



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



ANEXOS

MARTÍNEZ SILLA, ISMAEL

Trabajo Final de Grado

Curso 2020/2021

Tutor: César Cuesta García

DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO INFERIOR FERROVIARIO EN PK 7+497 DE
LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILS DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN
MELIANA (VALENCIA)



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



ANEXO Nº1. RECONOCIMIENTO FOTOGRÁFICO

MARTÍNEZ SILLA, ISMAEL

Trabajo Final de Grado

Curso 2020/2021

Tutor: César Cuesta García

DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO INFERIOR FERROVIARIO EN PK 7+497 DE
LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILS DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN
MELIANA (VALENCIA)



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	3
2. REPORTE FOTOGRÁFICO	3

1. INTRODUCCIÓN

El objetivo de este primer anejo es el de visualizar la zona y puntos determinantes relativos al proyecto de este paso inferior mediante una serie de fotografías tomadas en el mismo lugar. De este modo, se muestra el entorno del emplazamiento de la obra y como ésta pueda condicionar o no dicha labor constructiva, cosa que mediante un plano no se aprecia con tanto detalle.

Las imágenes mostrarán tanto la zona donde se pretende ejecutar la infraestructura peatonal como donde se realizaron los trabajos de campo que caracterizaron el terreno para el estudio geotécnico posterior, las cuales pueden encontrarse y más detalladas en el *Anejo Nº3. Estudio Geotécnico*.

2. REPORTE FOTOGRÁFICO



Fotografía 1. Lugar donde se ubicarán las escaleras y ascensor del paso inferior en la C/ Isabel de Villena. A la derecha el parking público.



Fotografía 2. Parking afectado por la urbanización del acceso al paso inferior en la C/ Isabel de Villena. En frente del mismo se sitúa la línea de ferrocarril. Sondeo 1 realizado en el punto señalado.



Fotografía 3. Ubicación del Sondeo 1 con detalle. C/ Isabel de Villena. A la derecha la línea de ferrocarril.



Fotografía 4. En frente se ubicará el acceso al paso inferior desde la C/Isabel de Villena. Al otro lado de la vía, donde se sitúa esa edificación, se ubicará el acceso desde la C/València. Sondeo 1 abajo a la derecha.



Fotografía 5. Emplazamiento del acceso al paso inferior desde la C/València.



Fotografía 6. Ubicación exacta del acceso al paso inferior desde la C/València.



Fotografía 7. Ubicación de la parcela contigua a la edificación donde se situará el acceso al paso inferior desde la C/València. Misma parcela donde se ejecutó el Sondeo 2. En frente, el parking de la C/Isabel de Villena.



Fotografía 8. Parcela y edificación donde se situará el acceso al paso inferior en la C/València. Vista desde la C/Isabel de Villena.



Fotografía 9. Detalle de la parcela con el punto donde se ejecutó el Sondaje 2.



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



ANEXO Nº2.

ANTECEDENTES Y DOCUMENTACIÓN DE PARTIDA: ESTUDIO GEOTÉCNICO

ISMAEL MARTÍNEZ SILLA

Trabajo Final de Grado

Curso 2020/2021

Tutor: César Cuesta García

DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO INFERIOR FERROVIARIO EN PK 7+497 DE
LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILS DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN
MELIANA (VALENCIA)



ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	3
2.	ANTECEDENTES	3
3.	DOCUMENTACIÓN DE PARTIDA	4
4.	ESTUDIO GEOTÉCNICO	5
4.1.	GEOLOGIA REGIONAL.....	5
4.2.	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS GENERALES	5
4.3.	SISMICIDAD	6
4.4.	CAMPAÑA GEOTÉCNICA.....	8
4.4.1.	PUNTOS DE RECONOCIMIENTO	8
4.4.1.1.	SONDEOS.....	8
4.4.2.	TOMA DE MUESTRAS Y ENSAYOS DE LABORATORIO.....	9
4.5.	ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN GEOTÉCNICA DEL TERRENO.....	9
4.5.1.	DEFINICIÓN DE LAS UNIDADES GEOTÉCNICAS.....	9
4.5.2.	NIVEL FREÁTICO	12
4.6.	ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN	13
4.7.	EXCAVABILIDAD DEL TERRENO	13
4.8.	CONCLUSIONES	13
	APÉNDICE I: REPORTAJE FOTOGRÁFICO.....	15

1. INTRODUCCIÓN

En el presente anexo se mostrarán los motivos por los cuales se realiza la obra del paso inferior y de toda la documentación tomada inicialmente para poder desarrollar con solvencia el “Diseño geotécnico de un paso inferior ferroviario en P.K. 7+497 de la Línea 3 de Ferrocarrils de la Generalitat valenciana en Meliana (Valencia).”

