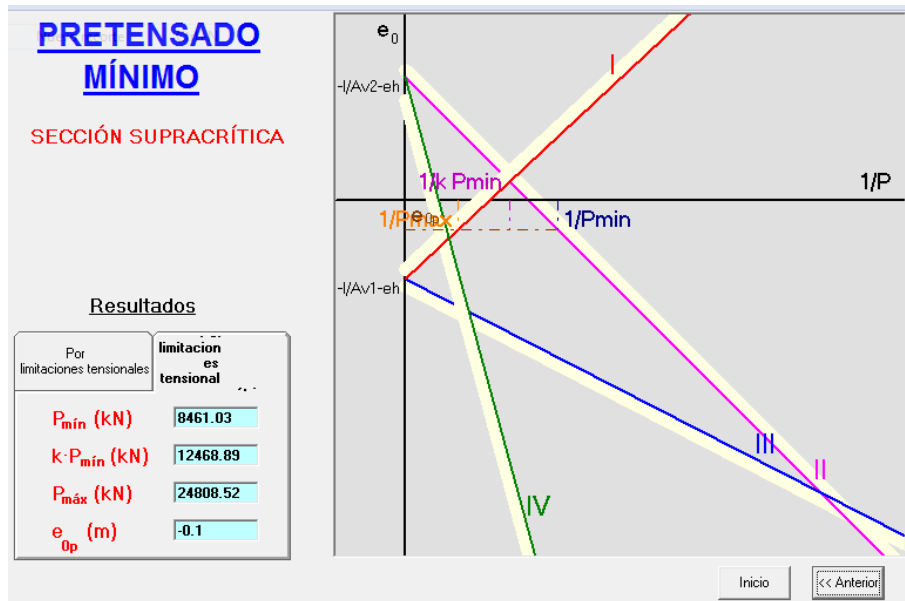




2.3. Comprobación sección mínima:

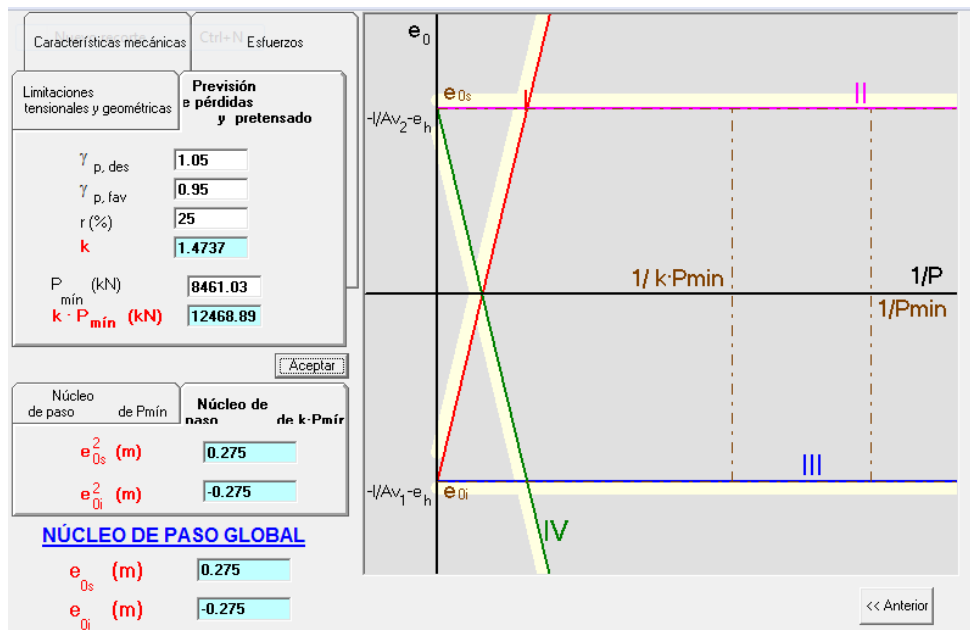


2.4. Pretensado mínimo:



2.5. Comprobamos que se encuentra dentro del núcleo de paso en la sección apoyo:

Limitaciones tensionales y geométricas	Previsión de pérdidas y pretensado	Limitaciones tensionales y geométricas	Previsión de pérdidas y pretensado
Características mecánicas	Esfuerzos	Características mecánicas	Esfuerzos
A (m ²)	2.7225	M_{\max} (kN·m)	0
I (m ⁴) · 10 ⁴	6176.6711	M_{\min} (kN·m)	0
v_1 (m)	0.825	M_{\max}^F (kN·m)	0
v_2 (m)	-0.825	M_{\min}^F (kN·m)	0
		e_h (m)	0
Limitaciones tensionales y geométricas	Previsión de pérdidas y pretensado	Limitaciones tensionales y geométricas	Previsión de pérdidas y pretensado
$\sigma_{cs,1}$ (MPa)	30	$\gamma_{p, des}$	1.05
$\sigma_{ci,1}$ (MPa)	0	$\gamma_{p, fav}$	0.95
$\sigma_{cs,2}$ (MPa)	30	r (%)	25
$\sigma_{ci,2}$ (MPa)	0	k	1.4737
$e_{0\max}$ (m)	0.725	P_{\min} (kN)	8461.03
$e_{0\min}$ (m)	-0.725	$k \cdot P_{\min}$ (kN)	12468.89



2.6. Dimensionamiento de la armadura activa:

$$P_{ki} = \frac{P_{min}}{0,95(1-0,25)} = 11875,13 \text{ KN}$$

$$P_o = \frac{P_{ki}}{0,95} = 12500,14 \text{ KN} \quad e_{op} = -0,1\text{m}$$

$$\sigma_{p, \max} \leq \min(0,75 * f_{\max} ; 0,95 f_{pk}) = \min(1395 \text{ MPa} ; 1530 \text{ MPa}) = 1395 \text{ MPa}$$

-Esta resultante la distribuiremos en dos fuerzas de tesado, una superior y otra inferior, que se encuentren dentro de la sección de hormigón:

$$P_{1o} = 3669,28 \text{ KN} \quad e_{op1} = \longrightarrow 0,9\text{m} \quad n=2 \quad P_{1o,n} = \frac{P_{1o}}{n} = 1834,64 \text{ KN}$$

$$P_{2o} = 8830,86 \text{ KN} \quad e_{op2} = \longrightarrow -0,525\text{m} \quad n=6 \quad P_{2o,n} = \frac{P_{2o}}{n} = 1471,81 \text{ KN}$$



Table II
0.5" STRAND (12.9 mm.)
ACCORDING TO BS. 5896 : 1980 STANDARD

TENDON TYPE 0.5" SUPER	TRUMPET REF. SERIES (1)	JACK REFERENCE	TENDON CAPACITY				TENDON CAPACITY				Weight of Tendon (Kg./m.)	Section of Tendon (mm ²)	SHEATHING		CEMENT (4)		
			Grade Super		P _{pu} = 18 966 Kg.		Grade Super		P _{pu} = 186 KN.				Ω (2)	∅ (3)	Ω (Kg.)	∅ (Kg.)	
			Section 100mm ² Weight 0.785 Kg/m.				Section 100mm ² Weight 0.785 Kg/m.						KN				
Tons (m.)				Tons (m.)				KN									
f pu				0.80	0.75	0.70	f pu				0.80	0.75	0.70				
3/0.5	11	G-60	G-100	57	46	43	40	558	446	418	391	2.36	300	42	42	1.7	1.7
4/0.5	12			76	61	57	53	744	595	558	521	3.14	400			1.6	1.6
5/0.5	13	G-200	G-100	95	76	71	66	930	744	698	651	3.92	500	51	51	2.4	2.4
6/0.5				114	91	85	80	1116	893	837	781	4.71	600			2.3	2.3
7/0.5	14	G-200	G-100	133	106	100	93	1302	1042	976	911	5.50	700	63	51	2.1	2.1
8/0.5				152	121	114	106	1488	1190	1116	1042	6.28	800			3.5	2.0
9/0.5	15	G-200	G-100	171	137	128	119	1674	1339	1256	1172	7.06	900	75	63	3.4	1.8
10/0.5				190	152	142	133	1860	1488	1395	1302	7.85	1000			5.1	3.2
11/0.5	16	G-300	G-100	209	167	156	146	2046	1637	1534	1432	8.64	1100	81	75	4.9	3.1
12/0.5				228	182	171	159	2232	1786	1674	1562	9.42	1200			4.8	2.9
13/0.5	21	G-400	G-300	247	197	185	173	2418	1934	1814	1693	10.20	1300	90	81	5.7	4.7
14/0.5				266	212	199	186	2604	2083	1953	1823	10.99	1400			5.6	4.5
15/0.5	23	G-400	G-300	284	228	213	199	2790	2232	2092	1953	11.78	1500	100	90	5.4	4.4
16/0.5				303	243	228	212	2976	2381	2232	2083	12.56	1600			7.0	5.3
17/0.5	31	G-500	G-400	322	258	242	226	3162	2530	2372	2213	13.34	1700	110	100	6.9	5.2
18/0.5				341	273	256	239	3348	2678	2511	2344	14.13	1800			6.7	5.0
19/0.5	23	G-400	G-400	360	288	270	252	3534	2827	2650	2474	14.92	1900	100	90	6.6	4.9
20/0.5				379	303	284	266	3720	2976	2790	2604	15.70	2000			8.6	6.5
21/0.5	31	G-500	G-400	398	319	299	279	3906	3125	2930	2734	16.48	2100	110	100	8.4	6.3
22/0.5				417	334	313	292	4092	3274	3069	2864	17.27	2200			8.3	6.2
23/0.5	31	G-500	G-400	436	349	327	305	4278	3422	3208	2995	18.06	2300	110	100	8.2	6.0
24/0.5				455	364	341	319	4464	3571	3348	3125	18.84	2400			10.4	8.0
25/0.5	31	G-500	G-400	474	379	356	332	4650	3720	3488	3255	19.62	2500	110	100	10.2	7.9
26/0.5				493	394	370	345	4836	3869	3627	3385	20.41	2600			10.0	7.7
27/0.5	31	G-500	G-400	512	410	384	358	5022	4018	3766	3515	21.20	2700	110	100	9.8	7.6
28/0.5				531	425	398	372	5208	4166	3906	3646	21.98	2800			9.7	7.3
29/0.5	31	G-500	G-400	550	440	413	385	5394	4315	4046	3776	22.76	2900	110	100	9.5	7.2
30/0.5				569	455	427	398	5580	4464	4185	3906	23.55	3000			9.4	7.0
31/0.5	31	G-500	G-400	588	470	441	412	5766	4613	4324	4006	24.34	3100	110	100	11.8	9.2
32/0.5				607	486	455	425	5952	4762	4464	4166	25.12	3200			11.7	9.1
33/0.5	626	501	469	438	6138	4910	4604	4297	25.90	3300			11.6	9.0			

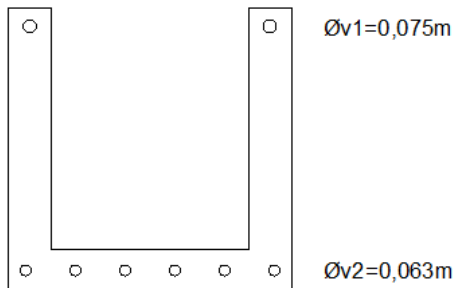
-P1o se distribuirá en dos tendones de 14 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 1400mm², cuyo valor de 0,75* fmax=1953 KN > P1o,n=1834,64 KN

-P2o se distribuirá en 6 tendones de 11 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 1100mm², cuyo valor de 0,75* fmax=1534 KN > P2o,n=1471,81 KN



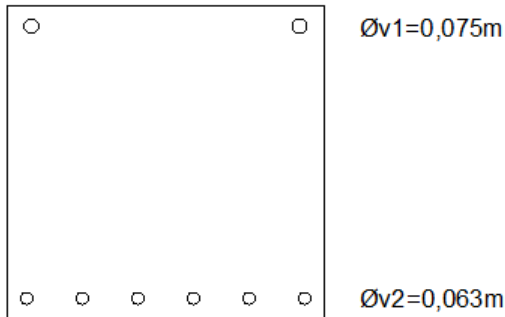
2.7. CARACTERÍSTICAS HOMOGENEIZADAS

2.7.1 Sección centro de luz:



	SECCIÓN	
	Bruta	Homogeneizada
A (m ²)	1,1125	1,153969908
V1(m)	1,006	1,000921906
V2(m)	-0,644	-0,649078094
I (m ⁴)	0,29328	0,302059234
emax	0,409351664	0,403274424
emin	-0,262050171	-0,261515502
ρ	0,406910203	0,402902986

2.7.2 Sección apoyo:



	SECCIÓN	
	Bruta	Homogeneizada
A (m ²)	2,7225	2,762277258
V1(m)	0,825	0,828968611
V2(m)	-0,825	-0,821031389
I (m ⁴)	0,617667188	0,637533518
emax	0,275	0,281109805
emin	-0,275	-0,27841823
ρ	0,333333333	0,3391079

La excentricidad de la fuerza resultante del pretensado se encuentra a -0,1m de la sección centro de luz bruta, o a 0,54m de la base de la viga en cualquier sección, al homogeneizar las mismas con el pretensado dispuesto con anterioridad, observamos que el mismo se encuentra dentro del núcleo de paso en la sección apoyo homogeneizada, por lo tanto el mismo no inducirá tensiones en la sección nombrada con anterioridad que puedan dañar el elemento, a continuación comprobaremos con las características homogeneizadas de las secciones que existe pretensado mínimo con las consideraciones dispuestas con anterioridad y que el mismo tiene una carrera para asegurar la funcionalidad de la construcción al largo de toda su vida útil.



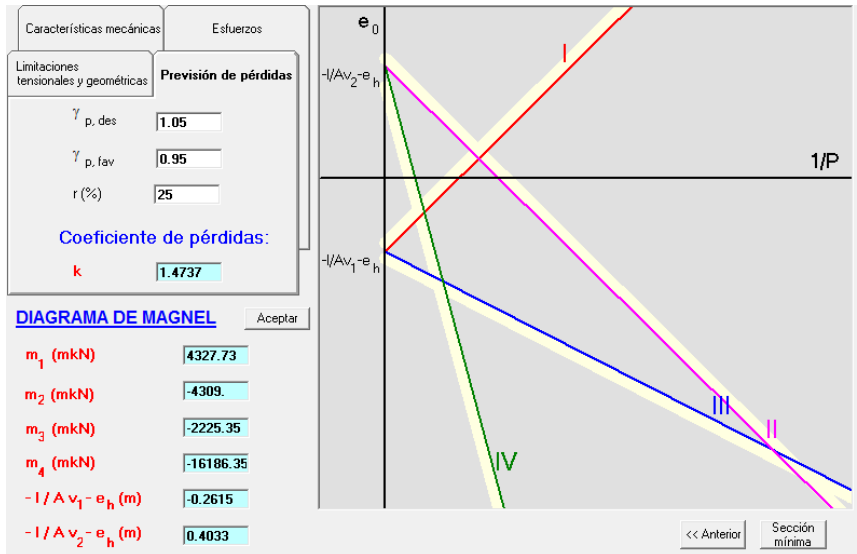
2.8. Comprobación sección mínima características homogeneizadas:

2.8.1. Datos de entrada:

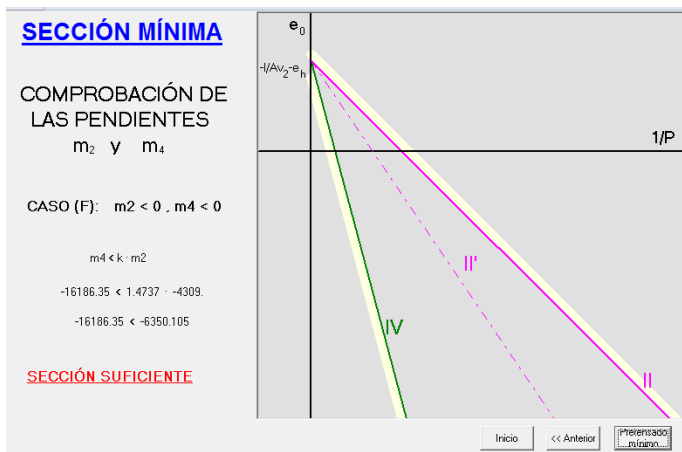
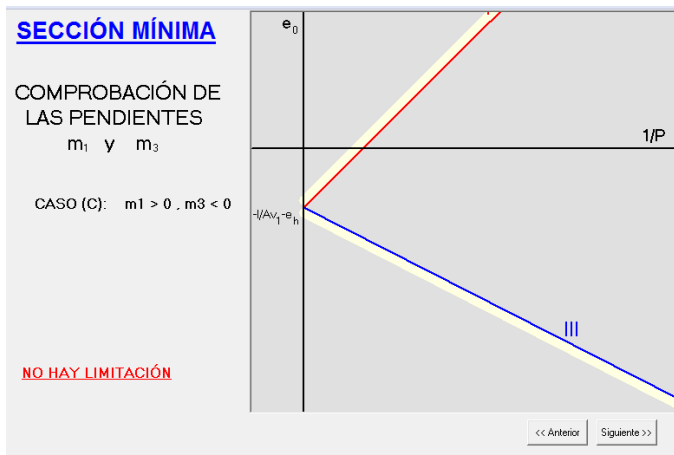
Limitaciones tensionales y geométricas		Previsión de pérdidas		Limitaciones tensionales y geométricas		Previsión de pérdidas	
Características mecánicas		Esfuerzos		Características mecánicas		Esfuerzos	
A (m ²)	<input type="text" value="1.153969"/>			$M_{máx}$ (mkN)	<input type="text" value="4725.7"/>		
I (m ⁴) · 10 ⁴	<input type="text" value="3020.592"/>			$M_{mín}$ (mkN)	<input type="text" value="2225.35"/>		
v_1 (m)	<input type="text" value="1.000921"/>			$MF_{máx}$ (mkN)	<input type="text" value="4309.64"/>		
v_2 (m)	<input type="text" value="-0.649078"/>			$MF_{mín}$ (mkN)	<input type="text" value="2225.35"/>		
				e_h (m)	<input type="text" value="0"/>		

Limitaciones tensionales y geométricas		Previsión de pérdidas		Limitaciones tensionales y geométricas		Previsión de pérdidas	
Limitaciones tensionales y geométricas		Previsión de pérdidas		Limitaciones tensionales y geométricas		Previsión de pérdidas	
$\sigma_{cs,1}$ (MPa)	<input type="text" value="30"/>			$\gamma_{p, des}$	<input type="text" value="1.05"/>		
$\sigma_{ci,1}$ (MPa)	<input type="text" value="0"/>			$\gamma_{p, fav}$	<input type="text" value="0.95"/>		
$\sigma_{cs,2}$ (MPa)	<input type="text" value="30"/>			r (%)	<input type="text" value="25"/>		
$\sigma_{ci,2}$ (MPa)	<input type="text" value="0"/>			Coefficiente de pérdidas:			
$e_{0máx}$ (m)	<input type="text" value="0.9"/>			k	<input type="text" value="1.4737"/>		
$e_{0mín}$ (m)	<input type="text" value="-0.1"/>						

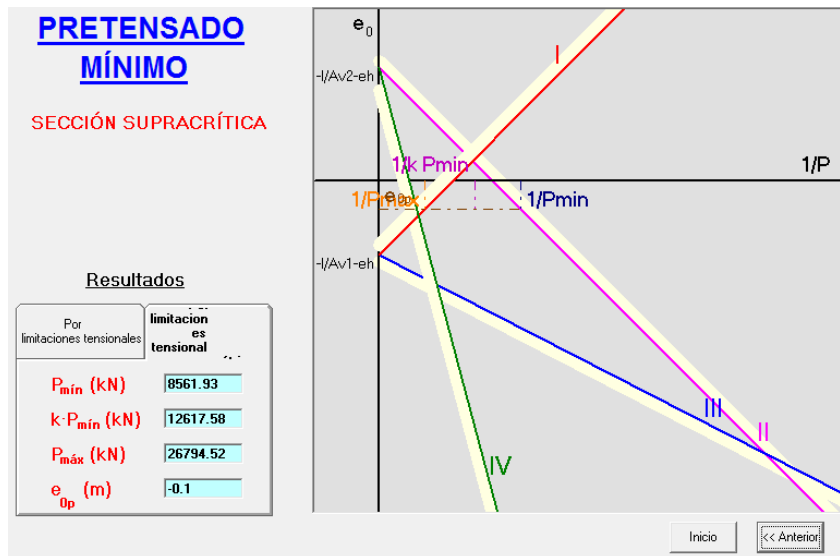
2.8.2. Diagrama de Magnel:



2.8.3. Sección mínima:



2.8.4. Pretensado mínimo:



2.8.5. Comprobación del dimensionamiento de la armadura activa:

$$P_{ki} = \frac{P_{min}}{0,95(1-0,25)} = 12016,74 \text{ KN}$$

$$P_o = \frac{P_{ki}}{0,95} = 12649,2 \text{ KN} \quad e_{op} = -0,1 \text{ m}$$

$$\sigma_{p0,max} \leq \min(0,75 \cdot f_{max} ; 0,95 f_{pk}) = \min(1395 \text{ MPa} ; 1530 \text{ MPa}) = 1395 \text{ MPa}$$

-Esta resultante la distribuiremos en dos fuerzas de tesado, una superior y otra inferior, que se encuentren dentro de la sección de hormigón:

$$P_{1o} = 3741,31 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad e_{op1} = 0,9 \text{ m} \quad n = 2$$

$$P_{1o,n} = \frac{P_{1o}}{n} = 1870,65 \text{ KN}$$

$$P_{2o} = 8907,88 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad e_{op2} = -0,525 \text{ m} \quad n = 6$$

$$P_{2o,n} = \frac{P_{2o}}{n} = 1484,65 \text{ KN}$$

- P_{1o} se distribuirá en dos tendones de 14 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 1400mm², cuyo valor de 0,75 * f_{max} = 1953 KN > $P_{1o,n}$ = 1870,65 KN

- P_{2o} se distribuirá en 6 tendones de 11 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 1100mm², cuyo valor de 0,75 * f_{max} = 1534 KN > $P_{2o,n}$ = 1484,65 KN



Con lo cual el dimensionamiento anteriormente definido cumple las limitaciones tensionales expuestas en la EHE para la armadura activa, al no tener que variar las características mecánicas homogeneizadas podemos comprobar observando las excentricidades máximas y mínimas que el pretensado dispuesto se encuentra en el núcleo central de la sección apoyo, por lo tanto el mismo no inducirá tracciones que pudieran dañar la estructura.