2. ANTECEDENTES

La interacción entre la infraestructura ferroviaria y el municipio es evidente ya que el trazado de las vías como la estación se encuentran en la superficie. Esto supone ciertos problemas de movilidad urbana para salvar la infraestructura y cruzar a la otra parte de Meliana, además del nivel de riesgo que existe para el viandante al travesar las vías. Como se va a mostrar a continuación, los pasos son escasos y acrecientan este problema, ya que solo se dispone de un paso a nivel en la actualidad.

De este modo, en dicho cruce se concentra todo el flujo de viandantes que pretende cruzar al otro lado, conllevando así un riesgo importante para la población como para los usuarios de la red de Metrovalencia. Así se reflejaba en el estudio “Informe sobre la Situación de los Pasos a Nivel Peatonales y los Pasos entre Andenes en FGV-València” de FGV, por lo que esta institución muestra el interés de mejorar la comunicación y garantizar así la permeabilidad de la trama urbana entre las dos partes del núcleo urbano separadas por la vía. Este informe ha servido de base para conocer detalladamente la situación de cada paso a nivel en Meliana y entender los motivos de la redacción del proyecto de un nuevo paso inferior peatonal.

Los pasos a nivel en servicio en el municipio de Meliana y que son analizados en el estudio emitido por FGV son:

- Paso a nivel ME-3: ubicado en el P.K. 7+390, justamente en la C/ José Benlloch, y el que da acceso tanto a los andenes de la estación como el paso a la otra parte del municipio. Este cruce engloba el conjunto de un paso peatonal y a su lado el paso para vehículos. La intensidad media diaria de peatones califica a esta intersección como de alta densidad ya que es un punto muy concurrido debido a la proximidad de la estación y al ser el único paso a nivel peatonal habilitado en todo Meliana. Es un cruce con visibilidad y accesibilidad buena. Como por este recorrido solo circula una línea, la frecuencia de paso de trenes es moderada. De este modo, el equipo técnico que realizó el informe clasificó a esta intersección como prioridad baja.
- Paso a nivel ME-4: situado en el P.K. 7+079, el cual permite el paso de vehículos en la carretera CV-300 a su paso por Meliana. Como se ha llegado a comentar, el recorrido en superficie de los trenes supone un gran efecto barrera dificultando la movilidad entre las dos partes, por lo que la finalidad a la que estaba destinada el PN ME-4 de facilitar el cruce solo a tráfico rodado no es la real. Existe una apreciable frecuencia de paso de peatones no habiendo ningún espacio habilitado para ese cruce de peatones,



recorriendo así el arcén. Como por este recorrido solo circula una línea, la frecuencia de paso de trenes es moderada. De este modo, el equipo técnico que realizó el informe clasificó a esta intersección como prioridad alta.

Por otro lado, la vigencia actual rige ciertos aspectos en cuanto a subsistemas de naturaleza estructural, entre ellos uno que da razón al motivo de que se trate de un paso a distinto nivel. La *Llei 7/2018 de la Generalitat de Seguretat Ferroviària* indica que:

- Se prohíbe el establecimiento de nuevos pasos a nivel excepto carácter excepcional y causas justificadas (Art. 27.2).

Con los motivos aquí mencionados queda reflejado la necesidad de la ejecución del paso inferior peatonal ubicado en el P.K. 7+497 de la Línea 3 de Metrovalencia de FGV.

3. DOCUMENTACIÓN DE PARTIDA

Este apartado recoge los antecedentes técnicos que se han tenido en cuenta para la realización de este proyecto, entre los que se encuentran datos topográficos, cartográficos, planos del emplazamiento de estudio y un estudio geotécnico entre otros todos ellos proporcionados por el tutor del presente Trabajo Final de Grado.

La mayor parte del desarrollo de este diseño geotécnico se basa en el estudio geotécnico, detallado en el siguiente apartado, realizado en la zona de actuación del paso peatonal inferior. Este anexo caracteriza el suelo a partir de un reconocimiento geotécnico realizado por la empresa G2G GEOTECNIA Y MEDIO AMBIENTE S.L. en 2019 a petición de CONSOMAR S.A.

Se cuenta con un plano en planta y alzado de los accesos compuestos por escaleras y ascensor, y del cajón, además del plano de replanteo, el cual detalla los bases de replanteo para el levantamiento topográfico.

Los datos proporcionados son amplios para desarrollar este proyecto académico correctamente.

4. ESTUDIO GEOTÉCNICO

4.1. GEOLOGIA REGIONAL

La zona de estudio, según la Hoja 696 Burjassot del Mapa Geológico Nacional a escala 1:50.000, publicado por el Instituto Geológico y Minero de España (IGME), se localiza sobre un depósito del Cuaternario, formado por limos pardos.

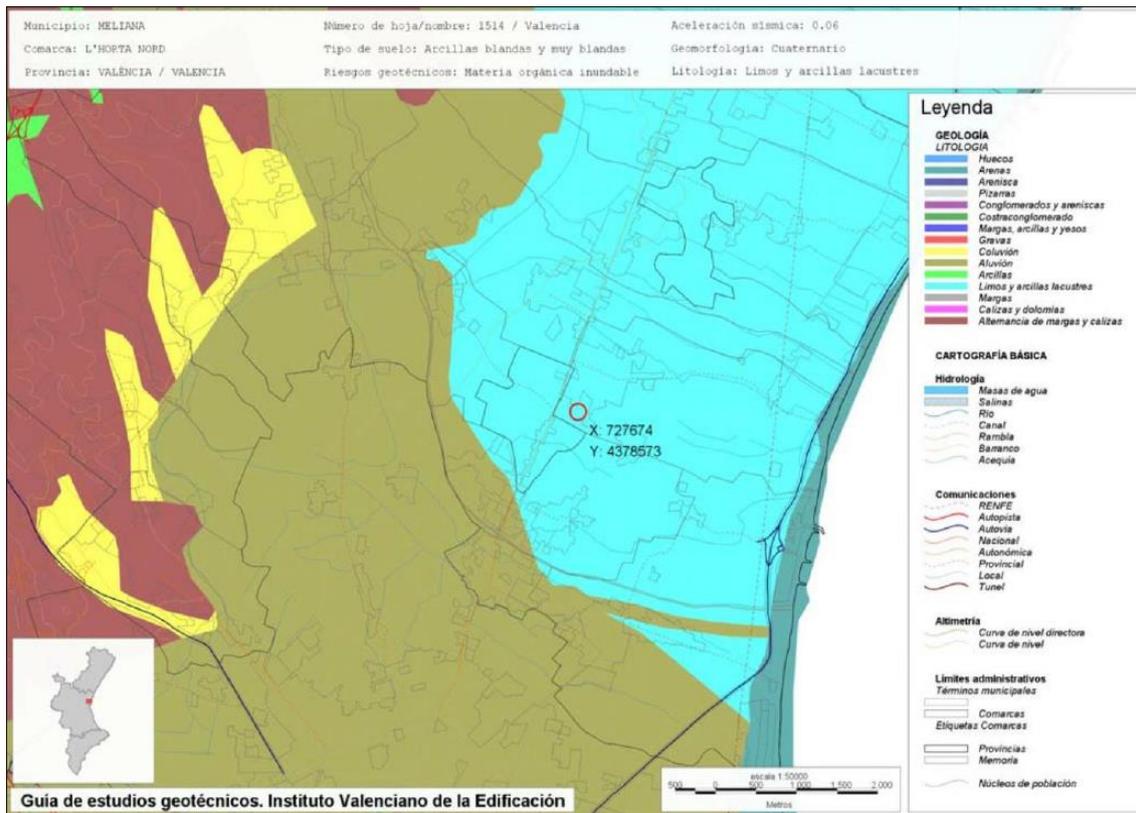


Figura 1. Mapa geológico IVE. Escala 1:50.000

4.2. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS GENERALES

La litología de la zona está formada por arenas, gravas y arcillas. Respecto al comportamiento mecánico de la zona, se admite cargas variadas con asentamientos no muy altos.