3. Vanos exteriores de 12,70m de luz:

-Cálculo los momentos flectores máximo y mínimo producidos por la combinación de acciones exteriores más desfavorable (M_{max} , M_{min}) y por la combinación frecuente (MF_{max} , MF_{min}), en la sección determinante centro de luz:

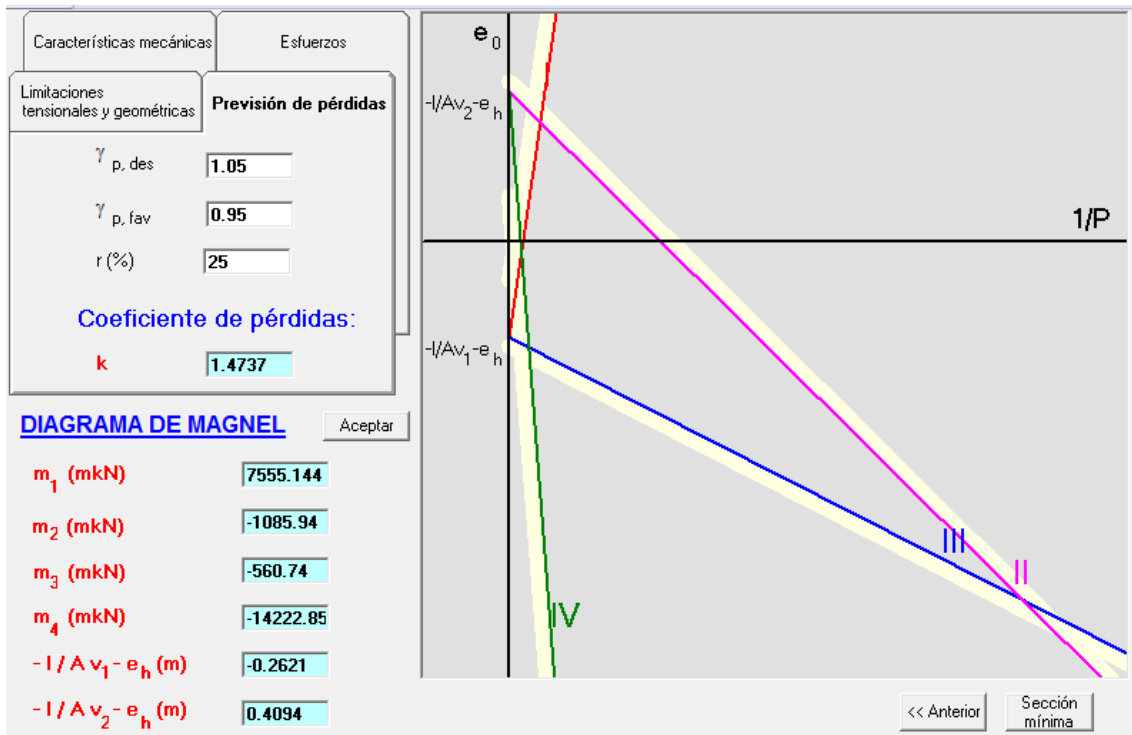
- Tesado: $M_{max}=M_{min}=MF_{max}=MF_{min}=560,74$ KNm
- Servicio: $M_{max}=1190,78$ KNm
 $M_{min}=981,1$ KNm
 $MF_{max}=1085,94$ KNm
 $MF_{min}=981,1$ KNm

-Al no variar las secciones y poseer la misma capacidad mecánica, nos encontramos como en el caso anterior que la resultante del pretensado debe encontrarse dentro del núcleo central de la sección apoyo para evitar inducir fuerzas al elemento que puedan dañar el mismo antes del final de su vida útil, $e_{min}=-0,1m$ (posteriormente comprobaremos sección mínima en centro de luz, homogeneizaremos las secciones de hormigón con el pretensado pertinente y comprobaremos que tiene suficiente carrera y que el mismo se encuentra en el núcleo central de la sección homogeneizada).

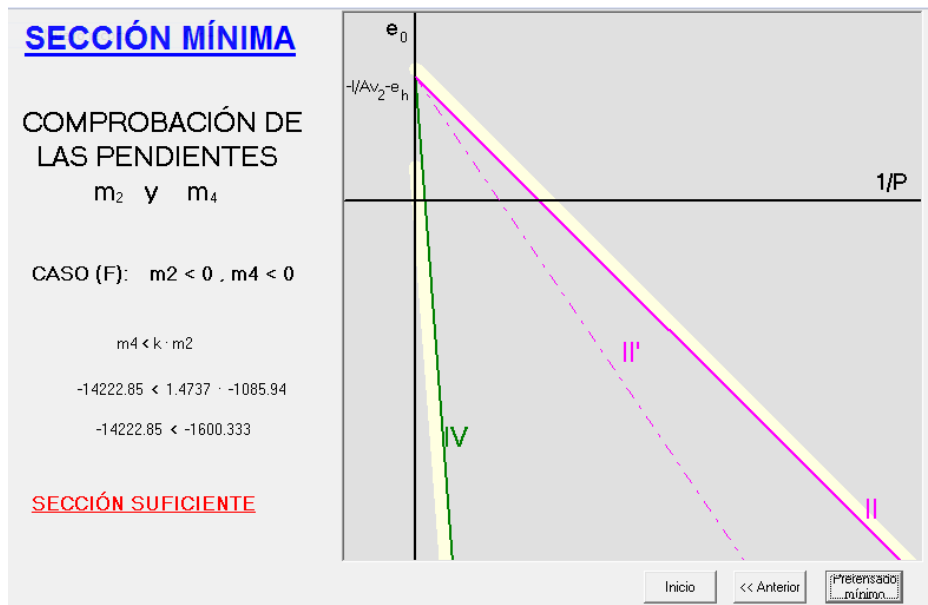
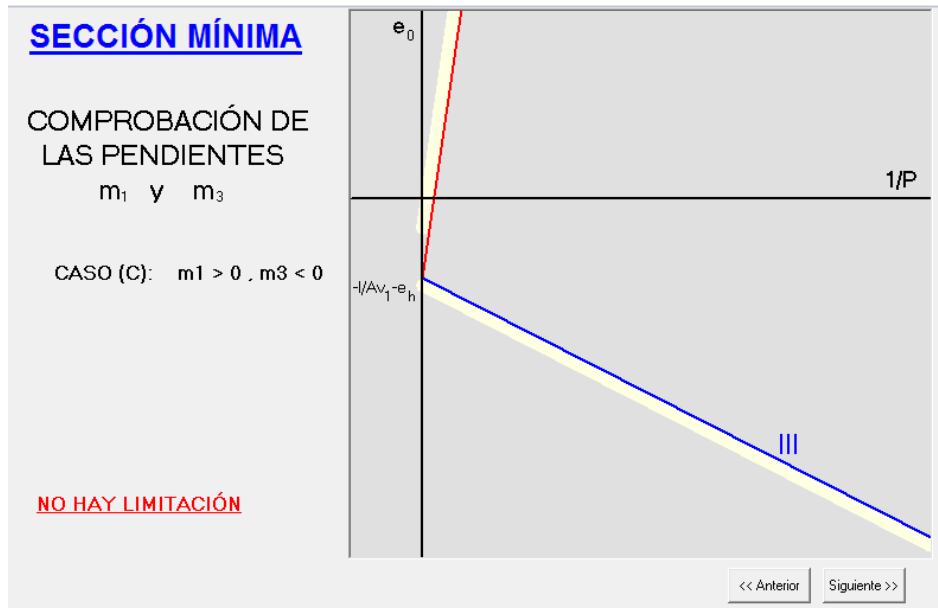
3.1. Datos de entrada:

<p>Limitaciones tensionales y geométricas</p> <p>Características mecánicas</p> <p>A (m²) <input type="text" value="1.1125"/></p> <p>I (m⁴) · 10⁴ <input type="text" value="2932.8"/></p> <p>v₁ (m) <input type="text" value="1.006"/></p> <p>v₂ (m) <input type="text" value="-0.644"/></p>	<p>Previsión de pérdidas</p> <p>Esfuerzos</p>	<p>Limitaciones tensionales y geométricas</p> <p>Características mecánicas</p> <p>M_{máx} (mkN) <input type="text" value="1190.78"/></p> <p>M_{mín} (mkN) <input type="text" value="560.74"/></p> <p>MF_{máx} (mkN) <input type="text" value="1085.94"/></p> <p>MF_{mín} (mkN) <input type="text" value="560.74"/></p> <p>e_h (m) <input type="text" value="0"/></p>	<p>Previsión de pérdidas</p> <p>Esfuerzos</p>
<p>Limitaciones tensionales y geométricas</p> <p>Características mecánicas</p> <p>σ_{cs,1} (MPa) <input type="text" value="30"/></p> <p>σ_{ci,1} (MPa) <input type="text" value="0"/></p> <p>σ_{cs,2} (MPa) <input type="text" value="30"/></p> <p>σ_{ci,2} (MPa) <input type="text" value="0"/></p> <p>e_{0máx} (m) <input type="text" value="0.906"/></p> <p>e_{0mín} (m) <input type="text" value="-0.1"/></p>	<p>Previsión de pérdidas</p> <p>Esfuerzos</p>	<p>Limitaciones tensionales y geométricas</p> <p>Características mecánicas</p> <p>γ_{p, des} <input type="text" value="1.05"/></p> <p>γ_{p, fav} <input type="text" value="0.95"/></p> <p>r (%) <input type="text" value="25"/></p> <p>Coefficiente de pérdidas:</p> <p>k <input type="text" value="1.4737"/></p>	<p>Previsión de pérdidas</p> <p>Esfuerzos</p>

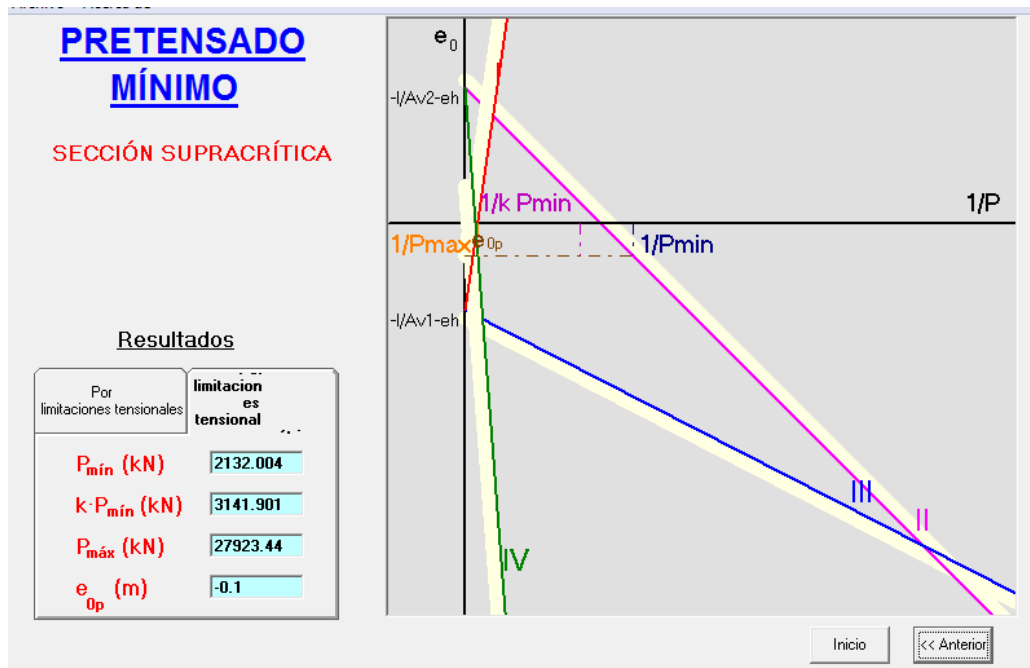
3.2. Diagrama de Magnel:



3.3. Comprobación sección mínima:



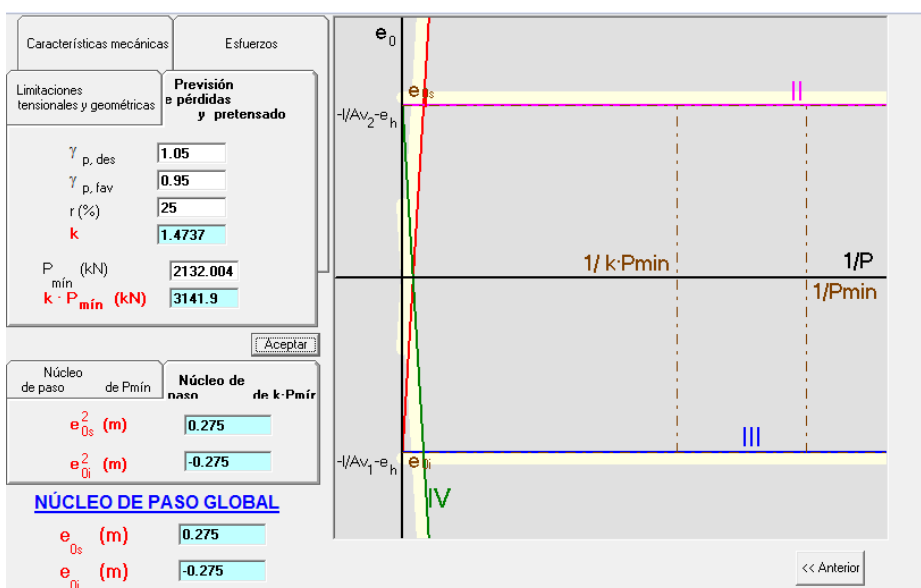
3.4. Pretensado mínimo:



3.5. Comprobamos que se encuentra dentro del núcleo de paso de la sección apoyo:

Limitaciones tensionales y geométricas	Previsión de pérdidas y pretensado	Limitaciones tensionales y geométricas	Previsión de pérdidas y pretensado
Características mecánicas	Esfuerzos	Características mecánicas	Esfuerzos
A (m ²)	<input type="text" value="2.7225"/>	M _{máx} (kN·m)	<input type="text" value="0"/>
I (m ⁴) · 10 ⁴	<input type="text" value="6176.6711"/>	M _{mín} (kN·m)	<input type="text" value="0"/>
v ₁ (m)	<input type="text" value="0.825"/>	M _{máx} ^F (kN·m)	<input type="text" value="0"/>
v ₂ (m)	<input type="text" value="-0.825"/>	M _{mín} ^F (kN·m)	<input type="text" value="0"/>
		e _h (m)	<input type="text" value="0"/>

Limitaciones tensionales y geométricas	Previsión de pérdidas y pretensado	Limitaciones tensionales y geométricas	Previsión de pérdidas y pretensado
Limitaciones tensionales y geométricas	Previsión de pérdidas y pretensado	Limitaciones tensionales y geométricas	Previsión de pérdidas y pretensado
σ _{cs,1} (MPa)	<input type="text" value="30"/>	γ _{p, des}	<input type="text" value="1.05"/>
σ _{ci,1} (MPa)	<input type="text" value="0"/>	γ _{p, fav}	<input type="text" value="0.95"/>
σ _{cs,2} (MPa)	<input type="text" value="30"/>	r (%)	<input type="text" value="25"/>
σ _{ci,2} (MPa)	<input type="text" value="0"/>	k	<input type="text"/>
e _{0máx} (m)	<input type="text" value="0.725"/>	P _{mín} (kN)	<input type="text" value="2132.004"/>
e _{0mín} (m)	<input type="text" value="-0.725"/>	k · P_{mín} (kN)	<input type="text"/>





3.6. Dimensionamiento de la armadura activa:

$$P_{ki} = \frac{P_{min}}{0,95(1-0,25)} = 2992,28 \text{ KN}$$

$$P_o = \frac{P_{ki}}{0,95} = 3149,78 \text{ KN} \quad eop = -0,1\text{m (en la sección centro de luz bruta)}$$

$$\sigma_{p,max} \leq \min(0,75 \cdot f_{max} ; 0,95 f_{pk}) = \min(1395 \text{MPa} ; 1530 \text{MPa}) = 1395 \text{MPa}$$

-Esta resultante la distribuiremos en dos fuerzas de tesado, una superior y otra inferior, que se encuentren dentro de la sección de hormigón:

$$P_{1o} = 925,11 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad eop1 = 0,91\text{m} \quad n=2$$

$$P_{1o,n} = \frac{P_{1o}}{n} = 462,56 \text{ KN}$$

$$P_{2o} = 2224,67 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad eop2 = -0,52\text{m} \quad n=4$$

$$P_{2o,n} = \frac{P_{2o}}{n} = 556,17 \text{ KN}$$

Table II
0.5" STRAND (12.9 mm.)
ACCORDING TO BS. 5896 : 1980 STANDARD

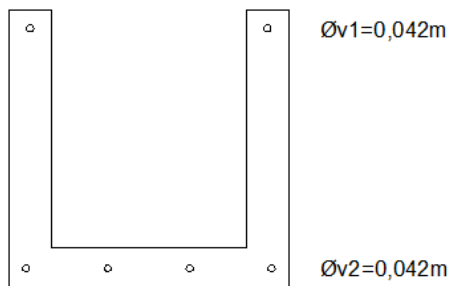
TENDON TYPE 0.5" SUPER	TRUMPET REF. SERIES (1)	JACK REFERENCE	TENDON CAPACITY				TENDON CAPACITY				Weight of Tendon (Kg./m.)	Section of Tendon (mm ²)	SHEATHING		CEMENT (4)	
			Grade Super P _{pu} = 18 966 Kg. Section 100mm ² Weight 0.785 Kg/m.				Grade Super P _{pu} = 186 KN. Section 100mm ² Weight 0.785 Kg/m.						Ω (2)	Ø (3)	Ω (Kg.)	Ø (Kg.)
			Tons (m.)				KN						f _{pu}	0.80	0.75	0.70
3/0.5	11	G-60	57	46	43	40	558	446	418	391	2.36	300	42	42	1.7	1.7
4/0.5	12	G-100	76	61	57	53	744	595	558	521	3.14	400			1.6	1.6
5/0.5	13		95	76	71	66	930	744	698	651	3.92	500	51	51	2.4	2.4
6/0.5	13	G-200	114	91	85	80	1116	893	837	781	4.71	600			2.3	2.3
7/0.5	14		133	106	100	93	1302	1042	976	911	5.50	700	63	51	2.1	2.1
8/0.5	14	G-300	152	121	114	106	1488	1190	1116	1042	6.28	800			3.5	2.0
9/0.5	15		171	137	128	119	1674	1339	1256	1172	7.06	900	75	63	3.4	1.8
10/0.5	15	G-400	190	152	142	133	1860	1488	1395	1302	7.85	1000			5.1	3.2
11/0.5	16		209	167	156	146	2046	1637	1534	1432	8.64	1100	81	75	4.9	3.1
12/0.5	16	G-500	228	182	171	159	2232	1786	1674	1562	9.42	1200			4.8	2.9
13/0.5	21		247	197	185	173	2418	1934	1814	1693	10.20	1300	90	81	5.7	4.7
14/0.5	21	G-600	266	212	199	186	2604	2083	1953	1823	10.99	1400			5.6	4.5
15/0.5	23		284	228	213	199	2790	2232	2092	1953	11.78	1500	90	81	5.4	4.4
16/0.5	23	G-700	303	243	228	212	2976	2381	2232	2083	12.56	1600			7.0	5.3
17/0.5	23		322	258	242	226	3162	2530	2372	2213	13.34	1700	100	90	6.9	5.2
18/0.5	23	G-800	341	273	256	239	3348	2678	2511	2344	14.13	1800			6.7	5.0
19/0.5	31		360	288	270	252	3534	2827	2650	2474	14.92	1900	100	90	6.6	4.9
20/0.5	31	G-900	379	303	284	266	3720	2976	2790	2604	15.70	2000			8.6	6.5
21/0.5	31		398	319	299	279	3906	3125	2930	2734	16.48	2100	110	100	8.4	6.3
22/0.5	31	G-1000	417	334	313	292	4092	3274	3069	2864	17.27	2200			8.3	6.2
23/0.5	31		436	349	327	305	4278	3422	3208	2995	18.06	2300	110	100	8.2	6.0
24/0.5	31	G-1100	455	364	341	319	4464	3571	3348	3125	18.84	2400			10.4	8.0
25/0.5	31		474	379	356	332	4650	3720	3488	3255	19.62	2500	110	100	10.2	7.9
26/0.5	31	G-1200	493	394	370	345	4836	3869	3627	3385	20.41	2600			10.0	7.7
27/0.5	31		512	410	384	358	5022	4018	3765	3515	21.20	2700	110	100	9.9	7.6
28/0.5	31	G-1300	531	425	398	372	5208	4166	3906	3646	21.98	2800			9.8	7.5
29/0.5	31		550	440	413	385	5394	4315	4046	3776	22.76	2900	110	100	9.7	7.3
30/0.5	31	G-1400	569	455	427	398	5580	4464	4185	3906	23.55	3000			9.5	7.2
31/0.5	31		588	470	441	412	5766	4613	4324	4066	24.34	3100	110	100	9.4	7.0
32/0.5	31	G-1500	607	486	455	425	5952	4762	4464	4166	25.12	3200			11.8	9.2
33/0.5	31		626	501	469	438	6138	4910	4604	4297	25.90	3300	110	100	11.7	9.1

-P1o se distribuirá en dos tendones de 4 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 400mm², cuyo valor de $0,75 * f_{max}=558 \text{ KN} > P_{1o,n}=462,56 \text{ KN}$

-P2o se distribuirá en 4 tendones de 4 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 400mm², cuyo valor de $0,75 * f_{max}=558 \text{ KN} > P_{20,n}=556,17 \text{ KN}$

3.7. CARACTERÍSTICAS HOMOGENEIZADAS

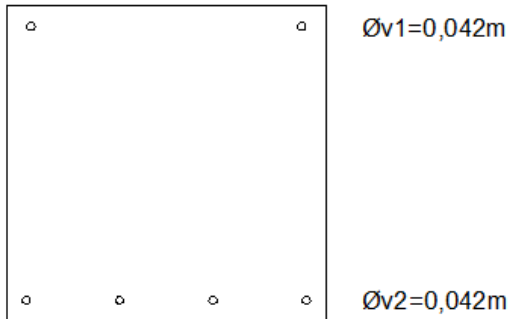
3.7.1. Sección centro de luz:



	SECCIÓN	
	Bruta	Homogeneizada
A (m ²)	1,1125	1,122655896
V1(m)	1,006	0,999489656
V2(m)	-0,644	-0,650510344
I (m ⁴)	0,29328	0,287810655
emax	0,409351664	0,394099605
emin	-0,262050171	-0,256496771
ρ	0,406910203	0,394300834



3.7.2. Sección apoyo:



	SECCIÓN	
	Bruta	Homogeneizada
A (m ²)	2,7225	2,732655896
V1(m)	0,825	0,825837126
V2(m)	-0,825	-0,824162874
I (m ⁴)	0,617667188	0,622759138
emax	0,275	0,276517177
emin	-0,275	-0,275956583
ρ	0,333333333	0,334832582

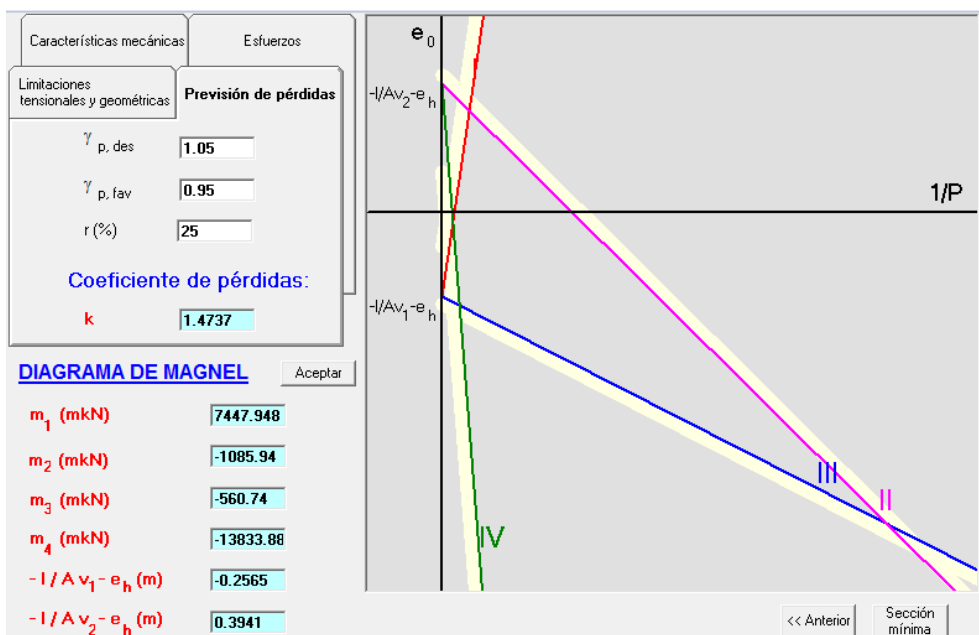
La excentricidad de la fuerza resultante del pretensado se encuentra a -0,1m de la sección centro de luz bruta, o a 0,54m de la base de la viga en cualquier sección, al homogeneizar las mismas con el pretensado dispuesto con anterioridad, observamos que el mismo se encuentra dentro del núcleo de paso en la sección apoyo homogeneizada, por lo tanto el mismo no inducirá tensiones en la sección nombrada con anterioridad que puedan dañar el elemento, a continuación comprobaremos con las características homogeneizadas de las secciones que existe pretensado mínimo con las consideraciones dispuestas con anterioridad y que el mismo tiene una carrera para asegurar la funcionalidad de la construcción al largo de toda su vida útil.

3.8. Comprobación sección mínima características homogeneizadas:

3.8.1. Datos de entrada:

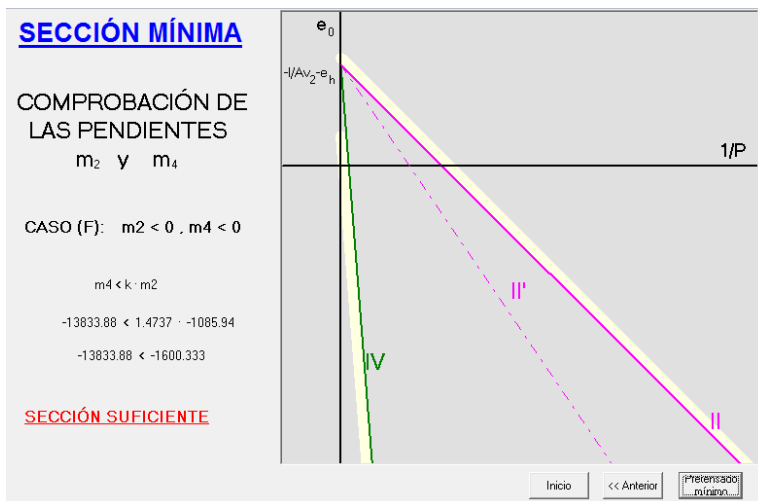
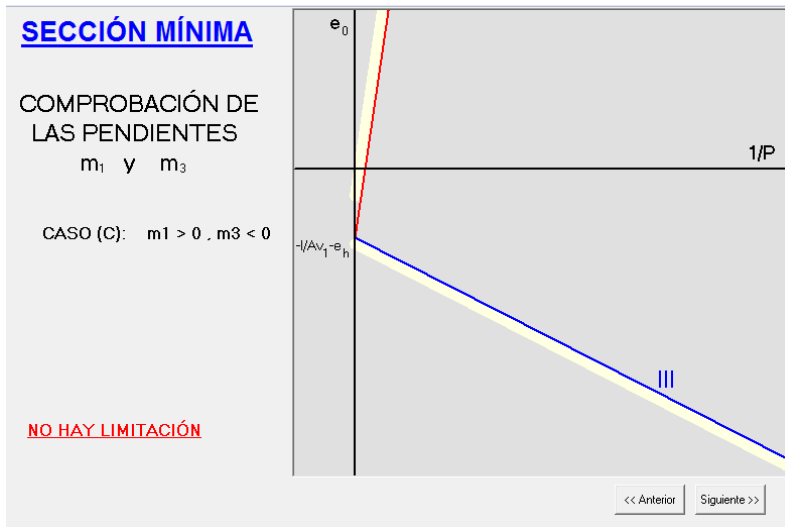
Características mecánicas Limitaciones tensionales y geométricas $\sigma_{cs,1}$ (MPa) <input type="text" value="30"/> $\sigma_{ci,1}$ (MPa) <input type="text" value="0"/> $\sigma_{cs,2}$ (MPa) <input type="text" value="30"/> $\sigma_{ci,2}$ (MPa) <input type="text" value="0"/> $e_{0máx}$ (m) <input type="text" value="0.9"/> $e_{0mín}$ (m) <input type="text" value="-0.1"/>	Esfuerzos Previsión de pérdidas $M_{máx}$ (mkN) <input type="text" value="1190.78"/> $M_{mín}$ (mkN) <input type="text" value="560.74"/> $MF_{máx}$ (mkN) <input type="text" value="1085.94"/> $MF_{mín}$ (mkN) <input type="text" value="560.74"/> e_h (m) <input type="text" value="0"/>	Limitaciones tensionales y geométricas Características mecánicas A (m ²) <input type="text" value="1.122655"/> I (m ⁴) · 10 ⁴ <input type="text" value="2878.106"/> v_1 (m) <input type="text" value="0.999489"/> v_2 (m) <input type="text" value="-0.650510"/>	Previsión de pérdidas Esfuerzos $\gamma_{p,des}$ <input type="text" value="1.05"/> $\gamma_{p,fav}$ <input type="text" value="0.95"/> r (%) <input type="text" value="25"/> Coeficiente de pérdidas: k <input type="text" value="1.4737"/>
---	---	--	--

3.8.2. Diagrama de Magnel:

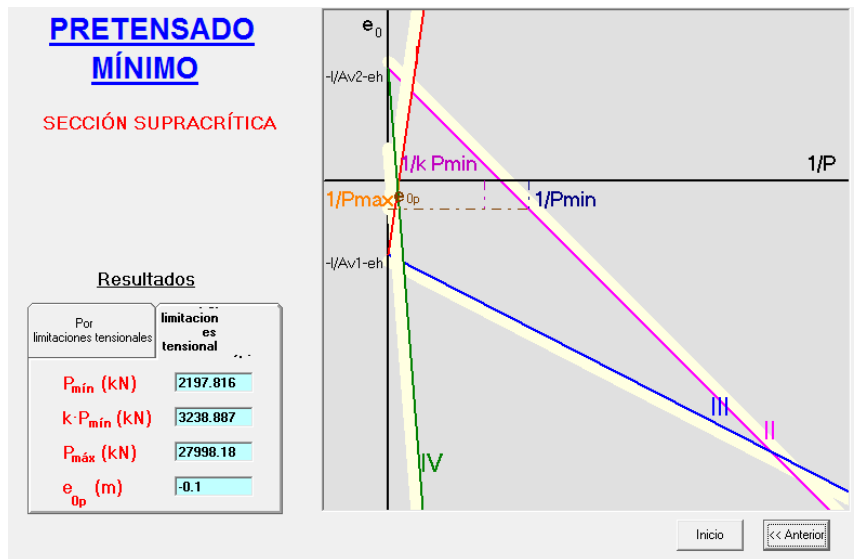




3.8.3. Sección mínima:



3.8.4. Pretensado mínimo:



3.8.5. Comprobación del dimensionamiento de la armadura activa:

$$P_{ki} = \frac{P_{mín}}{0,95(1-0,25)} = 3084.65 \text{ KN}$$

$$P_o = \frac{P_{ki}}{0,95} = 3247 \text{ KN} \quad e_{op} = -0,1 \text{ m}$$

$$\sigma_{po,max} \leq \min(0,75 \cdot f_{max} ; 0,95 f_{pk}) = \min(1395 \text{ MPa} ; 1530 \text{ MPa}) = 1395 \text{ MPa}$$

-Esta resultante la distribuiremos en dos fuerzas de tesado, una superior y otra inferior, que se encuentren dentro de la sección de hormigón:

$$P_{1o} = 960.38 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad e_{op1} = 0,9 \text{ m} \quad n=2$$

$$P_{1o,n} = \frac{P_{1o}}{n} = 480,19 \text{ KN}$$

$$P_{2o} = 2286.62 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad e_{op2} = -0,52 \text{ m} \quad n=4$$

$$P_{2o,n} = \frac{P_{2o}}{n} = 571.65 \text{ KN}$$

- P_{1o} se distribuirá en dos tendones de 4 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 400mm², cuyo valor de 0,75 * f_{max} = 558 KN > $P_{1o,n}$ = 480,19 KN



-P2o se distribuirá en 4 tendones de 4 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 400mm², cuyo valor de $0,75 \cdot f_{max} = 558 \text{ KN} < P_{20}, n = 571,65 \text{ KN}$

Por consiguiente el pretensado de la posición 2 no cumple las limitaciones tensionales, es necesario incrementar el área de pretensado, P2o se distribuirá en 5 tendones de 4 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 400mm², cuyo valor de $0,75 \cdot f_{max} = 558 \text{ KN} > P_{20}, n = 457,32 \text{ KN}$

3.9. Nuevas características homogeneizadas en los vanos exteriores de 12,7m de luz:

3.9.1. Características seccionales sección centro de luz:

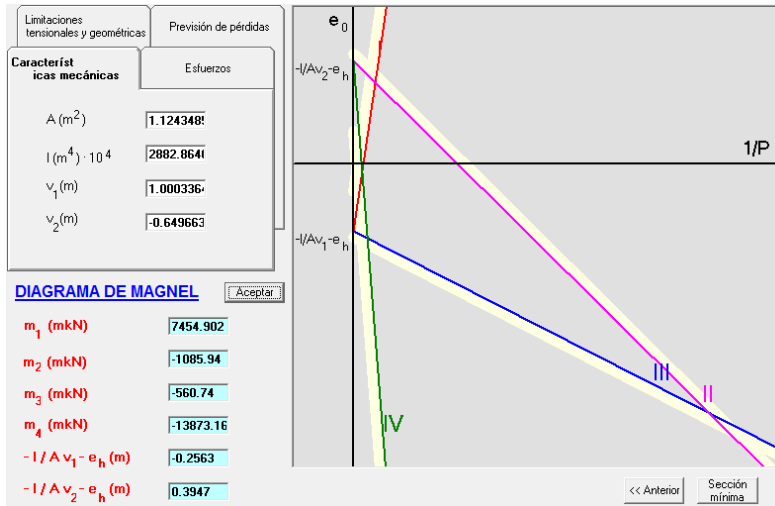
	SECCIÓN	
	Bruta	Homogeneizada
A (m ²)	1.1125	1.124348545
V1(m)	1.006	1.000336487
V2(m)	-0.644	-0.649663513
I (m ⁴)	0.29328	0.288286407
emax	0.409351664	0.394670556
emin	-0.262050171	-0.256316813
ρ	0.406910203	0.394537799

3.9.2. Características seccionales sección apoyo:

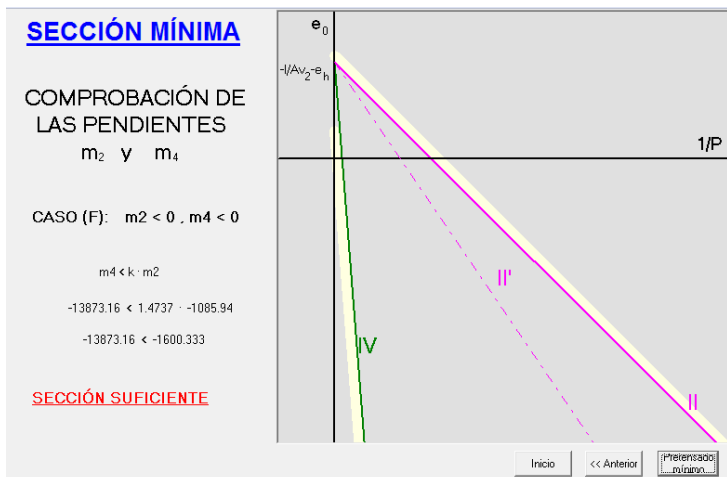
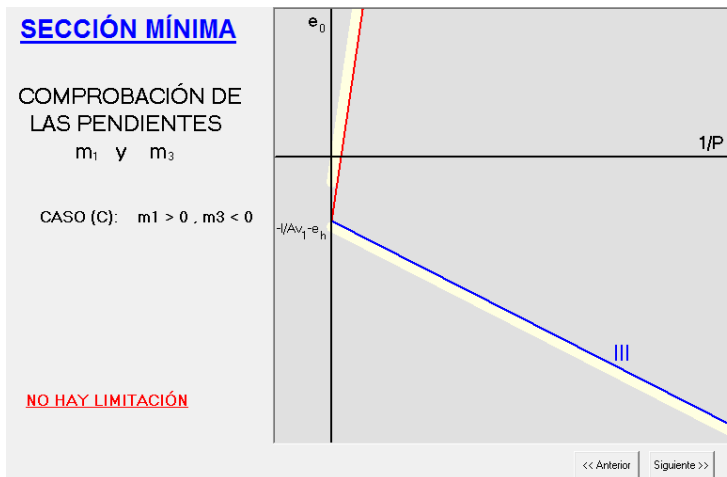
	SECCIÓN	
	Bruta	Homogeneizada
A (m ²)	2.7225	2.734348545
V1(m)	0.825	0.826346395
V2(m)	-0.825	-0.823653605
I (m ⁴)	0.61766718	0.623889372
emax	0.274999997	0.277018715
emin	-0.274999997	-0.276116003
ρ	0.333333329	0.335233163

3.10. Recalculamos Pmin con estas características mecánicas:

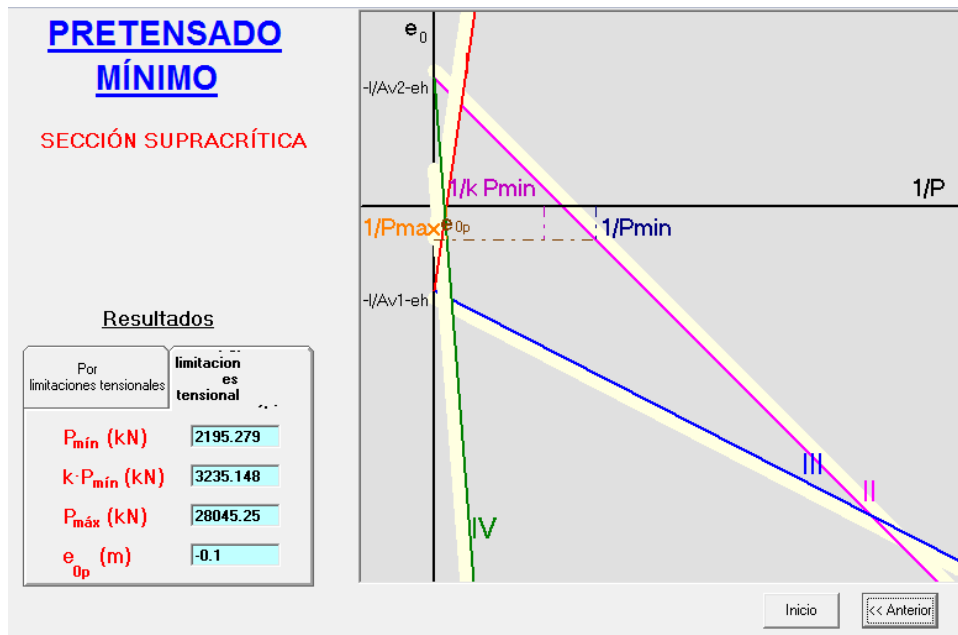
3.10.1 Diagrama de Magnel:



3.10.2. Sección mínima:



3.10.3. Pretensado mínimo:





3.10.4. Comprobación del dimensionamiento de la armadura activa:

$$P_{ki} = \frac{P_{min}}{0,95(1-0,25)} = 3081.09 \text{ KN}$$

$$P_o = \frac{P_{ki}}{0,95} = 3243.25 \text{ KN} \quad e_{op} = -0,1\text{m}$$

$$\sigma_{p0, \max} \leq \min(0,75 \cdot f_{max} ; 0,95 f_{pk}) = \min(1395 \text{ MPa} ; 1530 \text{ MPa}) = 1395 \text{ MPa}$$

-Esta resultante la distribuiremos en dos fuerzas de tesado, una superior y otra inferior, que se encuentren dentro de la sección de hormigón:

$$P_{1o} = 959.27 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad e_{op1} = 0,9\text{m} \quad n=2$$

$$P_{1o, n} = \frac{P_{1o}}{n} = 479.64 \text{ KN}$$

$$P_{2o} = 2283.98 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad e_{op2} = -0,52\text{m} \quad n=5$$

$$P_{2o, n} = \frac{P_{2o}}{n} = 456.79 \text{ KN}$$

-P_{1o} se distribuirá en dos tendones de 4 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 400mm², cuyo valor de 0,75* f_{max}=558 KN > P_{1o, n}=479.64 KN

-P_{2o} se distribuirá en 4 tendones de 4 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 400mm², cuyo valor de 0,75* f_{max}=558 KN > P_{2o, n}=456.79 KN

Con lo cual, como en el caso anterior, el dimensionamiento definido cumple las limitaciones tensionales expuestas en la EHE para la armadura activa, al no tener que variar las características mecánicas homogeneizadas podemos comprobar observando las excentricidades máximas y mínimas que el pretensado dispuesto se encuentra en el núcleo central de la sección apoyo, por lo tanto el mismo no inducirá tracciones que pudieran dañar la estructura, siendo esta una solución viable, de no mucha dificultad de construcción, en la que podemos aprovechar al máximo las características del hormigón y es posible que el resultado total de quilogramos de acero (tanto en armaduras activas como pasivas) sea mucho menor que en la solución en hormigón armado.