Existen abarrancamientos de ciertos ríos con un nivel de drenaje mediano, siendo así los fenómenos geomorfológicos casi inexistentes.

Según el mapa geotécnico del IVE, la zona presenta materia orgánica inundable y un determinado espesor de suelos blandos, lo que conlleva un riesgo geotécnico.

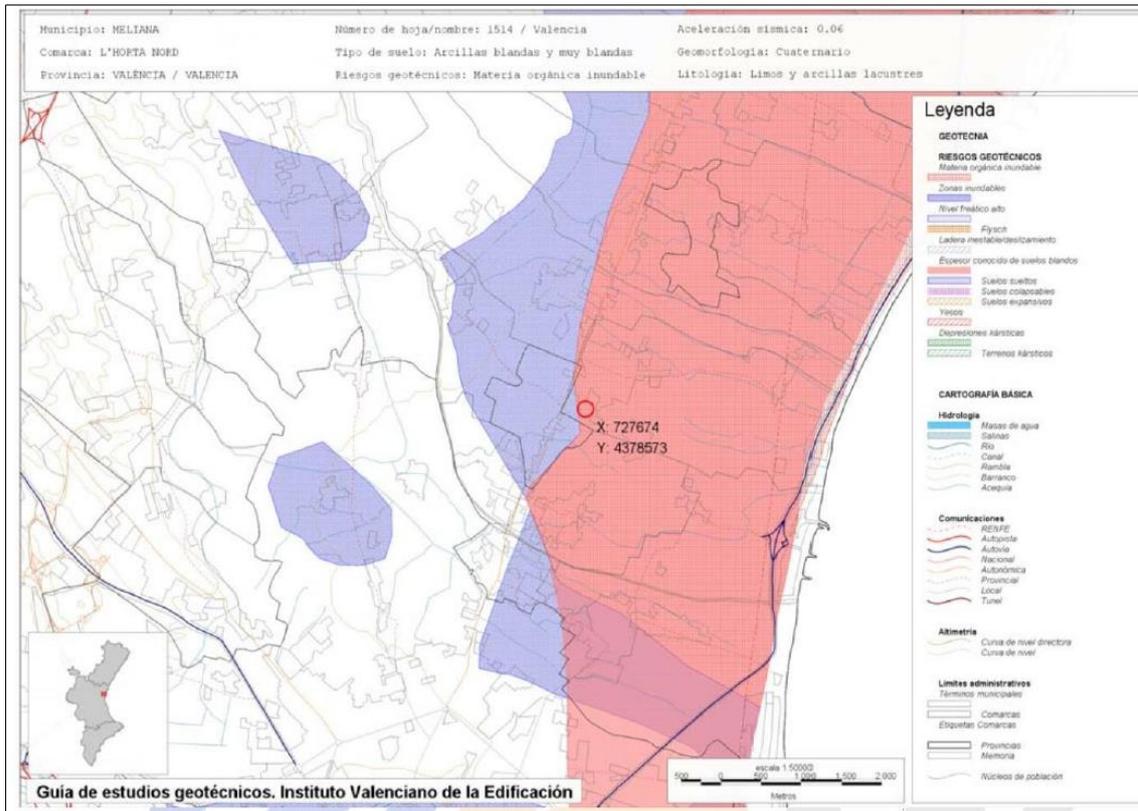


Figura 2. Mapa geotécnico IVE. Escala 1:50.000

4.3. SISMICIDAD

En este apartado se expone el proceso del cálculo relativo a la acción sísmica que ha de seguirse en el proyecto. Para ello se sigue la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-02).

De acuerdo con el Capítulo II de NCSE-02, la aceleración sísmica de cálculo (a_c), se expresa como el producto:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

donde:

a_b : Aceleración sísmica básica para un retorno de 500 años.

ρ : Coeficiente adimensional de riesgo, en función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c . Para construcciones de importancia normal y para de importancia especial, $\rho=1,0$ y $\rho=1,3$ respectivamente.

S : Coeficiente de amplificación del terreno en función del tipo de éste.

La peligrosidad sísmica nacional se define mediante el mapa de peligrosidad (Figura 3), el cual expresa con relación al valor de la gravedad, la aceleración sísmica básica, (a_b).