4. Calculo de las pérdidas del pretensado

Características sección homogeneizada sección final	
Ah2	1,663734885
Sh2	1,653969601
V2	-0,994130505
V1	0,905869495
Ix	2,397427632
Ih2	0,753165997

Sección centro de luz vigas de 25,7 m de luz, necesarias para el cálculo de las perdidas diferidas.

Características sección homogeneizada sección final	
Ah2	1,634113522
Sh2	1,638278742
V2	-1,002548917
V1	0,897451083
Ix	2,376926467
Ih2	0,734471887

Sección centro de luz vigas de 12,7 m de luz, necesarias para el cálculo de las perdidas diferidas.



4.1. Pérdidas instantáneas.

4.1.1. Vigas de 25,3m de luz

-Pérdidas por penetración de cuñas:

A=Penetración de cuñas=6 mm

L=Longitud total del tendón recto=25,3 + (separación hasta el gato de tesado)=27m

E_p = Módulo de deformación longitudinal de la armadura activa=190000N/mm²

A_p =Sección de la armadura activa=9400mm²

$$\Delta P_2 = \frac{a}{L} E_p A_p = 396,89 \text{ KN}$$

-Relajación a temperatura ambiente hasta la transferencia y relajación adicional de la armadura debida al proceso de calefacción.

Según la EHE-08, en el artículo 20.2.3. En ausencia de información se podrá adoptar como suma de estas pérdidas el valor de la relajación a las 10⁶ horas a 20°C.

-Pérdidas por dilatación térmica de la armadura debida al proceso de calefacción:

K=coeficiente experimental, a determinar en fábrica y que, en ausencia de ensayos, puede tomarse = 0,5

α =coeficiente de dilatación térmica de la armadura activa, se ha tomado como=0,000012

E_p = Módulo de deformación longitudinal de la armadura activa=190000N/mm²

T_{max} = Temperatura máxima en °C alcanzada durante el curado térmico= 90

T_a = Temperatura media en °C del ambiente durante la fabricación= 20

$$\Delta P = K\alpha E_p(T_{max}-T_a) = 750,12 \text{ KN}$$

-Retracción anterior a la transferencia (no se ha tenido en cuenta debido a tener un efecto despreciable).



-Acortamiento elástico instantáneo al transferir:

σ_{cp} = Tensión en el hormigón en la fibra correspondiente al centro de gravedad de las armaduras activas y al peso propio, obtenida a partir de las características homogeneizadas de la sección= 11,45 MPa

$$\Delta \text{acortamiento}_{\text{elastico}} = \sigma_{cp} \frac{A_p E_p}{E_{cm}} = 547,91 \text{ KN}$$

4.1.2. Vigas de 12,7 m de luz

Se ha seguido la misma metodología que en el caso anterior, con las mismas hipótesis. Posteriormente se adjuntara el resumen de las mismas.

4.2. Perdidas diferidas.

4.2.1. Vigas de 25,3m de luz

-Perdidas diferidas del pretensado:

y_p = Distancia del centro de gravedad de las armaduras activas al centro de gravedad de la sección= -0,454 m

N = Coeficiente de equivalencia= $E_p/E_c = 5,231623235$

$\varphi(t, t_0)$ = Coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento del tesado (t_0), según artículo 39.8. De la EHE-08= 1,299047779

ϵ_{cs} = Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación del tesado, según el artículo 39.7. De la EHE-08= 0,000265437

σ_{cp} = Tensión en el hormigón en la fibra correspondiente al centro de gravedad de las armaduras activas, debida a la acción del pretensado, el peso propio y la carga muerta. Se ha obtenido esta tensión por superposición de estados debido a la variación de características seccionales antes y después de la ejecución del hormigón de segunda fase= 11,45+ 1,86= 13,31 MPa.

$\Delta \sigma_{pr}$ = Perdida por relajación a longitud constante. Puede evaluarse utilizando la siguiente expresión: $\Delta \sigma_{pr} = \rho f \frac{P_{ki}}{A_p} = 0,356447305 \text{ MPa}$, siendo $\rho f = 0,064002951$ el valor de la relajación a longitud constante a tiempo infinito, según el artículo 38.9. De la EHE-08, y A_p el área total de las armaduras activas.



P_{ki} es el valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontando las pérdidas instantáneas.

A_c = Área de la sección de hormigón= 1,1125m²

I_c =inercia de la sección de hormigón= 0,753165997 m⁴

χ = Coeficiente de envejecimiento. Simplificadamente, y para evaluaciones a tiempo infinito, podrá adoptarse 0,8

$$\Delta P_{dif} = \frac{n\varphi(t, t_0)\sigma_{cp} + E_p\varepsilon_{cs}(t, t_0) + 0,80\Delta\sigma_{pr}}{1 + n \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c y_p^2}{I_c}\right) (1 + \chi\varphi(t, t_0))} A_p$$

ΔP_{dif} = 1092,645 KN

4.2.2. Vigas de 12,7 m de luz

Se ha seguido la misma metodología que en el caso anterior, con las mismas hipótesis.



4.2.3. Resumen tensiones de pretensado

-Vigas centrales de 25,7 m de luz:

Resumen de las tensiones del pretensado		
Po=	12649,2	KN
$\Delta P2=$	396,8888889	KN
%Pins/Po	3,137660001	
Pki=	12252,31111	KN
$\Delta p_{\text{acortamiento_elastico}}=$	547,907381	KN
$\Delta p_{\text{dilatación_termica}}=$	750,12	KN
$\Delta p_{\text{dif}}=$	1092,644554	KN
%Pdif/Pki	8,917864919	
K	1,373202551	
Pf=	9861,639176	KN

-Vigas exteriores de 12,7 m de luz:

Resumen de las tensiones del pretensado		
Po=	3084,65	KN
$\Delta P2=$	190	KN
%Pins/Po	6,159531876	
Pki=	2894,65	KN
$\Delta p_{\text{acortamiento_elastico}}=$	33,81727618	KN
$\Delta p_{\text{dilatación_termica}}=$	191,52	KN
$\Delta p_{\text{dif}}=$	161,6752405	KN
%Pdif/Pki	5,58531223	
K	1,27584231	
Pf=	2507,637483	KN



4.3. Cálculo de los coeficientes ϵ_{cs} , $\varphi(t, t_0)$ y p_f que caracterizan las pérdidas diferidas

4.3.1. Deformación por retracción ϵ_{cs} (Artículo 39.7. EHE-08).

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 0,000265437$$

ϵ_{cd} = deformación de retracción por secado

ϵ_{ca} = Deformación por retracción autógena = $3,47045E-05$

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) * k_e * \epsilon_{cd, \infty} = 0,000230733$$

t = Edad del hormigón en el instante de evaluación, en días = 36500

t_s = Edad del hormigón al comienzo de la retracción, en días = 28

β_{ds} = Coeficiente de evolución temporal que se obtiene a través de la siguiente fórmula:

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{e^3}} = 0,996021929$$

$$e = \text{Espesor medio en milímetros} = \frac{2A_c}{U} = 236,7021277$$

A_c = área de la sección transversal = $1,1125\text{m}^2$

U = Perímetro en contacto con la atmósfera = 9,4m

k_e = coeficiente que depende del espesor medio = 0,813297872

$$\epsilon_{cd, \infty} = 0,85 \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) * \exp\left(-\alpha_{ds2} * \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] * 10^{-6} \beta_{hr} = 0,00028483$$

-Para estructuras al aire (HR < 99%):

$$\beta_{hr} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{HR}{100}\right)^3 \right] = 1,01835$$

HR = humedad relativa = 70%

f_{cm0} = 10 N/mm^2

α_{ds1} y α_{ds2} dependen de la velocidad de endurecimiento del cemento, se ha tomado 4 y 0,12 respectivamente.

$$-\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) * \epsilon_{ca, \infty} = 3,47045E-05$$



$$\epsilon_{ca,\infty} = 2,5(f_{ck}-10) \cdot 10^{-6} = 0,0001$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) = 1$$

$$\beta_{as}(t_s) = 1 - \exp(-0,2t_s^{0,5}) = 0,6529549$$

4.3.2. Fluencia $\varphi(t,t_0)$, artículo 39.8. EHE-08.

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \beta_c(t-t_0) = 1,299047779$$

φ_0 = Coeficiente vasico de fluencia, dado por la expresión:

$$\varphi_0 = \varphi_{hr} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) = 1,305638336$$

φ_{hr} = coeficiente de influencia de la humedad relativa (HR), $f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2$

$$\varphi_{hr} = \left[1 + \frac{1 - \frac{HR}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{e}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 = 1,211735688$$

$\beta(f_{cm})$ = Factor que permite tener en cuenta el efecto de la resistencia del hormigón en el coeficiente básico de fluencia:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{ck} + 8}} = 2,205948072$$

f_{ck} = en N/mm^2

$\beta(t_0)$ = Factor de influencia de la edad de carga (t_0) en el coeficiente básico de fluencia:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} = 0,488449545$$

$\beta_c(t-t_0)$ = Función que describe el desarrollo de la fluencia con el tiempo:

$$\beta_c(t-t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{\beta h + (t-t_0)} \right]^{0,3} = 0,994952234$$

siendo, para $f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2$:

$$\beta h = 1,5 \left[1 + (0,012 \cdot HR)^{18} \right] \cdot e + 250 = 620,45 < 1500 \cdot \alpha_3 = 1165,23$$

y donde α_1 , α_2 y α_3 tienen en cuenta la influencia de la resistencia del hormigón:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} = 0,702 \text{ km} \quad ; \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = 0,904 \quad ; \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} = 0,777$$



4.3.3. Relajación ρ_f , artículo 38.9. EHE-08.

La relajación del acero para la armadura activa se considerara 1,4% y 2% para 120h y 1000h respectivamente.

ρ_f = Coeficiente de relajación de la tensión de la armadura activa a deformación constante.

$$\log \rho_f = k_1 + k_2 \cdot \log t$$

Obteniendo los coeficientes k_1 y k_2 :

$$\log 0,014 = k_1 + k_2 \cdot \log 120$$

$$\log 0,02 = k_1 + k_2 \cdot \log 1000$$



$$k_1 = -2,203$$

$$k_2 = 0,1682$$

El coeficiente de relajación se obtiene por tanto:

$$\rho_f = 10^{-2,203 + 0,1682 \cdot \log t} = 0,064$$

t = Según la EHE-08, en el artículo 20.2.3. En ausencia de información se podrá adoptar como suma de estas pérdidas el valor de la relajación a las 10^6 horas a 20°C . = 10^6



5. Calculo ELU, Flexión.

5.1. ELU, Flexión en vigas de 25,3m de luz.

5.1.1. Calculo de la sección en U.

Dada la sección en U de 1,65m de base y 1,65m de altura, con un espesor de paredes de 0,25m, como se especifica en el presente proyecto:

- Características de los materiales empleados:
- Hormigón primera fase: $f_{cd}=33,33 \text{ N/mm}^2$
- Armadura pasiva: $f_{yd}=434 \text{ N/mm}^2$; $E_s=2*10^5 \text{ N/mm}^2$
- Armadura activa: En la parte superior dos tendones de 14 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 1400mm^2 , cuyo valor $P_{1o,n}=1870,65 \text{ KN}$; En la parte inferior de la sección 6 tendones de 11 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 1100mm^2 , cuyo valor $P_{2o,n}=1471,81 \text{ KN}$, todos ellos de acero Y-1860-S7 ($f_{\max}=1860 \text{ N/mm}^2$, $f_{pd}=1455,65 \text{ N/mm}^2$), y $E_p=1,9*10^5 \text{ N/mm}^2$

- Solicitaciones de cálculo:

-Solicitud 1: es debida solamente al peso propio de la sección especificada con anterioridad, de valor $M_d = \frac{(27,81*1,35)*25,3^2}{8} = 3003,9 \text{ KNm}$

-Solicitud 2: es debida al peso propio de la sección especificada con anterioridad, más la carga muerta debida al hormigonado de la losa de segunda fase, más una sobrecarga debida a los operarios y a la realización del hormigonado de la misma, de valor

$$M_d = \frac{((27,81+16,25)*1,35+2,6*1,5)*25,3^2}{8} = 5071,19 \text{ KNm}$$

- Deformación de neutralización: $P_{ki \ 1-2} = -P_{n \ 1-2}$

$$-P_{n1} = P_{ki1} = -3714,3 * (1 - 0,03137660001) + \frac{2800*(547.907+750,12)}{2800+6600} = -3211,11 \text{ KN}$$

$$-\epsilon_{po1} = \frac{-3211,11}{1,9*10^8*2800*10^{-6}} = -6,0359 * 10^{-3}$$

$$-P_{n2} = P_{ki2} = -8830,86 * (1 - 0,03137660001) + \frac{6600(547.907+750,12)}{2800+6600} = -7642,38 \text{ Kn}$$

$$-\epsilon_{po2} = \frac{-7642,38}{1,9*10^8*6600*10^{-6}} = -6,0944 * 10^{-3}$$



- Comprobación de borde: Debido a que las fuerzas de neutralización son negativas y los esfuerzos axiles de cálculo son nulos, bastara comprobar que:

$$e_{dn} = \frac{Md - Mn}{Nd - Pn} < e_{uc,n} = \frac{M_{cp(\infty)} - Mn}{N_{cp(\infty)} - Pn}$$

-En la que $N_{cp(\infty)}$ Y $M_{cp(\infty)}$ son los esfuerzos de agotamiento de la sección sin armadura pasiva cuando la sección esta deformada en compresión uniforme de $\epsilon_{c0} = 0,002$.

$$\epsilon_{p1} = \epsilon_{po1} + \epsilon_{c0} = -4,0359 * 10^{-3}$$

$$\epsilon_{p2} = \epsilon_{po2} + \epsilon_{c0} = -4,0944 * 10^{-3}$$

$$\sigma_{p1} = E_p * \epsilon_{p1} = -766.821 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p2} = E_p * \epsilon_{p2} = -777.936 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{cp(\infty)} = (33,33 * 10^3 * 1,1125) - (766,821 * 10^3 * 2,8 * 10^{-3}) - (777,936 * 10^3 * 6,6 * 10^{-3}) = 29798,15 \text{ KN}$$

$$M_{cp(\infty)} = -(766,821 * 10^3 * 2,8 * 10^{-3} * 0,9) + (777,936 * 10^3 * 6,6 * 10^{-3} * 0,525) = 763,159 \text{ KN}$$

$$P_n = -10853,49 \text{ KN} ; M_n = 1122,25 \text{ KNm}$$

$$e_{uc,n} = \frac{M_{cp(\infty)} - Mn}{N_{cp(\infty)} - Pn} = \frac{763,159 - 1122,25}{29798,15 + 10853,49} = -8,83337 * 10^{-3} m$$

Solicitud	$e_{d,n}$	criterio	Signo curvatura
1	0,1733	$N_d > P_n$ y $e_{dn} > e_{uc,n}$	+
2	0,3638	$N_d > P_n$ y $e_{dn} > e_{uc,n}$	+

- Profundidad límite de la fibra neutra:

$$X_{lim,s} = \frac{ds}{1 + \frac{\epsilon_{yd}}{E_s * \epsilon_{cu}}} = 0,941m$$

$$X_{lim,p1} = \frac{dp1}{1 + \frac{\Delta f_{pd1}}{E_p * \epsilon_{cu}}} = 0,0683m$$

$$\Delta f_{pd1} = 1455,65 - 190000 * (6,0359 * 10^{-3}) = 308,823 \text{ N/mm}^2$$

$$X_{lim,p2} = \frac{dp2}{1 + \frac{\Delta f_{pd2}}{E_p * \epsilon_{cu}}} = 1,0534m$$

$$\Delta f_{pd2} = 1455,65 - 190000 * (6,0944 * 10^{-3}) = 297,71 \text{ N/mm}^2$$

- **Delimitación de las zonas de dimensionamiento:**

-Esfuerzos de agotamiento con $x=-\infty$

$$N_{cp(-\infty)} = -2,8 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 - 6,6 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 = -13683,11 \text{ KN}$$

$$M_{cp(-\infty)} = 6,6 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 * 0,52 - 2,8 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 * 0,9 = 1327,55 \text{ KNm}$$

-Esfuerzos de agotamiento $X_{lim,p1}=0,0683m$, A_{p1} plastifica, por lo tanto:

$$N_{cp(X_{lim,p1})} = 33,33 * 10^3 * 2 * 0,25 * 0,8 * 0,0683 - 2,8 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 -$$

$$6,6 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 = -12772,53 \text{ KNm}$$

$$M_{cp(X_{lim,p1})} = 33,33 * 10^3 * 2 * 0,25 * 0,8 * 0,0683 * (1 - 0,4 * 0,0683) -$$

$$2,8 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 * 0,9 + 6,6 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 * 0,52 = 2213,25 \text{ KNm}$$

-Esfuerzo de agotamiento de $X_{lim,s}=0,941m$, A_{p1} no plastifica, A_{p2} si plastifica, A_s plastifica:

$$\Delta \epsilon_{p1} = 0,0035 * (0,841 / 0,941) = 3,128 * 10^{-3}$$

$$\sigma_{p1} = (\epsilon_{p01} + \Delta \epsilon_{p1}) * E_p = -552,501 \text{ Mpa}$$

$$N_{cp(X_{lim,s})} = 33,33 * 10^3 * 2 * 0,25 * 0,8 * 0,941 - 2,8 * 10^{-3} * 552,501 * 10^3 -$$

$$6,6 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 = 1391,12 \text{ KN}$$

$$M_{cp(X_{lim,s})} = 33,33 * 10^3 * 2 * 0,25 * 0,8 * 0,941 * (1 - 0,4 * 0,941) -$$

$$552,501 * 10^3 * 2,8 * 10^{-3} * 0,9 + 6,6 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 * 0,52 = 11426,807 \text{ KNm}$$



- **Calculo de las rectas necesarias para el dimensionamiento de la sección en flexión simple:**

$$M_{cp1(-\infty)} = -2,8 \cdot 10^{-3} \cdot 1455,65 \cdot 10^3 \cdot (0,9 + 0,52) = -5787,66 \text{ KNm}$$

$$M_{cp2(-\infty)} = 6,6 \cdot 10^{-3} \cdot 1455,65 \cdot 10^3 \cdot (0,9 + 0,52) = 13642,35 \text{ KNm}$$

$$M_{cp1(x_{lim,p1})} = 33,33 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,0683 \cdot (1,525 - 0,4 \cdot 0,0683) - 2,8 \cdot 10^{-3} \cdot 1455,65 \cdot 10^3 \cdot (0,9 + 0,52) = -4423,9 \text{ KNm}$$

$$M_{cp2(x_{lim,p1})} = 33,33 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,0683 \cdot (0,1 - 0,4 \cdot 0,0683) + 6,6 \cdot 10^{-3} \cdot 1455,65 \cdot 10^3 \cdot (0,9 + 0,52) = 13708,53 \text{ KNm}$$

$$M_{cp1(x_{lim,s})} = 33,33 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,941 \cdot (1,525 - 0,4 \cdot 0,941) - 552,501 \cdot 10^3 \cdot 2,8 \cdot 10^{-3} \cdot (0,9 + 0,52) = 12212,91 \text{ KNm}$$

- **Solicitud 1, dadas las rectas calculadas con anterioridad, podemos observar:**

$$- M_{d1} = 3003,9 \text{ KNm} > M_{cp1(-\infty)} = -5787,66 \text{ KNm}$$

$$- M_{d1} = 3003,9 \text{ KNm} < M_{cp1(x_{lim,s})} = 12212,91 \text{ KNm}$$

Por lo tanto nos encontramos en la zona C o en la zona A, y además:

$$- M_{d1} = 3003,9 \text{ KNm} > M_{cp1(x_{lim,p1})} = -4423,9 \text{ KNm}$$

Esto nos indica que la profundidad de la fibra neutra además de encontrarse en la zona A o C, se encuentra entre el intervalo de (0,0683m ; 0,941m) y la armadura de pretensado en la parte superior de la sección no plastifica.

- **Dimensionamiento de la armadura pasiva:**

$$- X \text{ entre } (0,0683 \text{ m} ; 0,941 \text{ m}), A_s' = 0, M_{d1} = 3003,9 \text{ KNm}, N_d = 0$$

$$- \Delta \epsilon_p1 = 0,01 \cdot \left(\frac{X - 0,1}{1,525 - X} \right)$$

$$- \sigma_p1 = (\epsilon_{po1} + \Delta \epsilon_p1) \cdot E_p$$

$$- M_{cdx1} = 33,33 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot X \cdot (1,525 - 0,4X) + (-4,0359 \cdot 10^{-3} + \Delta \epsilon_p1) \cdot 1,9 \cdot 10^8 \cdot 2,8 \cdot 10^{-3} \cdot 1,425 = 3003,9$$

$$- \text{Despejando: } X = 0,267 \text{ m}$$



$$-N_{cd}=33,33 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,267 + (-4,0359 \cdot 10^{-3} + 0,01 \cdot \left(\frac{0,267-0,1}{1,525-0,267}\right)) \cdot 1,9 \cdot 10^8 \cdot 2,8 \cdot 10^{-3} - 6,6 \cdot 10^{-3} \cdot 1455,65 \cdot 10^3 - A_s \cdot 434 \cdot 10^3 = 0$$

-Despejando: $A_s = -0,01728 \text{ m}^2$, Por lo tanto armadura pasiva no es necesaria.

- **Solicitud 2, dadas las rectas calculadas con anterioridad, podemos observar:**

$$-M_{d2} = 5071,19 \text{ KNm} > M_{cp1(-\infty)} = -5787,66 \text{ KNm}$$

$$-M_{d2} = 5071,19 \text{ KNm} < M_{cp1(X_{lim,s})} = 12212,91 \text{ KNm}$$

Por lo tanto nos encontramos en la zona C o en la zona A, y además:

$$-M_{d2} = 5071,19 \text{ KNm} > M_{cp1(X_{lim,p1})} = -4423,9 \text{ KNm}$$

Esto nos indica que la profundidad de la fibra neutra además de encontrarse en la zona A o C, se encuentra entre el intervalo de $(0,0683 \text{ m} ; 0,941 \text{ m})$ y la armadura de pretensado en la parte superior de la sección no plastifica.

- **Dimensionamiento de la armadura pasiva:**

$$-X \text{ entre } (0,0683 \text{ m} ; 0,941 \text{ m}), A_s' = 0, M_{d2} = 5071,19 \text{ KNm}, N_d = 0$$

$$-\Delta \varepsilon_{p1} = 0,01 \cdot \left(\frac{X-0,1}{1,525-X}\right)$$

$$-\sigma_{p1} = (\varepsilon_{p01} + \Delta \varepsilon_{p1}) \cdot E_p$$

$$-M_{cdx1} = 33,33 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot X \cdot (1,525 - 0,4X) + (-4,0359 \cdot 10^{-3} + \Delta \varepsilon_{p1}) \cdot 1,9 \cdot 10^8 \cdot 2,8 \cdot 10^{-3} \cdot 1,425 = 5071,19$$

$$-\text{Despejando: } X = 0,3523 \text{ m}$$

$$-N_{cd} = 33,33 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,3523 + (-4,0359 \cdot 10^{-3} + 0,01 \cdot \left(\frac{0,3523-0,1}{1,525-0,3523}\right)) \cdot 1,9 \cdot 10^8 \cdot 2,8 \cdot 10^{-3} - 6,6 \cdot 10^{-3} \cdot 1455,65 \cdot 10^3 - A_s \cdot 434 \cdot 10^3 = 0$$

$$-\text{Despejando: } A_s = -0,0136 \text{ m}^2, \text{ Por lo tanto armadura pasiva no es necesaria.}$$



- **Comprobación de momento ultimo:**

$$-N_{cdx} = 33,33 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot X + (-4,0359 \cdot 10^{-3} + 0,01 \cdot \left(\frac{X-0,1}{1,525-X}\right)) \cdot 1,9 \cdot 10^8 \cdot 2,8 \cdot 10^{-3} - 6,6 \cdot 10^{-3} \cdot 1455,65 \cdot 10^3 = 0$$

-Despejando: $X=0,197\text{m}$

$$M_{cp(X)} = 33,33 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,197 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,197) + (-4,0359 \cdot 10^{-3} + 0,01 \cdot \left(\frac{0,197-0,1}{1,525-0,197}\right)) \cdot 1,9 \cdot 10^8 \cdot 2,8 \cdot 10^{-3} \cdot 0,9 + 6,6 \cdot 10^{-3} \cdot 1455,65 \cdot 10^3 \cdot 0,52 = 5832,57 \text{ KNm}$$

$M_{cp(X)} > M_d$, cumple.

5.1.2. Calculo de la sección en U y hormigón de segunda fase.

- Características de los materiales empleados:
- Hormigón primera fase: $f_{cd}=33,33 \text{ N/mm}^2$; $E_c=38660,38 \text{ N/mm}^2$
- Hormigón de segunda fase: $f_{cd}=20 \text{ N/mm}^2$;
- Armadura pasiva: $f_{yd}=434 \text{ N/mm}^2$; $E_s=2 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$
- Armadura activa: En la parte superior dos tendones de 14 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 1400mm^2 , cuyo valor $P_{1o,n}=1870,65 \text{ KN}$; En la parte inferior de la sección 6 tendones de 11 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 1100mm^2 , cuyo valor $P_{2o,n}=1471,81 \text{ KN}$, todos ellos de acero Y-1860-S7 ($f_{max}=1860 \text{ N/mm}^2$, $f_{pd}=1455,65 \text{ N/mm}^2$), y $E_p=1,9 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$
- Solicitaciones de cálculo:

-Solicitud 1: es debida al peso propio de la sección especificada con anterioridad, a las cargas muertas debidas a pavimentos y barandillas y sobrecargas de uso debidas a los usuarios de la pasarela especificada, de valor

$$M_d = \frac{(27,81 + 16,25 + 4,6) \cdot 1,35 + 10,4 \cdot 1,5 \cdot 25,3^2}{8} = 6504,2 \text{ KNm}$$



- Deformación de neutralización de la losa: La losa se hormigona sobre la viga colocada en su posición definitiva, por ello, al tener una deformación inicial de la viga en el instante de conexión con la losa el origen de deformaciones no será el mismo para el hormigón de primera fase que el de segunda fase, a continuación definiremos la deformación de neutralización de la losa y posteriormente definiremos la posición más restrictiva del pivote B, ya sea en la parte superior de la losa o en la parte superior de la viga.

En el instante de la conexión de los dos hormigones están presentes las cargas del peso propio tanto de la losa como de la viga y serán las mismas las que nos definan la deformación de la sección central en este mismo instante.

$$\text{Momento flector en la sección} = \frac{(27,813 + 16,25) * 1,35 * 25,3^2}{8} = 4759,42 \text{ KNm}$$

$$A_{hv} = 1,1243 \text{ m}^2$$

$$V_{1hu} = 1 \text{ m}$$

$$V_{2hu} = 0,65 \text{ m}$$

$$I_{hu} = 0,302059234 \text{ m}^4$$

$$-P_{n1} = -3211,11 \text{ KN}$$

$$-\epsilon_{p01} = -6,0359 * 10^{-3}$$

$$-e_{01} = 0,90 \text{ m}$$

$$-P_{n2} = -7642,38 \text{ KN}$$

$$-\epsilon_{p02} = -6,0944 * 10^{-3}$$

$$-e_{02} = -0,52 \text{ m}$$

$$\epsilon_0 = -\frac{(-3211,11 - 7642,38) * 10^{-3}}{38660,38 * 1,15397} = 2,4328 * 10^{-4}$$

$$C_0 = \frac{4759,42 * 10^{-3} + (3211,11 * 0,9 - 7642,38 * 0,52) * 10^{-3}}{38660,38 * 0,302059234} = 3,1473 * 10^{-4} \text{ m}^{-1}$$

$$\epsilon_{c1} = -2,4328 * 10^{-4} - 3,1473 * 10^{-4} * 1,25 = -6,367 * 10^{-4}$$

$$\epsilon_{c2} = -2,4328 * 10^{-4} - 3,1473 * 10^{-4} * 1 = -5,5801 * 10^{-4}$$

-Definición del diagrama de pivotes: El pivote B₂ corresponde a la deformación máxima en compresión del hormigón en la viga en flexión compuesta, $\epsilon_{cu, B2} = 0,0035$.

El pivote B₁ corresponde a la deformación máxima en compresión del hormigón en la losa en flexión compuesta. Debido a la diferencia del origen de deformaciones del hormigón de primera y segunda fase, contabilizando la



deformación máxima de la losa respecto el hormigón de primera fase esta proporciona un valor de $\epsilon_{c, B_1}=0,0035+6.367*10^{-4}=0,0041367$

En el diagrama de pivotes debe considerarse el más restrictivo de los dos pivotes B_1 y B_2 . Podemos definir el más restrictivo suponiendo la deformación en la fibra superior de la viga con la unión del pivote B_1 y una deformación nula en la parte inferior de la sección, nos proporciona un valor supuesto de deformaciones en B_2 igual a $\epsilon_x=0,0041367*(1,65/1,9)=3,5923*10^{-3}>0,0035$, por lo tanto es más desfavorable el pivote B_2 .

-Al estar pivotando sobre el mismo punto que en el caso anterior de sección en U, la profundidad límite de fibra neutra no variara respecto a este punto (parte superior de la viga en U).

- **Definición de las zonas de dimensionamiento:**

-Esfuerzos de agotamiento con $x=-\infty$

$$N_{cp(-\infty)}=-2,8*10^{-3}*1455,65*10^3-6,6*10^{-3}*1455,65*10^3=-13683,11 \text{ KN}$$

$$M_{cp(-\infty)}=6,6*10^{-3}*1455,65*10^3*0,875-2,8*10^{-3}*1455,65*10^3*0,55=6164,67 \text{ KNm}$$

-Esfuerzos de agotamiento con $X=0,25$

$$N_{cp(X=0,25)}=20*10^3*0,25*2,6*0,8-2,8*10^{-3}*1455,65*10^3-6,6*10^{-3}*1455,6*10^3=-3283,11 \text{ KNm}$$

$$M_{cp(X=0,25)}=20*10^3*0,25*2,6*0,8*(0,9-0,4*0,25)-2,8*10^{-3}*1455,65*10^3*0,55+6,6*10^{-3}*1455,6*10^3*0,875=14484,68 \text{ KNm}$$

- **Calculo de las rectas necesarias para el dimensionamiento de la sección en flexión simple:**

$$M_{cp1(-\infty)}=-2,8*10^{-3}*1455,65*10^3*(0,55+0,875)=-5808,04 \text{ KNm}$$

$$M_{cp2(-\infty)}=6,6*10^{-3}*1455,65*10^3*(0,55+0,875)= 13690,38 \text{ KNm}$$

$$M_{cp1(X=0,25)}=20*10^3*0,25*2,6*0,8*(1,775-0,4*0,25)-$$

$$2,8*10^{-3}*1455,65*10^3*(0,55+0,875)=11611,95 \text{ KNm}$$

- **Solicitud 1, dadas las rectas calculadas con anterioridad, podemos observar:**

- $M_{d1}=6504,2 \text{ KNm} > M_{cp1(-\infty)}=-5808,04 \text{ KNm}$



- $M_{d1}=6504,2KNm < M_{cp1(x=0,25)}= 11611,95 KNm$, Por lo tanto nos encontramos en la zona C o en la zona A, y además esto nos indica que la profundidad de la fibra neutra de encontrarse en la zona A o C, se encuentra entre el intervalo de $(0m ; 0,25m)$ y que las armaduras tanto activas como pasivas en las condiciones indicadas llegan al límite elástico correspondiente a cada una de ellas.

- **Dimensionamiento de la armadura pasiva:**

-X entre $(0m ; 0,25m)$, $A_s'=0$, $M_{d1}=6504,2KNm$, $N_d=0$

$$M_{cdx1}=20*10^3*2,6*0,8X*(1,775-0,4X)-$$
$$2,8*10^{-3}*1455,65*10^3*(0,55+0,875)=6504,2$$

-Despejando, $X=0,174m$

$$-N_{cd}=20*10^3*0,8*0,174*2,6-2,8*10^{-3}*1455,65*10^3-6,6*10^{-3}*1455,65*10^3-$$
$$A_s*434*10^3=0$$

-Despejando, $A_s=-0,0148m^2$, por lo tanto se encuentra en la zona A de la sección y A_s no es necesaria por calculo.

Deberá disponerse una armadura mínima, ya sea por motivos geométricos o mecánicos.

- **Comprobación de momento ultimo:**

$$-N_u=20*10^3*0,8*X*2,6-2,8*10^{-3}*1455,65*10^3-6,6*10^{-3}*1455,65*10^3= 0$$

-Despejando, $X=0,133m$

$$M_{u(x)}=20*10^3*0,8*0,133*2,6*(0,9-0,4*0,133)-$$
$$2,8*10^{-3}*1455,65*10^3*0,55+6,6*10^{-3}*1455,65*10^3*0,875=10849,85 KNm$$

$M_{u(x)} > M_d$, cumple.

5.1.3. Calculo de armaduras mínimas:

-Armadura mínima mecánica:

$$A_p f_{pd} \frac{d_p}{d_s} + A_s f_{yd} \geq \frac{W_1}{z} f_{ct,m,fl} + \frac{P}{z} \left(\frac{W_1}{A} + e \right)$$

-Para la situación de elevación y puesta en obra de la losa de segunda fase, en donde:

$f_{yd}=434 \text{ N/mm}^2$; Armadura activa: En la parte superior dos tendones de 14 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 1400mm^2 , cuyo valor $Pki1 = -3211,11\text{KN}$, $eop1=0,9\text{m}$; En la parte inferior de la sección 6 tendones de 11 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 1100mm^2 , cuyo valor $Pki2 = -7642,38\text{KN}$, $eop2=-0,52\text{m}$; todos ellos de acero Y-1860-S7 ($f_{max}=1860 \text{ N/mm}^2$, $f_{pd}=1455,65 \text{ N/mm}^2$), y $E_p=1,9*10^5 \text{ N/mm}^2$; $w_1=\frac{0,29328}{1} = 0,29328\text{m}^3$; $Z=0,8*H=0,8*1,65= 1,32\text{m}$; $f_{ct,m,fl}=4,07 \text{ N/mm}^2$; $A_c=1,1125\text{m}^2$.

Operando de la manera oportuna según la formulación:

$-A_s=-0,0176\text{m}^2$, armadura no necesaria en este caso.

-Para la situación final, en servicio:

$f_{yd}=434 \text{ N/mm}^2$; Armadura activa: En la parte superior dos tendones de 14 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 1400mm^2 , cuyo valor $Pki1 = -3211,11\text{KN}$, $eop1=0,55\text{m}$, $\phi_v=0,075\text{m}$; En la parte inferior de la sección 6 tendones de 11 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 1100mm^2 , cuyo valor $Pki2 = -7642,38\text{KN}$, $eop2=-0,875\text{m}$, $\phi_v=0,063\text{m}$; todos ellos de acero Y-1860-S7 ($f_{max}=1860 \text{ N/mm}^2$, $f_{pd}=1455,65 \text{ N/mm}^2$), y $E_p=1,9*10^5 \text{ N/mm}^2$; $w_1=\frac{0,753165997}{1} = 0,753165997\text{m}^3$; $Z=0,8*H=0,8*1,9= 1,52\text{m}$; $f_{ct,m,fl}=4,07 \text{ N/mm}^2$; $A_c=1,66373\text{m}^2$.

Operando de la manera oportuna según la formulación indicada:

$-A_s=-0,0179\text{m}^2$, armadura no necesaria.

-Armadura mínima geométrica:

-Viga en U: $A_{s,geo}=\frac{2,8}{1000} * 1,1125 = 3,115 * 10^{-3}\text{m}^2$, se dispondrán en la parte inferior de la sección en U, como armadura pasiva $10\phi 20$, proporcionando una separación de 0,174m



$-A_{s,geo}=0,3 * A_{s,geo}=0,3 * 3,115 * 10^{-3} = 9,345 * 10^{-4} m^2$, se dispondrán en la parte superior de la sección en U, 4Ø20, uno en cada esquina de la sección, proporcionando una separación de 0,162m

-Losa de segunda fase, cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras:

$$A_l = \frac{1,8}{1000} * 0,65 = 1,17 * 10^{-3} m^2, \text{ se dispondrán } 1\text{Ø}12/0,3m$$

$$A_t = \frac{1,8}{1000} * 6,325 = 0,011385 m^2, \text{ se dispondrán } 1\text{Ø}12/0,3m$$

5.2. ELU, Flexión en vigas de 12,7 de luz.

5.2.1. Calculo de la sección en U.

Dada la sección en U de 1,65m de base y 1,65m de altura, con un espesor de paredes de 0,25m, como se especifica en el presente proyecto:

- Características de los materiales empleados:
- Hormigón primera fase: $f_{cd}=33,33 \text{ N/mm}^2$
- Armadura pasiva: $f_{yd}=434 \text{ N/mm}^2$; $E_s=2 * 10^5 \text{ N/mm}^2$
- Armadura activa: En la parte superior dos tendones de 4 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 400mm², cuyo valor $P_{10,n}=479,64 \text{ KN}$; En la parte inferior de la sección 4 tendones de 4 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 400mm², cuyo valor $P_{20,n}=456,79 \text{ KN}$, todos ellos de acero Y-1860-S7 ($f_{max}=1860 \text{ N/mm}^2$, $f_{pd}=1455,65 \text{ N/mm}^2$), y $E_p=1,9 * 10^5 \text{ N/mm}^2$

- Solicitaciones de cálculo:

-Solicitud 1: es debida solamente al peso propio de la sección especificada con anterioridad, de valor $M_d = \frac{(27,81 * 1,35) * 12,7^2}{8} = 756,92 \text{ KNm}$

-Solicitud 2: es debida al peso propio de la sección especificada con anterioridad, más la carga muerta debida al hormigonado de la losa de segunda fase, más una sobrecarga debida a los operarios y a la realización del hormigonado de la misma, de valor

$$M_d = \frac{((27,81 + 16,25) * 1,35 + 2,6 * 1,5) * 12,7^2}{8} = 1277,84 \text{ KNm}$$



- Deformación de neutralización: $P_{ki\ 1-2}=P_{n\ 1-2}$

$$-P_{n1} = P_{ki1} = -959,28 * (1 - 0,06159531876) + \frac{800*(33,81727+191,52)}{800+2000} =$$

$$-835,78 \text{ KN}$$

$$-\epsilon_{po1} = \frac{-3211,11}{1,9*10^8*800*10^{-6}} = -5,4986 * 10^{-3}$$

$$-P_{n2} = P_{ki2} = -1827,16 * (1 - 0,06159531876) + \frac{2000*(33,81727+191,52)}{800+2000} =$$

$$-1553,665 \text{ KN}$$

$$-\epsilon_{po2} = \frac{-1553,665}{1,9*10^8*2000*10^{-6}} = -4,088 * 10^{-3}$$

- Comprobación de borde: Debido a que las fuerzas de neutralización son negativas y los esfuerzos axiales de cálculo son nulos, bastara comprobar que:

$$e_{dn} = \frac{Md - Mn}{Nd - Pn} < e_{uc,n} = \frac{M_{cp(\infty)} - Mn}{N_{cp(\infty)} - Pn}$$

-En la que $N_{cp(\infty)}$ Y $M_{cp(\infty)}$ son los esfuerzos de agotamiento de la sección sin armadura pasiva cuando la sección esta deformada en compresión uniforme de $\epsilon_{c0}=0,002$.