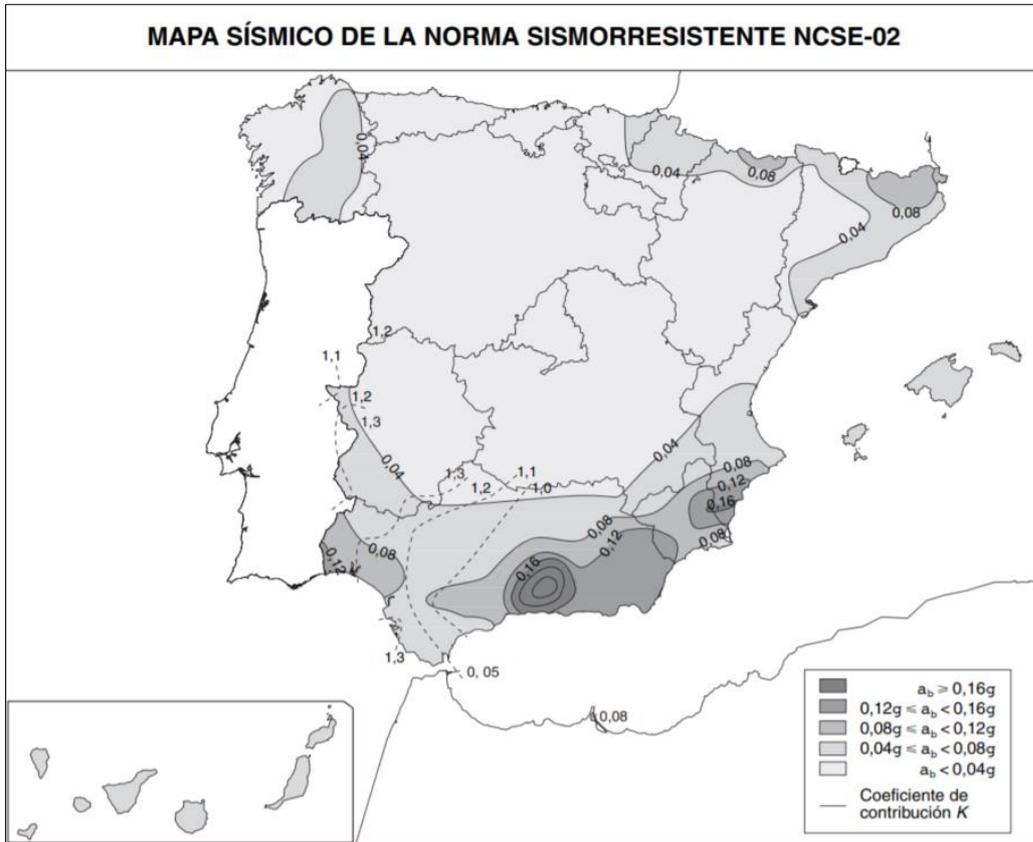


Figura 3. Mapa de Peligrosidad Sísmica. (NCSE-02).

La lista con los valores de aceleración sísmica básica por municipios (*Anejo N°1 NCSE-02*) otorga un valor al municipio de Meliana de $a_b=0,06g$.

Atendiendo al *Capítulo II* de la misma Norma, se califica este paso inferior como construcción de importancia moderada, ya que existe una probabilidad casi nula de que su destrucción por terremoto pueda generar víctimas, interrumpir un servicio primario o causar daños económicos a terceros. Una vez clasificada, hay que destacar que en las construcciones de importancia moderada no es de obligado cumplimiento esta Norma. No obstante, la norma sismorresistente *NCSP-07* obliga a la estimación del efecto del sismo para aceleración sísmicas básicas mayores $0,04g$.

4.4. CAMPAÑA GEOTÉCNICA

4.4.1. PUNTOS DE RECONOCIMIENTO

La campaña de investigación ha consistido en la realización de dos puntos de reconocimiento, uno a cada lado de la vía ferroviaria, donde se pretende realizar el paso peatonal inferior.

La ubicación de los dos sondeos realizados en coordenadas UTM Huso 30 con un margen de +/-3 metros, son las siguientes:

	Coordenadas X	Coordenadas Y
Sondeo 1	727674	4378573
Sondeo 2	727697	4378573

Tabla 1. Coordenadas de los sondeos en referencia UTM Huso 30.

Los sondeos se han llevado hasta una profundidad variable entre 9,75 metros (Sondeo 1, S-1) y 8,05 metros (Sondeo 2, S-2) con respecto a la superficie del solar.