$$\epsilon_{p1} = \epsilon_{po1} + \epsilon_{c0} = -3,4986 * 10^{-3}$$

$$\epsilon_{p2} = \epsilon_{po2} + \epsilon_{c0} = -2,088 * 10^{-3}$$

$$\sigma_{p1} = E_p * \epsilon_{p1} = -664,734 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p2} = E_p * \epsilon_{p2} = -396,72 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{cp(\infty)} = (33,33 * 10^3 * 1,1125) - (664,734 * 10^3 * 0,8 * 10^{-3})$$

$$- (396,72 * 10^3 * 2 * 10^{-3}) = 35754,39 \text{ KN}$$

$$M_{cp(\infty)} = -(664,734 * 10^3 * 0,8 * 10^{-3} * 0,9)$$

$$+ (396,72 * 10^3 * 2 * 10^{-3} * 0,525) = -62,05 \text{ KN}$$

$$P_n = -2389,445 \text{ KN} ; M_n = 63,47 \text{ KNm}$$

$$e_{uc,n} = \frac{M_{cp(\infty)} - Mn}{N_{cp(\infty)} - Pn} = \frac{-62,05 - 63,47}{35754,39 + 2389,445} = -3,2907 * 10^{-3} \text{ m}$$

Solicitud	$e_{d,n}$	criterio	Signo curvatura
1	0,2902	$N_d > P_n$ y $e_{dn} > e_{uc,n}$	+
2	0,5083	$N_d > P_n$ y $e_{dn} > e_{uc,n}$	+

- Profundidad límite de la fibra neutra:

$$X_{lim,s} = \frac{ds}{1 + \frac{\epsilon_{yd}}{E_s * \epsilon_{cu}}} = 0,941m$$

$$X_{lim,p1} = \frac{dp1}{1 + \frac{\Delta f_{pd1}}{E_p * \epsilon_{cu}}} = 0,0618m$$

$$\Delta f_{pd1} = 1455,65 - 190000 * (5,4986 * 10^{-3}) = 410,916 \text{ N/mm}^2$$

$$X_{lim,p2} = \frac{dp2}{1 + \frac{\Delta f_{pd2}}{E_p * \epsilon_{cu}}} = 0,7545m$$

$$\Delta f_{pd2} = 1455,65 - 190000 * (4,088 * 10^{-3}) = 678,93 \text{ N/mm}^2$$

- **Delimitación de las zonas de dimensionamiento:**

-Esfuerzos de agotamiento con $x=-\infty$

$$N_{cp(-\infty)} = -0,8 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 - 2 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 = -4075,82 \text{ KN}$$

$$M_{cp(-\infty)} = 2 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 * 0,525 - 0,8 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 * 0,9 = 480,36 \text{ KNm}$$

-Esfuerzos de agotamiento $X_{lim,p1}=0,0618m$, A_{p1} plastifica, porlotanto:

$$N_{cp(X_{lim,p1})} = 33,33 * 10^3 * 2 * 0,25 * 0,8 * 0,0618 - 0,8 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 -$$

$$2 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 = -3251,9 \text{ KNm}$$

$$M_{cp(X_{lim,p1})} = 33,33 * 10^3 * 2 * 0,25 * 0,8 * 0,0618 * (1 - 0,4 * 0,0618) - 0,8 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 * 0,9 + 2 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 * 0,525 = 1283,91 \text{ KNm}$$

-Esfuerzo de agotamiento de $X_{lim,s}=0,941m$, A_{p1} no plastifica, A_{p2} si plastifica, A_s plastifica:



$$\Delta \epsilon_{p1} = 0,0035 * (0,841 / 0,941) = 3,128 * 10^{-3}$$

$$\sigma_{p1} = (\epsilon_{p01} + \Delta \epsilon_{p1}) * E_p = -450,4 \text{ Mpa}$$

$$N_{cp(Xlim,s)} = 33,33 * 10^3 * 2 * 0,25 * 0,8 * 0,941 - 0,8 * 10^{-3} * 450,4 * 10^3 - 2 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 = 9273,792 \text{ KN}$$

$$M_{cp(Xlim,s)} = 33,33 * 10^3 * 2 * 0,25 * 0,8 * 0,941 * (1 - 0,4 * 0,941) - 450,4 * 10^3 * 0,8 * 10^{-3} * 0,9 + 2 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 * 0,525 = 9027,46 \text{ KNm}$$

- **Calculo de las rectas necesarias para el dimensionamiento de la sección en flexión simple:**

$$M_{cp1(-\infty)} = -0,8 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 * (0,9 + 0,525) = -1659,441 \text{ KNm}$$

$$M_{cp2(-\infty)} = 2 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 * (0,9 + 0,525) = 4148,6 \text{ KNm}$$

$$M_{cp1(Xlim,p1)} = 33,33 * 10^3 * 2 * 0,25 * 0,8 * 0,0618 * (1,525 - 0,4 * 0,0618) - 0,8 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 * (0,9 + 0,525) = -423,33 \text{ KNm}$$

$$M_{cp2(Xlim,p1)} = 33,33 * 10^3 * 2 * 0,25 * 0,8 * 0,0618 * (0,1 - 0,4 * 0,0618) + 2 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 * (0,9 + 0,525) = 4210,63 \text{ KNm}$$

$$M_{cp1(Xlim,s)} = 33,33 * 10^3 * 2 * 0,25 * 0,8 * 0,941 * (1,525 - 0,4 * 0,941) - 450,4 * 10^3 * 0,8 * 10^{-3} * (0,9 + 0,52) = 13896,2 \text{ KNm}$$

- **Solicitud 1, dadas las rectas calculadas con anterioridad, podemos observar:**

$$- M_{d1} = 756,92 \text{ KNm} > M_{cp1(-\infty)} = -1659,441 \text{ KNm}$$

$$- M_{d1} = 756,92 \text{ KNm} < M_{cp1(Xlim,s)} = 13896,2 \text{ KNm}$$

Por lo tanto nos encontramos en la zona C o en la zona A, y además:

$$- M_{d1} = 756,92 \text{ KNm} > M_{cp1(Xlim,p1)} = -423,33 \text{ KNm}$$

Esto nos indica que la profundidad de la fibra neutra además de encontrarse en la zona A o C, se encuentra entre el intervalo de (0,0618m ; 0,941m) y la armadura de pretensado en la parte superior de la sección no plastifica.

- **Dimensionamiento de la armadura pasiva:**

-X entre (0,0618m ; 0,941m), $A_s' = 0$, $M_{d1} = 756,92 \text{ KNm}$, $N_d = 0$

$$-\Delta\varepsilon_{p1} = 0,01 * \left(\frac{X-0,1}{1,525-X} \right)$$

$$-\sigma_{p1} = (\varepsilon_{p01} + \Delta\varepsilon_{p1}) * E_p$$

$$-M_{cdx1} = 33,33 * 10^3 * 2 * 0,25 * 0,8X * (1,525 - 0,4X) + (-4,0359 * 10^{-3} + \Delta\varepsilon_{p1}) * 1,9 * 10^8 * 0,8 * 10^{-3} * 1,425 = 756,92 \text{ KNm}$$

-Despejando: $X = 0,08328 \text{ m}$

$$-N_{cd} = 33,33 * 10^3 * 2 * 0,25 * 0,8 * 0,08328 + (-4,0359 * 10^{-3} + 0,01 * \left(\frac{0,08328 - 0,1}{1,525 - 0,08328} \right)) * 1,9 * 10^8 * 0,8 * 10^{-3} - 2 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 - A_s * 434 * 10^3 = 0$$

-Despejando: $A_s = -5,603 * 10^{-3} \text{ m}^2$, Por lo tanto armadura pasiva no es necesaria.

- **Solicitud 2, dadas las rectas calculadas con anterioridad, podemos observar:**

$$-M_{d2} = 1277,84 \text{ KNm} > M_{cp1(-\infty)} = -1659,441 \text{ KNm}$$

$$-M_{d2} = 1277,84 \text{ KNm} < M_{cp1(X_{lim,s})} = 13896,2 \text{ KNm}$$

Por lo tanto nos encontramos en la zona C o en la zona A, y además:

$$-M_{d2} = 5071,19 \text{ KNm} > M_{cp1(X_{lim,p1})} = -423,33 \text{ KNm}$$

Esto nos indica que la profundidad de la fibra neutra además de encontrarse en la zona A o C, se encuentra entre el intervalo de (0,0618m ; 0,941m) y la armadura de pretensado en la parte superior de la sección no plastifica.

- **Dimensionamiento de la armadura pasiva:**

-X entre (0,0618m ; 0,941m), $A_s' = 0$, $M_{d2} = 5071,19 \text{ KNm}$, $N_d = 0$

$$-\Delta\varepsilon_{p1} = 0,01 * \left(\frac{X-0,1}{1,525-X} \right)$$

$$-\sigma_{p1} = (\varepsilon_{p01} + \Delta\varepsilon_{p1}) * E_p$$

$$-M_{cdx1} = 33,33 * 10^3 * 2 * 0,25 * 0,8X * (1,525 - 0,4X) + (-4,0359 * 10^{-3} + \Delta\varepsilon_{p1}) * 1,9 * 10^8 * 0,8 * 10^{-3} * 1,425 = 1277,84 \text{ KNm}$$

-Despejando: $X = 0,1083 \text{ m}$

$$-N_{cd} = 33,33 * 10^3 * 2 * 0,25 * 0,8 * 0,1083 + (-4,0359 * 10^{-3} + 0,01 * \left(\frac{0,1083 - 0,1}{1,525 - 0,1083} \right)) * 1,9 * 10^8 * 0,8 * 10^{-3} - 2 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 - A_s * 434 * 10^3 = 0$$

$$A_s * 434 * 10^3 = 0$$

-Despejando: $A_s = -4,7 * 10^{-3} \text{ m}^2$, Por lo tanto armadura pasiva no es necesaria.



- **Comprobación de momento ultimo:**

$$-N_{cdx} = 33,33 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot X + (-4,0359 \cdot 10^{-3} + 0,01 \cdot \left(\frac{X-0,1}{1,525-X}\right)) \cdot 1,9 \cdot 10^8 \cdot 0,8 \cdot 10^{-3} - 2 \cdot 10^{-3} \cdot 1455,65 \cdot 10^3 = 0$$

-Despejando: $X = 0,2508\text{m}$

$$M_{cp(X)} = 33,33 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,2508 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,2508) + (-4,0359 \cdot 10^{-3} + 0,01 \cdot \left(\frac{0,2508-0,1}{1,525-0,2508}\right)) \cdot 1,9 \cdot 10^8 \cdot 0,8 \cdot 10^{-3} \cdot 0,9 + 2 \cdot 10^{-3} \cdot 1455,65 \cdot 10^3 \cdot 0,525 = 4146,45 \text{ KNm}$$

$M_{cp(X)} > M_d = 1277,84$; cumple.



5.2.2. Cálculo de la sección en U y hormigón de segunda fase.

- Características de los materiales empleados:
Hormigón primera fase: $f_{cd}=33,33 \text{ N/mm}^2$; $E_c=38660,38 \text{ N/mm}^2$
- Hormigón de segunda fase: $f_{cd}=20 \text{ N/mm}^2$;
- Armadura pasiva: $f_{yd}=434 \text{ N/mm}^2$; $E_s=2*10^5 \text{ N/mm}^2$
- Armadura activa: En la parte superior dos tendones de 4 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 400mm^2 , cuyo valor $P_{10,n}=479,64 \text{ KN}$; En la parte inferior de la sección 4 tendones de 4 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 400mm^2 , cuyo valor $P_{20,n}=456,79 \text{ KN}$, todos ellos de acero Y-1860-S7 ($f_{\max}=1860 \text{ N/mm}^2$, $f_{pd}=1455,65 \text{ N/mm}^2$), y $E_p=1,9*10^5 \text{ N/mm}^2$
- Solicitaciones de cálculo:
 - Solicitud 1: es debida al peso propio de la sección especificada con anterioridad, a las cargas muertas debidas a pavimentos y barandillas y sobrecargas de uso debidas a los usuarios de la pasarela especificada, de valor

$$M_d = \frac{(27,81+16,25+4,6)*1,35+10,4*1,5}{8} * 12,7^2 = 1328,02 \text{ KNm}$$
- Deformación de neutralización de la losa: La losa se hormigona sobre la viga colocada en su posición definitiva, por ello, al tener una deformación inicial de la viga en el instante de conexión con la losa el origen de deformaciones no será el mismo para el hormigón de primera fase que el de segunda fase, a continuación definiremos la deformación de neutralización de la losa y posteriormente definiremos la posición más restrictiva del pivote B, ya sea en la parte superior de la losa o en la parte superior de la viga.

En el instante de la conexión de los dos hormigones están presentes las cargas del peso propio tanto de la losa como de la viga y serán las mismas las que nos definan la deformación de la sección central en este mismo instante.

$$\text{Momento flector en la sección} = \frac{(27,813+16,25)*1,35*12,7^2}{8} = 1199,28 \text{ KNm}$$

$$A_{hv}=1,1226558\text{m}^2$$

$$V_{1hu}=1\text{m}$$

$$V_{2hu}=0,65\text{m}$$

$$I_{hu}=0,28781\text{m}^4$$



$$\begin{aligned} -P_{n1} &= -835,78 \text{ KN} \\ -\epsilon_{p01} &= -5,4986 * 10^{-3} \\ -e_{01} &= 0,90 \text{ m} \\ -P_{n2} &= -1553,665 \text{ KN} \\ -\epsilon_{p02} &= -4,088 * 10^{-3} \\ -e_{02} &= -0,525 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_0 &= -\frac{(-835,78 - 1553,665) * 10^{-3}}{38660,38 * 1,1226558} = 5,505 * 10^{-5} \\ C_0 &= \frac{1199,28 * 10^{-3} + (835,78 * 0,9 - 1553,665 * 0,525) * 10^{-3}}{38660,38 * 0,28781} = 1,0207 * 10^{-5} \text{ m}^{-1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{c1} &= -5,505 * 10^{-5} - 1,0207 * 10^{-5} * 1,25 = -6,78 * 10^{-5} \\ \epsilon_{c2} &= -5,505 * 10^{-5} - 1,0207 * 10^{-5} * 1 = -6,5257 * 10^{-5} \end{aligned}$$

-Definición del diagrama de pivotes: El pivote B_2 corresponde a la deformación máxima en compresión del hormigón en la viga en flexión compuesta, $\epsilon_{cu, B2} = 0,0035$.

El pivote B_2 corresponde a la deformación máxima en compresión del hormigón en la losa en flexión compuesta. Debido a la diferencia del origen de deformaciones del hormigón de primera y segunda fase, contabilizando la deformación máxima de la losa respecto el hormigón de primera fase esta proporciona un valor de $\epsilon_{c, B1} = 0,0035 + 6,78 * 10^{-5} = 0,0035678$

En el diagrama de pivotes debe considerarse el más restrictivo de los dos pivotes B_1 y B_2 . Podemos definir el más restrictivo suponiendo la deformación en la fibra superior de la viga con la unión del pivote B_1 y una deformación nula en la parte inferior de la sección, nos proporciona un valor supuesto de deformaciones en B_2 igual a $\epsilon_x = 0,0035678 * (1,65/1,9) = 3,0983 * 10^{-3} < 0,0035$, por lo tanto es más desfavorable el pivote B_1 .

-Al variar la posición más restrictiva del pivote B deberemos redefinir las profundidades de fibras neutras para los casos de plastificación de cada armadura, oportunos para la formulación de cálculo de flexión simple, las x de referencia se desplazaran a la posición del punto B_1 .

- Profundidad límite de la fibra neutra:

$$X_{lim,s} = \frac{ds}{1 + \frac{\epsilon_{yd}}{E_s * \epsilon_{cu}}} = 1,0956m$$

$$X_{lim,p1} = \frac{dp1}{1 + \frac{\Delta f_{pd1}}{E_p * \epsilon_{cu}}} = 0,2163m$$

$$\Delta f_{pd1} = 1455,65 - 190000 * (5,4986 * 10^{-3}) = 410,916 \text{ N/mm}^2$$

$$X_{lim,p2} = \frac{dp2}{1 + \frac{\Delta f_{pd2}}{E_p * \epsilon_{cu}}} = 0,8783m$$

$$\Delta f_{pd2} = 1455,65 - 190000 * (4,088 * 10^{-3}) = 678,93 \text{ N/mm}^2$$

- **Definición de las zonas de dimensionamiento:**

-Esfuerzos de agotamiento con $x=-\infty$

$$N_{cp(-\infty)} = -0,8 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 - 2 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 = -4075,82 \text{ KN}$$

$$M_{cp(-\infty)} = 2 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 * 0,875 - 0,8 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 * 0,55 = 1906,9 \text{ KNm}$$

-Esfuerzos de agotamiento con $X=0,2163$

$$N_{cp(X=0,25)} = 20 * 10^3 * 0,2163 * 2,6 * 0,8 - 0,8 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 -$$

$$2 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 = 4922,26 \text{ KNm}$$

$$M_{cp(X=0,25)} = 20 * 10^3 * 0,2163 * 2,6 * 0,8 * (0,9 - 0,4 * 0,2163) -$$

$$0,8 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 * 0,55 + 2 * 10^{-3} * 1455,6 * 10^3 * 0,875 = 9226,66 \text{ KNm}$$

- **Calculo de las rectas necesarias para el dimensionamiento de la sección en flexión simple:**

$$M_{cp1(-\infty)} = -0,8 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 * (0,55 + 0,875) = -1659,44 \text{ KNm}$$

$$M_{cp2(-\infty)} = 2 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 * (0,55 + 0,875) = 4148,6 \text{ KNm}$$

$$M_{cp1(X=0,2163)} = 20 * 10^3 * 0,2163 * 2,6 * 0,8 * (1,775 - 0,4 * 0,2163) -$$

$$0,8 * 10^{-3} * 1455,65 * 10^3 * (0,55 + 0,875) = 4184,05 \text{ KNm}$$



- **Solicitud 1, dadas las rectas calculadas con anterioridad, podemos observar:**

$$- M_{d1} = 1328,02 \text{ KNm} > M_{cp1(-\infty)} = -1659,44 \text{ KNm}$$

- $M_{d1} = 1328,02 \text{ KNm} < M_{cp1(x=0,2163)} = 4184,05 \text{ KNm}$, Por lo tanto nos encontramos en la zona C o en la zona A, y además esto nos indica que la profundidad de la fibra neutra de encontrarse en la zona A o C, se encuentra entre el intervalo de $(0m ; 0,2163m)$ y que las armaduras tanto activas como pasivas en las condiciones indicadas llegan al límite elástico correspondiente a cada una de ellas

- **Dimensionamiento de la armadura pasiva:**

$$- X \text{ entre } (0m ; 0,2163m), A_s' = 0, M_{d1} = 1328,02 \text{ KNm}, N_d = 0$$

$$M_{cdx1} = 20 \cdot 10^3 \cdot 2,6 \cdot 0,8X \cdot (1,775 - 0,4X) - 0,8 \cdot 10^{-3} \cdot 1455,65 \cdot 10^3 \cdot (0,55 + 0,875) = 1328,02 \text{ KNm}$$

$$- \text{Despejando, } X = 0,0408m$$

$$- N_{cd} = 20 \cdot 10^3 \cdot 0,8 \cdot 0,0408 \cdot 2,6 - 0,8 \cdot 10^{-3} \cdot 1455,65 \cdot 10^3 - 2 \cdot 10^{-3} \cdot 1455,65 \cdot 10^3 - A_s' \cdot 434 \cdot 10^3 = 0$$

-Despejando, $A_s = -5,48 \cdot 10^{-3} m^2$, por lo tanto se encuentra en la zona A de la sección y A_s no es necesaria por calculo.

Deberá disponerse una armadura mínima, ya sea por motivos geométricos o mecánicos.

- **Comprobación de momento ultimo:**

$$- N_u = 20 \cdot 10^3 \cdot 0,8 \cdot X \cdot 2,6 - 0,8 \cdot 10^{-3} \cdot 1455,65 \cdot 10^3 - 2 \cdot 10^{-3} \cdot 1455,65 \cdot 10^3 = 0$$

$$- \text{Despejando, } X = 0,0979m$$

$$M_{u(x)} = 20 \cdot 10^3 \cdot 0,8 \cdot 0,0979 \cdot 2,6 \cdot (0,9 - 0,4 \cdot 0,0979) -$$

$$0,8 \cdot 10^{-3} \cdot 1455,65 \cdot 10^3 \cdot 0,55 + 2 \cdot 10^{-3} \cdot 1455,65 \cdot 10^3 \cdot 0,875 = 5412,79 \text{ KNm}$$

$$M_{u(x)} > M_d = 1328,02 \text{ KNm}; \text{ cumple.}$$



5.3. Calculo de armaduras mínimas:

-Armadura mínima mecánica:

$$A_p f_{pd} \frac{d_p}{d_s} + A_s f_{yd} \geq \frac{W_1}{z} f_{ct,m,fl} + \frac{P}{z} \left(\frac{W_1}{A} + e \right)$$

-Para la situación de elevación y puesta en obra de la losa de segunda fase, en donde:

$f_{yd}=434 \text{ N/mm}^2$; Armadura activa: En la parte superior dos tendones de 14 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 1400mm^2 , cuyo valor $Pki1 = -3211,11\text{KN}$, $eop1= 0,9\text{m}$; En la parte inferior de la sección 6 tendones de 11 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 1100mm^2 , cuyo valor $Pki2 = -7642,38\text{Kn}$, $eop2=-0,52\text{m}$; todos ellos de acero Y-1860-S7 ($f_{max}=1860 \text{ N/mm}^2$, $f_{pd}=1455,65 \text{ N/mm}^2$), y $E_p=1,9*10^5 \text{ N/mm}^2$; $w_1=\frac{0,29328}{1} = 0,29328\text{m}^3$; $Z=0,8*H=0,8*1,65= 1,32\text{m}$; $f_{ct,m,fl}=4,07 \text{ N/mm}^2$; $A_c=1,1125\text{m}^2$.

Operando de la manera oportuna según la formulación:

$-A_s=-0,0176\text{m}^2$, armadura no necesaria en este caso.

-Para la situación final, en servicio:

$f_{yd}=434 \text{ N/mm}^2$; Armadura activa: En la parte superior dos tendones de 14 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 1400mm^2 , cuyo valor $Pki1 = -3211,11\text{KN}$, $eop1= 0,55\text{m}$, $\phi_v=0,075\text{m}$; En la parte inferior de la sección 6 tendones de 11 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 1100mm^2 , cuyo valor $Pki2 = -7642,38\text{Kn}$, $eop2=-0,875\text{m}$, $\phi_v=0,063\text{m}$; todos ellos de acero Y-1860-S7 ($f_{max}=1860 \text{ N/mm}^2$, $f_{pd}=1455,65 \text{ N/mm}^2$), y $E_p=1,9*10^5 \text{ N/mm}^2$; $w_1=\frac{0,753165997}{1} = 0,753165997\text{m}^3$; $Z=0,8*H=0,8*1,9= 1,52\text{m}$; $f_{ct,m,fl}=4,07 \text{ N/mm}^2$; $A_c=1,66373\text{m}^2$.

Operando de la manera oportuna según la formulación indicada:

$-A_s=-0,0179\text{m}^2$, armadura no necesaria.



-Armadura mínima geométrica:

-Viga en U: $A_{s,geo} = \frac{2,8}{1000} * 1,1125 = 3,115 * 10^{-3} m^2$, se dispondrán en la parte inferior de la sección en U, como armadura pasiva 10Ø20, proporcionando una separación de 0,174m

- $A'_{s,geo} = 0,3 * A_{s,geo} = 0,3 * 3,115 * 10^{-3} = 9,345 * 10^{-4} m^2$, se dispondrán en la parte superior de la sección en U, 4Ø20, uno en cada esquina de la sección, proporcionando una separación de 0,162m

-Losa de segunda fase, cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras, $A_l = \frac{1,8}{1000} * 0,65 = 1,17 * 10^{-3} m^2$, se dispondrán 1Ø12/0,3m

$A_t = \frac{1,8}{1000} * 6,325 = 0,011385 m^2$, se dispondrán 1Ø12/0,3m

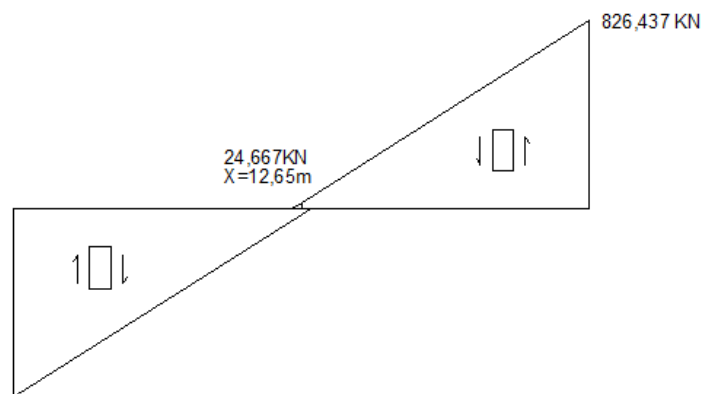
6. ELU, Cortante.

6.1. Cortante en vigas de 25,3m de vano.

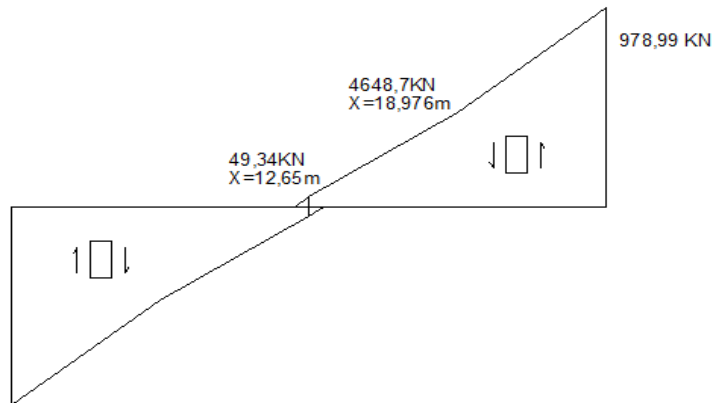
6.1.1. Calculo de la sección en U.

Dada la sección en U de 1,65m de base y 1,65m de altura, con un espesor de paredes de 0,25m, como se especifica en el presente proyecto:

- Definición de los esfuerzos de cálculo, anteriores al hormigón de segunda fase: Se considerara para la envolvente de esfuerzos cortantes las acciones del peso de la viga como las debidas cargas muertas inducidas al hormigonado de la losa de segunda fase, distribuidas sobre todo el elemento; y la acción de los operarios debida a los trabajos de hormigonado solamente en una mitad del mismos obteniendo la siguiente ley de esfuerzos cortantes:



- Definición de los esfuerzos de cálculo, posteriores al hormigón de segunda fase: Se considerara para la envolvente de esfuerzos cortantes tanto el peso de la viga y la losa, como las cargas muertas debidas al pavimento y barandillas, distribuidas sobre toda la superficie; y la acción de los usuarios de la construcción, considerada solamente en una mitad de la viga al ser el caso más desfavorable para el apoyo:



- Características de los materiales empleados:
- Hormigón primera fase: $f_{cd}=33,33 \text{ N/mm}^2$
- Armadura pasiva: $f_{yd}=434 \text{ N/mm}^2$; $E_s=2*10^5 \text{ N/mm}^2$
- Armadura active: En la parte superior dos tendones de 14 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 1400mm^2 , cuyo valor $P_{1o,n}=1870,65 \text{ KN}$; En la parte inferior de la sección 6 tendones de 11 cordones cada uno de 0,5", los cuales nos proporcionan un área de 1100mm^2 , cuyo valor $P_{2o,n}=1471,81 \text{ KN}$, todos ellos de acero Y-1860-S7 ($f_{\max}=1860 \text{ N/mm}^2$, $f_{pd}=1455,65 \text{ N/mm}^2$), y $E_p=1,9*10^5 \text{ N/mm}^2$

- Máximo cortante resistido en la sección en U especificada:
-Cálculo del ángulo de referencia de las fisuras, por el método simplificado:

$$f_{ct,m}=4,07\text{N/mm}^2$$

$$P_{ki1}= -3211,11 \text{ KN}$$

$$P_{ki2}= -7642,38 \text{ KN}$$

$$A_c= 1,1125\text{m}^2$$

$$b_o= 0,425\text{m}$$

$$H=1,65\text{m}$$

$$R_{nom}=0,046\text{m}$$

$$d=1,604\text{m}$$

$\alpha=0$, ángulo de inclinación de las armaduras transversales.

$$\cotg \theta_e = \sqrt{1 + \frac{\sigma_{xd}}{f_{ct,m}}} \begin{cases} \leq 0,5 \\ \geq 2,0 \end{cases}$$



$$\sigma_{xd} = -\frac{P_{ki1} + P_{ki2}}{A_c} = 9,756 \text{ MPa}$$

$$\cotg \theta_e = 1,8431 = \cotg \theta$$

-Cálculo de V_{u1} , esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma, a un canto útil del apoyo.

$K = 1,00$ para estructuras sin pretensado o sin esfuerzo axial de compresión

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

$K = 1,25$ para $0,25f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq 0,50f_{cd}$

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

$$0,25 * f_{cd} = 8,3325 < \sigma'_{cd} = \sigma_{xd}$$

$$0,5 * f_{cd} = 16,665 > \sigma'_{cd} = \sigma_{xd}, \text{ Por lo tanto } K=1,25$$

$$f_{1cd} = 0,6 * f_{cd} = 19,998 \text{ MPa}$$

$$V_{u1} = K * f_{1cd} * b_o * d * \frac{\cotg \theta + \cotg \alpha}{1 + \cotg^2 \theta} = 7142,99 \text{ KN}$$

-Cálculo de V_{u2} , esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

- V_{cu} , contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante:

$$\beta = \frac{2 \cotg \theta - 1}{2 \cotg \theta_e - 1} \quad \text{si } 0,5 \leq \cotg \theta < \cotg \theta_e$$

$$\beta = \frac{\cotg \theta - 2}{\cotg \theta_e - 2} \quad \text{si } \cotg \theta_e \leq \cotg \theta \leq 2,0$$

$\theta_e = \theta$, Por lo tanto $\beta = 1$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) = 1,353$$



$$\rho_1 = \frac{As + Ap}{bo * d} = 0,018358515$$

$$V_{cu} = \left(\frac{0,15}{1,5} * \epsilon_s * (100 * \rho_1 * 50)^{\frac{1}{3}} + 0,15 * \sigma'_{cd} \right) * 10^3 * bo * d = 1413,69 \text{ KN}$$

Observando las leyes de esfuerzos cortantes tanto en primera fase como segunda fase, y comparándolas con los esfuerzos cortantes de cálculo de la sección en U, ya sean en el apoyo de la viga (V_{u1}) como a un canto útil de la misma (V_{u2}), nos damos cuenta que en ningún momento se sobrepasan según las envolventes de esfuerzos indicadas, y que la contribución del hormigón en la resistencia a esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma es suficiente para resistir el mismo, dando un valor negativo el área de armadura de cortante, por lo tanto únicamente será necesaria la disposición de armadura mínima de la misma tanto para las vigas de 25,3m de luz como para las de 12,7m, dado que el cálculo del cortante de agotamiento no tendrá gran variación por compresión oblicua en el alma respecto al indicado, no haber variación de la resistencia a cortante por tracción en el alma y no se ha tenido en cuenta el incremento de resistencia de esfuerzo cortante debido al hormigón de segunda fase.

6.1.2. Calculo de la armadura mínima de cortante

La armadura mínima de las armaduras transversales, debe ser tal que se cumpla:

$$\sum \frac{A_{\alpha} f_{y\alpha,d}}{\text{sen } \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7,5} b_0$$

Con b_0 que es el espesor neto de valor igual a 0,425

α en el angulo de inclinación de las armaduras transversales respecto a la horizontal, de valor igual 90°

$f_{y\alpha,d}$ es la Resistencia de cálculo del acero para armaduras transversales de valor no superior a 400MPa.

$f_{ct,m} = 4,07 \text{ N/mm}^2$, Resistencia media a tracción del hormigón



$$\text{-Operando: } A_{st} \geq \frac{4,07}{7,5 \cdot 400} * 0,425 = 5,766 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$$

Al ser una sección en U es necesario disponer 4 ramas de armadura transversal, se puede distribuir esta armadura en redondos del 8, obteniendo una separación longitudinal de armadura transversal tal que:

$$St = \frac{\pi * \phi^2}{4} * \text{Numero de ramas} * \frac{1}{A_{st}} = 0,348\text{m} > 0,3\text{m}$$

$$St \leq 0,3 * d * (1 + \cot \alpha) \leq 300\text{mm},$$

Caso más desfavorable.

$$A_{st} = \frac{\pi * \phi^2}{4} * \text{Numero de ramas} * \frac{1}{St} = 6,702 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$$

$$> A_{st, \text{necesaria}} = 5,766 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$$

Se distribuirá en cercos del 8/0,3m

$$S_{t,trans} = 0,25 - 2 * R_{nom} - \phi_t = 0,25 - 2 * 0,035 - 0,008 = 0,172 < d = 1,604\text{m} \text{ y } < 500\text{mm}$$



7. ELS

7.1. ELS Fisuración

Se empleará para el cálculo del momento de fisuración la siguiente expresión:

$$M_f = \frac{f_{ct,m} * \frac{E_r}{E_c} * (A * I - S^2) + (I - S * V) * (N - P_n)}{S - A * V^2} + P_n * e_n$$

- Para la fisuración en el centro de luz:

A, S, I, son las características mecánicas homogeneizadas de la sección de estudio.

$$A=1,153969908\text{m}^2$$

$$I=0,302059234\text{m}^4$$

$$S=-5,85996*10^{-3}\text{m}^3$$

V, la distancia al centro de referencia de esfuerzos a la fibra extrema de mayor tracción, de valor, $V_2=-0,649078094\text{m}$, $V_1=1,000921906\text{m}$

E_r , módulo de elasticidad de referencia, del mismo valor que E_c en este caso, $E_r=E_c=38660,38\text{ N/mm}^2$

N, es el esfuerzo axial exterior, $N=0$

P_n , es la presión de neutralización, y e_n es la excentricidad de la misma respecto al centro de referencia de esfuerzos.

$$-P_{n1} = -3211,11\text{KN}$$

$$-e_{01}=0,90\text{m}$$

$$-P_{n2} = -7642,38\text{Kn}$$

$$-e_{02}=-0,52\text{m}$$

$f_{ct,m}$, es la Resistencia media a flexotracción del hormigón= $4,07\text{ N/mm}^2$,
 $f_{ct,m}=4,07\text{ N/mm}^2$

Sustituyendo:

$$M_{f, inferior} = 7348,72\text{ KNm}$$

$$M_{f, superior} = 192,99\text{KNm}$$

- Para la fisuración en el apoyo:

A, S, I, son las características mecánicas homogeneizadas de la sección de estudio.

$$A=2,76227258\text{m}^2$$

$$I=0,637533\text{m}^4$$

$$S=0,0109623\text{m}^3$$



V , la distancia al centro de referencia de esfuerzos a la fibra extrema de mayor tracción, de valor, $V_2 = -0,821031389\text{m}$, $V_1 = 0,828968611\text{m}$

E_r , modulo de elasticidad de referencia, del mismo valor que E_c en este caso, $E_r = E_c = 38660,38 \text{ N/mm}^2$

N , es el esfuerzo axial exterior, $N = 0$

P_n , es la presión de neutralización, y e es la excentricidad de la misma respecto al centro de referencia de esfuerzos.

$-P_{n1} = -3211,11\text{KN}$

$-e_{01} = 0,728968611\text{m}$

$-P_{n2} = -7642,38\text{Kn}$

$-e_{02} = -0,696031389\text{m}$

$f_{ct,m}$, es la Resistencia media a flexotracción del hormigón $= 4,07 \text{ N/mm}^2$, $f_{ct,m} = 4,07 \text{ N/mm}^2$

Sustituyendo:

$$M_{f, inferior} = 11912,23\text{KNm}$$

$$M_{f, superior} = -2769,96 \text{ KNm}$$

- Acciones que afectan en la fisuración por tracciones excesivas:
 - Se debe comprobar la posibilidad de que fisuren la secciones en el instante de tesado y en el instante de servicio de la estructura.
 - En el instante de tesado la sección más desfavorable para el estado límite de fisuración se encuentra en el apoyo en la fibra superior de la sección, debido a que la única fuerza actuante en la misma es la fuerza de tesado por ser una estructura isostática doblemente apoyada y ser su momento de cálculo igual a 0, al cumplir todas las hipótesis adoptadas para el cálculo del pretensado mínimo podemos asegurar que se cumplen los límites tensionales establecidos en la normativa pertinente (EHE-08), por lo tanto en estas secciones nunca se llegara al límite de la resistencia a flexo tracción del hormigón, por establecer como límite tensional inferior un valor igual o superior a 0, de todos modos se comprobara a continuación que en ningún momento de la vida útil de la estructura se supera el momento de fisuración calculado con anterioridad.
 - El caso más desfavorable se encuentra en el centro de luz de la sección debido a que es la posición del momento máximo, de valor:

$$M_{\text{total}} = \gamma_g * M_g + \gamma_q * M_q = \frac{(27,81 + 16,25 + 4,6) * 1 + 10,4 * 1 * 25,3^2}{8} = 4725,46 \text{ KNm}, \text{ que es}$$

menor que el momento de fisuración de la sección en U, sin tener en cuenta el hormigonado de segunda fase, que nos proporciona el valor de:

$M_{fu, inferior} = 11912,23\text{KNm}$, con lo cual en todos los puntos de la viga proyectada se cumple este estado limite.



8. Tensiones en servicio

La tensión mínima en la posición 1 y 2, en el hormigón, debe ser mayor o igual a 0 por la incertidumbre de la posición de la armadura activa, esta tiene que cumplir la condición de encontrarse en la zona comprimida de la sección bajo la situación de cargas cuasi-permanente, definido en el artículo 5 de la EHE-08. La tensión máxima en la posición 1 y 2, en el hormigón, no podrá ser superior a $0,6f_{ck,t}=30\text{MPa}$.

Dado que se han cumplido las hipótesis definidas en el apartado de cálculo de este proyecto básico, se considera que se cumplen los límites tensionales en servicio, por no tener ninguna variación respecto al mismo debida a excesivas pérdidas en el elemento o la posición de la resultante del mismo.

9. Neoprenos

Al ser un proyecto básico consideraremos para la definición de los neoprenos el valor de la carga máxima transmitida según el cortante máximo, de valor igual a 978,99 KN, posteriormente en el proyecto de ejecución se consideraran para el cálculo tanto la carga máxima transmitida al neopreno, el desplazamiento admisible y los giros en todas las direcciones.

Se han definido según la casa Mecanogumba, según las características definidas en el catálogo comercial:

-Se dispondrán apoyos armados estándar y anclados de dimensiones 200x250mm, una altura total de 19mm, con una carga admisible de 750 KN, un módulo de deformación de 315 MPa y de solamente una capa. Se dispondrán dos neoprenos por cada apoyo de la viga.



10. Pilares del dintel central.

Los pilares serán de sección variable, de 1,75x0,64m en la cabera del pilar, hasta 0,3x0,64 en la base del mismo, como se indica en los planos de definición geométrica de las secciones, ejecutados mediante un hormigón HA-30/B/20/II_b, con acero B 500-SD para armadura pasiva. Con una longitud total del pilar prefabricado de 5,3m, ejecutándose la unión con la cimentación mediante barras salientes del pilar o unión con vainas.

10.1. Calculo de pilares internos del dintel central.

10.1.1. ELU, Flexión.

- Características de los materiales empleados:
- Hormigón: $f_{cd}=20 \text{ N/mm}^2$
- Armadura pasiva: $f_{yd}=434 \text{ N/mm}^2$; $E_s=2 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$
- Solicitaciones de cálculo:
 - Solicitud 1: $N_d=2094,4 \text{ KN}$; $M_d=0 \text{ KNm}$
 - Solicitud 2: $N_d=1946,4 \text{ KN}$; $M_d=21,49 \text{ KNm}$
 - Solicitud 3: $N_d=1606,84 \text{ KN}$; $M_d=70,69 \text{ KNm}$
 - Solicitud 4: $N_d=1532,12 \text{ KN}$; $M_d=81,47 \text{ KNm}$
 - Solicitud 5: $N_d=412,2 \text{ KN}$; $M_d=68,013 \text{ KNm}$

- Profundidad límite de la fibra neutra:

$$X_{lim,s} = \frac{ds}{1 + \frac{\epsilon_{yd}}{E_s * \epsilon_{cu}}} = 0,587m$$

- **Delimitación de las zonas de dimensionamiento:**

-Esfuerzos de agotamiento con $x=\infty$

$$N_{c(\infty)} = 20 * 10^3 * 0,3 * 0,64 = 3840 \text{ KN}$$

$$M_{c(\infty)} = 0 \text{ KNm}$$

-Esfuerzos de agotamiento $X_{lim,s}=0,587m$:

$$N_{c(X_{lim,s})} = 20 * 10^3 * 0,3 * 0,8 * 0,323 = 1550,4 \text{ KN}$$

$$M_{c(X_{lim,s})} = 20 * 10^3 * 0,3 * 0,8 * 0,3223 * (0,32 - 0,4 * 0,323) = 446,05 \text{ KNm}$$



-Esfuerzos de agotamiento con $x=-\infty$

$$N_{c(\infty)}=0 \text{ KN}$$

$$M_{c(\infty)}=0 \text{ KNm}$$

- **Calculo de las rectas necesarias para el dimensionamiento de la sección en flexión simple:**

$$M_{c1(\infty)}=20 * 10^3 * 0,3 * 0,64 * 0,267 = 1025,28 \text{ KNm}$$

$$M_{c2(\infty)}=-20 * 10^3 * 0,3 * 0,64 * 0,267 = -1025,28 \text{ KNm}$$

$$M_{c1(X_{lim,s})}=20 * 10^3 * 0,3 * 0,8 * 0,323 * (0,587 - 0,4 * 0,323) = 709,77 \text{ KNm}$$

$$M_{c2(X_{lim,s})}=-20 * 10^3 * 0,3 * 0,8 * 0,323 * (0,4 * 0,323 - 0,053) = -118,14 \text{ KNm}$$

$$M_{c1-2(-\infty)}=33,33 * 10^3 * 2 * 0,25 * 0,8 * 0,941 * (1,525 - 0,4 * 0,941) - 450,4 * 10^3 * 0,8 * 10^{-3} * (0,9 + 0,52) = 13896,2 \text{ KNm}$$

- **Solicitud 1:**

$$N_{c(X_{lim,s})} = 1550,4 \text{ KN} < N_d = 2094,4 \text{ KN} < N_{c(\infty)} = 3840 \text{ KN}$$

Por lo tanto, nos encontramos en la zona A, D o E

-Comprobación zona A:

$X=0,023\text{m}$; armadura necesaria a tracción y a compresión.

$$M_{2d}=M_{2cx}$$

$$M_{2cx}=10 * 10^3 * 0,3 * 0,8 * 0,323 * (0,8 * 0,323 - 0,053) + A's * 424 * 10^3 = -559,2$$

-Operando, $A's=-2,02178 * 10^{-3}$, armadura por compresión no necesaria por cálculo.