4.4.1.1. SONDEOS

La realización de los sondeos se ha planteado con la doble finalidad, de una parte, obtener y definir la columna litológica del subsuelo, determinando así tipos y espesores de las diferentes unidades geotécnicas presentes y, por otra parte, la recogida de muestras inalteradas (MI) y realización de ensayos de penetración dinámica (SPT) en su interior.

El ensayo SPT (Standard Penetration Test) está normalizado en España por la norma UNE-EN ISO 22476-3:2006. El ensayo permite conocer la compacidad del suelo mediante el conteo del número de golpes necesarios para hincar 60 cm, en intervalos de 15 cm, un tomamuestras de 51 mm de diámetro exterior y 35 mm interior. Para hincarlo, se deja caer una maza de 63,5 kg que cae libremente desde una altura de 76 cm.

Una vez alcanzada la profundidad a la que se desea llevar a cabo el ensayo, se efectúa una limpieza del fondo del sondeo y se realiza una penetración de 15 cm que no se contabiliza por estimar que el suelo puede estar alterado como consecuencia de la perforación. El ensayo permite adicionalmente una muestra representativa del suelo.

El resultado del ensayo, el índice N_{30} , es el número de golpes precisos para profundizar 30 cm, compuestos por el segundo intervalo (15-30cm) y tercer intervalo (30-45):

$$N_{30} = N_{15-30} + N_{30-45}$$

En el caso de que se realicen 50 golpes durante la penetración en cualquiera de los dos intervalos (segundo y tercero) y no se alcancen los 15 cm, se considera que se obtiene rechazo y se suspende el ensayo.

Las muestras inalteradas se llevan a cabo mediante un tomamuestras GMPV de pared gruesa. En su interior está un tubo de PVC donde se introduce la muestra. Tras la extracción del tomamuestras, las muestras se parafinan para evitar pérdidas de humedad o su descomposición. La hincas del tomamuestras se realiza con una maza de 63,5 kg que cae desde una altura de 76 cm, al igual que el ensayo SPT.

4.4.2. TOMA DE MUESTRAS Y ENSAYOS DE LABORATORIO

Para la definición de cada unidad geotécnica según su localización, tamaño y naturaleza se han realizado los siguientes ensayos en laboratorio:

SONDEO	COTA (m)	Granulometría de suelos por tamizados (UNE 103101:1995)	Límites cuchara de Casagrande (S/NLT 105 y NLT 106)	Contenido en sulfatos solubles en suelos (S/UNE 103201:1996; UNE 103201:2003)	Determinación de la densidad aparente y seca (UNE 103301:1994)	Corte directo de suelos CD (UNE 103301:1994)	Ensayo de rotura a compresión simple (UNE 103400:1993)
1	1,50	X	X				
1	3,10	X	X	X			
1	5,00	X	X		X		X
2	1,05	X	X	X	X	X	X

Tabla 2. Ensayos realizados en laboratorio.

4.5. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN GEOTÉCNICA DEL TERRENO

4.5.1. DEFINICIÓN DE LAS UNIDADES GEOTÉCNICAS

Tras la realización de los ensayos en laboratorio, se procede la definición de las diferentes unidades geotécnicas, sus espesores, extensión e identificación litológica y los parámetros necesarios para la determinación las resistencias de cada una de ellas. Este análisis llega hasta la profundidad establecida en los sondeos.

Unidad geotécnica 0: Relleno y suelo vegetal.

Unidad que corresponde de 0,0 metros a una profundidad variable entre 0,5-0,7 metros. Su composición se fundamenta en material de relleno formado por asfalto, zahorras y escombros en los primeros 0,25-0,30 metros, y suelo limoso a continuación.

Esta unidad geotécnica debe ser eliminada de la base de la cimentación.

Los parámetros geotécnicos obtenidos en laboratorio, siguiendo las recomendaciones del Código Técnico de la Edificación (CTE) son:

Parámetros geotécnicos	Valor
Peso específico (γ) (KN/m ³)	17
Ángulo de rozamiento efectivo (Φ')	15°
Cohesión efectiva (c') (KN/m ²)	-

Tabla 3. Parámetros geotécnicos. Unidad geotécnica 0.

Unidad geotécnica 1: Limos y gravas

Aquella que se encuentra debajo de la anterior unidad geotécnica correspondiente a rellenos, y hasta una profundidad de 7,2-7,4 metros. Formada por una alternancia de limos arenos-arcillosos, de color marrón, con lentejones de gravas calcáreas y matriz arenosa. Sigue una disposición caótica, en ocasiones existe un predominio de la arena limosa, y en otras, las gravas están englobadas en una matriz limo-arcillosa.

Estas alternancias no presentan continuidad ni en profundidad ni en lateralidad. En cuanto a la heterogeneidad del terreno ya mencionada, en el S-1 abunda la matriz limo-areno-arcillosa, mientras que en el S-2, se detecta un predominio del nivel de gravas.

Se trata de una material de compacidad variable entre floja y media, de una plasticidad baja o nula, y que se encuentra seco a ligeramente húmedo.

Siguiendo la clasificación USCS (Unified Soil Classification System), las muestras analizadas se clasifican como Limo (ML), Arena limosa (SM) y Grava limosa con arena (GM).

El valor de golpeo promedio de los materiales de esta unidad geotécnica, resultado del ensayo de campo SPT, es $N_{30} = 13$.

En los ensayos de compresión simple realizados en laboratorio, se ha obtenido una resistencia de q_u variable entre 0,64-2,75 Kp/cm², con un valor promedio de $q_u = 1,7$ Kp/cm².

De los trabajos de campos realizados y los resultados de laboratorio, siguiendo las recomendaciones del CTE, se detallan los parámetros geotécnicos para cada tramo de dicha unidad geotécnica.

- Limos

Parámetros geotécnicos	Valor
Densidad húmeda (γ_H) (KN/m ³)	19
Densidad seca (γ_s) (KN/m ³)	17
Límite líquido	0-28
Índice de plasticidad	0-4
Ángulo de rozamiento efectivo (Φ')	28º
Cohesión efectiva (c') (KN/m ²)	10
Cohesión total (C_u) (KN/m ²)	50
Módulo de elasticidad de suelos (E) (KN/m ²)	10
Coefficiente de Poisson	0,30
Coefficiente de permeabilidad (Kz) (m/s)	10 ⁻⁶
Agresividad del suelo	NO

Tabla 4. Parámetros geotécnicos de los limos. Unidad geotécnica 1.

- Gravas

Parámetros geotécnicos	Valor
Densidad húmeda (γ_H) (KN/m ³)	20
Densidad seca (γ_s) (KN/m ³)	18
Ángulo de rozamiento efectivo (Φ')	35º
Cohesión efectiva (c') (KN/m ²)	-
Módulo de elasticidad de suelos (E) (KN/m ²)	10
Coefficiente de Poisson	0,30
Coefficiente de permeabilidad (Kz) (m/s)	10 ⁻⁴
Agresividad del suelo	NO

Tabla 5. Parámetros geotécnicos de las gravas. Unidad geotécnica 1.

Unidad geotécnica 2: Arcillas.

Unidad más profunda, desde 7,2-7,4 metros hasta fin de sondeo (9,75 y 8,05 de profundidad en S-1 y S-2 respectivamente).

Arcilla de color marrón, de consistencia blanda, de plasticidad baja-media, y se encuentra húmeda e incluso saturada.

El valor de golpeo promedio de los materiales de esta unidad geotécnica, resultado del ensayo de campo SPT, es $N_{30} = 3$.

De los trabajos de campos realizados y los resultados de laboratorio, siguiendo las recomendaciones del CTE, se detallan los parámetros geotécnicos de dicha unidad geotécnica.

Parámetros geotécnicos	Valor
Densidad húmeda (γ_H) (KN/m ³)	19
Densidad seca (γ_s) (KN/m ³)	16
Ángulo de rozamiento efectivo (Φ')	18°
Cohesión efectiva estimada (c') (KN/m ²)	10
Módulo de elasticidad de suelos (E) (KN/m ²)	4
Coefficiente de Poisson	0,40
Coefficiente de permeabilidad (Kz) (m/s)	10 ⁻⁸

Tabla 6. Parámetros geotécnicos. Unidad geotécnica 2.

4.5.2. NIVEL FREÁTICO

Durante la realización del S-2 no se ha detectado la presencia del nivel freático, no obstante, en el S-1 sí se ha detectado a una profundidad de 6,5 metros con respecto a la superficie del solar.