-Hipótesis zona A:

$$N_{cx}=N_d$$

$$N_{cx}=20 * 10^3 * 0,3 * X = 2094,4 \text{ KNm}$$

-Operando, $X=0,349\text{m}$

$$M_{cx}=20 * 10^3 * 0,3 * 0,349 * (0,323 - 0,4 * 0,349) = 384,04 \text{ KNm}$$



$M_{cx} > M_d = 0$, por lo tanto la sección resiste, armadura pasiva por tracción y por compresión no necesarias por cálculo, nos encontramos en la zona de la sección.

- **Solicitud 2 y 3:**

Debido a que el axil de cálculo no es inferior al axil de $X_{lim,s}$, y no existe una gran variación del momento de cálculo en estas solicitudes de cálculo, consideraremos que la sección se encuentra en la zona A, debido a que en la interacción axil cortante, solo es posible aumentar el momento máximo resistido desplazándonos hacia la izquierda de la gráfica sin sobrepasar horizontalmente la posición del axil de $X_{lim,s}$.

- **Solicitud 4:**

$$0 < M_{1d} = 490,55 \text{ KNm} < M_{1c(X_{lim,s})} = 709,77 \text{ KNm}$$

$$N_d = 1532,12 \text{ KN} < N_{c(X_{lim,s})} = 1550,4 \text{ KN}$$

-Esto nos indica que nos encontramos en la zona A, C o D.

-Comprobación zona A:

$$N_d = N_{cx}$$

$$N_{cx} = 20 * 10^3 * 0,3 * 0,8 * x = 1532,12m$$

-Operando: $X = 0,32m$

$$M_d < M_{cx} = 20 * 10^3 * 0,3 * 0,8 * 0,32 * (0,32 - 0,4 * 0,32) = 294,912 \text{ KNm},$$

por lo tanto, nos encontramos en la zona A, armadura no necesaria por cálculos, se deberá dimensionar con un armado mínimo según la EHE.

- **Solicitud 5:**

$$0 < M_{1d} = 178,07 \text{ KNm} < M_{1c(X_{lim,s})} = 709,77 \text{ KNm}$$

$$N_d = 412,2 \text{ KN} < N_{c(X_{lim,s})} = 1550,4 \text{ KN}$$

-Esto nos indica que nos encontramos en la zona A, C o D.

-Comprobación zona A:

$$N_d = N_{cx}$$

$$N_{cx} = 20 * 10^3 * 0,3 * 0,8 * x = 412,2m$$

-Operando: $X = 0,0858m$

$$M_d < M_{cx} = 20 * 10^3 * 0,3 * 0,8 * 0,0858 * (0,0858 - 0,4 * 0,0858) =$$

$21,2 \text{ KNm} < M_d$, por lo tanto, la interacción de axil momento en este estado de carga se encuentra fuera de la zona A.



-Comprobación zona C:

$$M_{1d} = M_{1c}$$

$$M_{2c} = 20 * 10^3 * 0,3 * 0,8 * x * (0,32 - 0,4 * x) = 178,07 \text{ KNm}$$

-Operando: $X=0,1406\text{m}$

$$N_d = N_{cx}$$

$$N_{cx} = 20 * 10^3 * 0,3 * 0,8 * 0,1406 - A_s * 434 * 10^3 = 412,2\text{m}$$

-Operando: $A_s = 6,0525 * 10^{-4} \text{ m}^2$, dispuestos mediante tres redondos del 20, que nos proporcionan un área total de $9,42 * 10^{-4} \text{ m}^2$ de armadura de tracción.

10.1.2. Calculo de armaduras mínimas:

-Armadura mínima mecánica:

$$A'_{s1} f_{yc,d} \geq 0,05 N_d \quad A'_{s1} f_{yc,d} \leq 0,5 f_{cd} A_c$$

$$A'_{s2} f_{yc,d} \geq 0,05 N_d \quad A'_{s2} f_{yc,d} \leq 0,5 f_{cd} A_c$$

$f_{yc,d} = 400 \text{ N/mm}^2$; $N_d = \text{esfuerzo actuante normal mayorado de compresión} = 2094,4 \text{ KN}$; $f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2$; $A_c = 0,192 \text{ m}^2$.

-Operando, $A'_{s1-s2} > 2,6175 * 10^{-4} \text{ m}^2$; $A'_{s1-s2} < 4,8 * 10^{-3}$.

-Armadura mínima geométrica:

$$-A_{s,geo} = \frac{4}{1000} * 0,3 * 0,64 = 7,68 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

-Esta condición se cumple con los 3Ø20 dispuestos por calculo que nos proporcionan un área igual a $A'_{s1-s2} = 18,85 * 10^{-4} \text{ m}^2 > A'_{s1-s2, necesaria}$; para cumplir la condición de separación mínima entre armaduras longitudinales se dispondrá 1Ø12 en el centro de la cara de 0,64m de espesor, obteniendo un valor total de armadura $A_{s,total} = 21,11 * 10^{-4} \text{ m}^2$



10.2.1. ELU, cortante.

Según las cargas consideradas para el cálculo de las pilas del dintel central, el cortante de cálculo es de valor nulo, por lo tanto, no es necesario el cálculo del mismo, disponiendo las cuantías mínimas de armadura transversal.

10.2.2. Cuantías mínimas.

La armadura mínima de las armaduras transversales, debe ser tal que se cumpla:

$$\sum \frac{A_{\alpha} f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7,5} b_0$$

Con b_0 que es el espesor neto de valor igual a 0,3

α es el ángulo de inclinación de las armaduras transversales respecto a la horizontal, de valor igual 90°

$f_{y\alpha,d}$ es la Resistencia de cálculo del acero para armaduras transversales de valor no superior a 400MPa.

$F_{ct,m}=2,896 \text{ N/mm}^2$, Resistencia media a tracción del hormigón

$$\text{-Operando: } A_{st} \geq \frac{2,896}{7,5 \cdot 400} \cdot 0,3 = 2,896 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$$

Al ser una sección rectangular es necesario disponer 2 ramas de armadura transversal, se puede distribuir esta armadura en redondos del 8, obteniendo una separación longitudinal de armadura transversal tal que:

$$St = \frac{\pi * \phi^2}{4} * \text{Numero de ramas} * \frac{1}{A_{st}} = 0,347\text{m} > 0,3\text{m}$$

$$St \leq 0,3 * d * (1 + \cot \alpha) \leq 300\text{mm},$$

Caso más desfavorable.

$$\begin{aligned} A_{st} &= \frac{\pi * \phi^2}{4} * \text{Numero de ramas} * \frac{1}{St} = 3,35 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} > A_{st} \\ &= 2,896 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Se distribuirá en cercos del 8/0,3m

$$S_{t,trans} = 0,3 - 2 * R_{nom} - \phi_t = 0,3 - 2 * 0,035 - 0,008 = 0,222 < d = 0,587\text{m} \text{ y } < 500\text{mm}$$



11. Unión Zapata pila.

La unión Zapata pilar se ejecutara mediante unión con vainas, prolongando las armaduras salientes de la pila, embebidas en vainas de 5cm de diámetro, rellenas con un grout de sin retracción de la casa Weber.

11.1. Calculo de las longitudes de anclaje para la unión.

Al encontrarse en posición de adherencia buena según la instrucción la longitud mínima de anclaje para la correcta transmisión de esfuerzos es:

$$Lb1 = m * \phi^2, \text{ que no puede ser menor a } \frac{f_{yk}}{20} * \phi$$

$m=1,3$ (coeficiente en función del tipo del acero y su adherencia con el hormigón)

$\phi=20\text{mm}$, diámetro de la barras de acero

$f_{yk}= 500 \text{ N/mm}^2$

-Sustituyendo los valores, $Lb1 = 520\text{mm}$.

Longitud total de prolongación de las barras de los pilares será igual al valor bruto de la longitud de anclaje más un incremento de 2 cm para garantizar una correcta nivelación de todas las barras, por posibilidades de variaciones geométricas.

-Cálculo de las longitudes de las vainas:

$\phi_v=5 \text{ cm}$

Sabiendo que la máxima fuerza que puede transmitir la barra es la correspondiente a su límite elástico:

$$F_b = 434 * \pi * \frac{20^2}{4} = 136345,12 \text{ N}$$

Esta fuerza es la máxima que se puede transmitir del hormigón al grout, considerando una adherencia de hormigón grout de 1 MPa, podemos obtener la longitud de las vainas con la siguiente formula:

$$L_v = \frac{136345,12}{2 * \pi * 25 * 1} = 868 \text{ mm},$$

Redondearemos este valor a 87 cm para permitir la correcta colocación del elemento y garantizar en todo momento la longitud mínima de la vaina.



12. Rampas de acceso.

Las rampas de acceso se ejecutaran mediante PLACA TT - MODELOS V (BADAJOZ), modelo TT 60V, con un tipo de armado T08, casa Prainsa, posterior capa de compresión de 4 cm de HA-25/B/20/ II_b, peso total 2,5 KN/m² estas rampas de acceso estarán dispuestas en vanos isostáticos de 13, 58m de luz y un tramo final de transición con el terreno ejecutado mediante un estribo de hormigón de 6m de longitud, el apoyo de las placas TT se ejecutara mediante unos neoprenos de dimensiones 10X25 y 5 cm de espesor.

Los pilares de las rampas de acceso al ser de longitud variable según su posición, debemos disponerlos de la siguiente manera:

El pilar inicial será de sección variable de 1,55x0,64m en la cabera del pilar, hasta 0,3x0,64 a 5,3m en la base del mismo, como se indica en los planos de definición geométrica de las secciones, ejecutados mediante un hormigón HA-30/B/20/II_b, con acero B 500-SD para armadura pasiva. Con una longitud total del pilar prefabricado de 5,3m

Posteriormente se reducirá la longitud total del pilar conforme a la pendiente del 10% de las rampas de acceso, quedándose la sección inferior del pilar, la correspondiente a la propia altura del pilar medida sobre la cabeza del mismo, recortando la longitud desde la base e incrementando la sección de apoyo del mismo.

Se ejecutándose la unión con la cimentación mediante barras salientes del pilar o unión con vainas; en los pilares de transición hasta el estribo de transmisión de cargas contra el terreno.



13. Dimensionamiento de la cimentación.

La zona de actuación, como se presenta en el perfil geotécnico, presenta unos rellenos superficiales de carretera de 2,4m de potencia y una densidad relativa de 19,4 KN/m³; inferior al mismo, disponemos de un estrato de depósitos de llanura de inundación que presentan 3,1m de potencia en la zona más desfavorable, una densidad seca de 17,8 KN/m³, Humedad de 18,59%, Resistencia a compresión simple de 398 KN/m²; siguientes a ellos, se presenta un sustrato terciario margoso y calcáreo de potencia no definida, una densidad seca de 16,5 KN/m³, Humedad de 11,75%, Resistencia a compresión simple de 264 KN/m².

Observando el perfil geotécnico y la topografía y situación de la zona de actuación se ha decidido considerar los estratos horizontales para el cálculo de las cimentaciones pertinentes.

Se ejecutaran mediante cimentación superficial a base de zapatas aisladas apoyadas en la superficie del depósito de llanura de inundación.

Según los parámetros geotécnicos obtenidos a partir de los ensayos establecidos a los distintos estratos que forman el corte litológico de nuestra zona de actuación, podemos obtener el diseño de la cimentación aplicando la fórmula de Brinch Hansen, al ser los presentes suelos de origen cohesivo, se calculara la cimentación a corto plazo por ser el caso más desfavorable, con la siguiente formula:

$$q_h = q \cdot N_q \cdot S_q \cdot i_q \cdot d_q + c \cdot N_c \cdot S_c \cdot i_c \cdot d_c + 0,5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

Se ha considerado para el presente cálculo un coeficiente de seguridad frente al hundimiento de 3. Al no presentar nivel freático según lo establecido en el anejo de geotecnia, no se ha considerado la actuación del mismo, debiendo de tenerlo en cuenta en la fase de proyecto de construcción las posibles variaciones del mismo.

- Solicitaciones de cálculo:
 - Solicitud 1: $N_d=2094,4$ KN; $M_d=0$ KNm
 - Solicitud 2: $N_d=1946,4$ KN; $M_d=21,49$ KNm
 - Solicitud 3: $N_d=1606,84$ KN; $M_d=70,69$ KNm
 - Solicitud 4: $N_d=1532,12$ KN; $M_d=81,47$ KNm
- Para el dimensionamiento de las zapatas se ha considerado el máximo axil por cálculo de todas las situaciones de carga, evaluando posteriormente, el paso de la resultante de presiones por el núcleo central de la cimentación de las distintas situaciones de carga consideradas en el proyecto.



- Se considera las dimensiones más restrictivas para el cálculo de la cimentación, siendo estas dimensiones las pertenecientes a la zona de la mediana de la autovía A-3, ancho limitado de 2m.
- Factores de forma, para $\varphi = 0$:
- $S_q=1$; $S_c=1 + 0,2 * \frac{B'}{L'}$; $S_v=1 - 0,4 * \frac{B'}{L'}$
- Factores de inclinación, para $\varphi = 0$:
- $i_q=1$; $i_c=1 - \frac{P}{c*B'*L'*N_c}$; $i_v=1$
- Factores de profundidad, se consideran iguales a la unidad en cimentaciones superficiales.
- Se considera que la carga de hundimiento del estrato inferior es menor a la del estrato superior, y $\frac{t_1}{B} = 1,55 > 1$, por lo tanto no influye la carga de hundimiento del estrato inferior.
- Sabiendo que la carga inicial en la base de la cimentación es de 46,56 KN/m², y la definición del coeficiente de hundimiento es:

$$F = \frac{qh - q_0}{qt - q_0}$$

Y que: $B=B'=2m$; $L=L'$

$$qt = \frac{2094,4 + 67,5 * L}{2 * L}$$

-Operando respectivamente, se obtiene:

$$L > 2,97m; L = 3M$$

-Operando respectivamente según el caso se obtiene:

$$q'h_1 = 1205,8 \text{ KN/m}^2$$

$$q'h_2 = 816,08 \text{ KN/m}^2$$

$$F = 3,038 > 3, \text{ cumple}$$

- Comprobación de la resultante de tensiones para por el núcleo central, se cumple siempre que $e < B/6 = 0,333m$, sabiendo que la excentricidad es igual M_d/N_d :

$$e_{s1} = \frac{21,46}{1946,4 + 25 * 2 * 3 * 2,4} = 9,305 * 10^{-3} m < B/6 = 0,333, \text{ cumple.}$$

$$e_{s1} = \frac{70}{1606,84 + 25 * 2 * 3 * 2,4} = 0,035 m < B/6 = 0,333, \text{ cumple.}$$

$$e_{s1} = \frac{81,47}{1532,12 + 25 * 2 * 3 * 2,4} = 0,043 m < B/6 = 0,333, \text{ cumple.}$$

- Dimensiones de las zapatas de los vanos centrales del dintel central de la pasarela 2x3x2,4m

14. Armado de la cimentación

Según la cimentación considerada con anterioridad y la posición de la misma:

-Dirección paralela al eje de la carretera, corte A-A': $V = \frac{3-0,3}{2} = 1,35m < 2 * 2,4 = 4,8m$, zapata rígida.

-Dirección perpendicular al eje de la carretera, corte B-B': $V = \frac{2-0,64}{2} = 0,68m < 2 * 2,4 = 4,8m$, zapata rígida.

- Solicitaciones de cálculo:

-Solicitud 1: $N_d = 2094,4 \text{ KN}$; $M_d = 0 \text{ KNm}$

-Solicitud 2: $N_d = 1946,4 \text{ KN}$; $M_d = 21,49 \text{ KNm}$

- Cálculo de la distribución de presiones sobre el terreno, lo expresado en este punto es referido a la solicitud de cargas 2, puesto que la compresión centrada de la solicitud 1 no produce variación de tensiones sobre la base de la zapata:

-En la dirección A-A', la misma será constante puesto que el momento actuante sobre la cimentación es perpendicular a esta dirección.

-En la dirección B-B':

$$\sigma_{max} = \frac{1946,4 + 25 * 2 * 3 * 2,4}{2} + \frac{6 * 21,46}{2^2} = 1185,39 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{min} = \frac{1946,4 + 25 * 2 * 3 * 2,4}{2} - \frac{6 * 21,46}{2^2} = 1121,01 \text{ KN/m}$$

No despega.

- Método de desratización bielas y tirantes según Calavera para compresión centrada, estado de cargas 1:

Siendo a_1 el ancho del pilar en la dirección de referencia, a_2 el ancho de la cimentación en la sección referida anteriormente y d el canto útil de la misma, podemos definir el área necesaria de acero en el tirante inferior de la sección, de manera aproximada como:

$$A_s * f_{yd} = \frac{N_d / 8}{0,85 * d} (a_2 - a_1)$$

-Operando oportunamente para la dirección A-A': $A_s = 9,039 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$

-Operando oportunamente para la dirección B-B': $A_s = 4,55 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$

- Método de discretización bielas y tirantes según Calavera para compresión centrada, estado de cargas 2:

-Al ser inferior el axil aplicado en este estado y ser el momento perpendicular a la dirección de la sección A-A', el método de discretización de bielas y tirantes posee la misma distribución que en el caso anterior y obtendríamos una cuantía de armadura inferior al caso anterior, siendo dicho más desfavorable.

-En la dirección B-B': Debemos tener en cuenta el efecto del momento de cálculo respecto al modelo de bielas y tirantes, debido a la variación de posición de las reacciones del terreno, inducido por el mismo. Según Calavera en este caso la resultante de la parte más cargada de compresiones en la base de la cimentación tiene el valor aproximado de:

$$R1d = \frac{Nd}{2} + 2 * \frac{Md}{2} = 951,74 \text{ KN}$$

Y su posición es igual a:

$$-X1 * R1d + X2 * R2d = Md$$

-Definimos según el sumatorio de fuerzas verticales, $R2d = Nd - R1d = 906,14 \text{ KN}$

-Y su posición, según sumatorio de momentos en Rd1: $X2 = \frac{Nd * X1}{R2} - X1$

-Operando: $X1 = 0,24448 \text{ m}$

-Según el mismo autor se puede definir la cuantía de armado necesaria para la máxima tensión del tirante como:

$$As = \frac{\left(\frac{Nd}{2} + 2 * \frac{Md}{a}\right) * (X1 - a)}{0,85 * fyd}$$

Siendo f_{yd} no mayor a 400 MPa, sustituyendo: $As = 1,124 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$
 $< 4,55 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$.

- Se dispondrá para el cumplimiento del estado límite de fisuración un $\Delta As = 20\%$, por motivos de durabilidad, debiendo comprobarse en la fase de proyecto de construcción la abertura máxima de fisuras de valor 0,3mm, debido al ambiente IIa.
 - Corte A-A': $As = 9,039 * 10^{-4} * 1,2 = 10,847 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$, que se dispondrán en $1\emptyset 16/0,186 \text{ m}$, que nos proporcionan un área por metro de zapata $As = 11,055 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$.
 - Corte B-B': $As = 4,55 * 10^{-4} * 1,2 = 5,46 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$, que se dispondrán en $1\emptyset 12/0,205 \text{ m}$, que nos proporcionan un área por metro de zapata $As = 5,65 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$.
- El funcionamiento claro del sistema de bielas y tirantes, hace innecesaria las comprobaciones frente a esfuerzos cortantes.



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