Tener en cuenta que el nivel freático no es un elemento estático como pueden ser las unidades geotécnicas, éste oscila según varios factores como precipitaciones, escorrentías, sistemas acuíferos, etc. Las probables fluctuaciones del nivel freático se deberán tener presente tanto en la fase de construcción como a lo largo de la vida útil de la obra. Se estima que oscile +/-1,5 metros, sin tener en cuenta periodos de precipitaciones, en estos casos puede ser mayor la oscilación.

Se realizó un análisis completo, según la Norma EHE-08, de una muestra tomada para obtener la agresividad de aguas al hormigón. Los resultados indican que las aguas freáticas analizadas presentan una agresividad débil para el hormigón, tratándose de un ambiente tipo Q_A , no considerándose necesario el uso de aditivo sulfo-resistente para las estructuras que estén en contacto directo con el nivel freático.

4.6. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

Tras el análisis de los resultados derivados de los ensayos realizados, en función de los requerimientos indicados por la Dirección Facultativa, y teniendo en cuenta el terreno, se considera la siguiente opción para el caso que nos ocupa:

- Cimentación mediante losa armada.

Cota de cimentación: Unidad geotécnica 1 (Limos y gravas). Atendiendo a las indicaciones de la Dirección Facultativa, la cimentación se apoyará a 4,4 metros de profundidad con respecto a la superficie del solar.

4.7. EXCAVABILIDAD DEL TERRENO

Tanto el suelo superficial, como los limos y gravas de la Unidad Geotécnica 1, serán fácilmente excavables con los métodos mecánicos convencionales. A partir de los testigos de muestra obtenidos durante la perforación de los sondeos efectuados, se puede indicar que la excavación en los niveles de gravas no se podrá realizar de forma directa, ya que dichas gravas podrían encontrarse sueltas y desmoronarse del talud generado.

4.8. CONCLUSIONES

Conforme en lo detallado en dicho Estudio Geotécnico se extraen las siguientes conclusiones:

- En cuanto a la estratigrafía y características geotécnicas del subsuelo, se diferencian tres tipos de unidades geotécnicas:
 0. Rellenos suelo
 1. Limos y gravas
 2. Arcillas.
- Se ha detectado la presencia del nivel freático a una profundidad de 6,3 metros con respecto a la boca del sondeo 1, por lo que en el cálculo de las obras de fábrica habrá que tener en cuenta la posible oscilación del mismo, estimada en +/- 1,5 metros, excepto en periodos extraordinarios de lluvias, en el que dicha oscilación puede ser mayor.
- El agua freática presenta una agresividad débil al hormigón, tratándose de un ambiente tipo Qa para aquellas estructuras que se encuentren en contacto con el nivel freático.
- Los análisis efectuados indican que el terreno no presenta agresividad por sulfatos para el hormigón.



- Tanto el relleno/suelo superficial (unidad geotécnica 0), como los limos y gravas de la unidad geotécnica 1, serán fácilmente excavables con los métodos mecánicos convencionales. La excavación en los niveles de gravas no se podrá realizar de forma directa, ya que dichas gravas podrían encontrarse sueltas y desmoronarse del talud generado, por lo que será necesario tablestacar los recintos de las excavaciones.
- Se debe tener en cuenta que el nivel freático podría alcanzar de forma puntual (en periodos de fuertes lluvias) la cota de apoyo de las estructuras proyectadas, por lo que sería aconsejable impermeabilizar dichas estructuras.



APÉNDICE I

REPORTAJE FOTOGRÁFICO



Fotografía 1. Sondeo 1. Testigo de muestra entre 0,0 y 3,0 metros de profundidad.



Fotografía 2. Sondeo 2. Testigo de muestra entre 3,0 y 6,0 metros de profundidad.



Fotografía 3. Sondeo 1. Testigo de muestra entre 6,0 y 9,0 metros de profundidad.



Fotografía 4. Sondeo 1. Testigo de muestra entre 9,0 y 9,75 metros de profundidad.



Fotografía 5. Sondeo 2. Testigo de muestra entre 0,0 y 3,0 metros de profundidad.



Fotografía 6. Sondeo 2. Testigo de muestra entre 3,0 y 6,0 metros de profundidad.



Fotografía 7. Sondeo 2. Testigo de muestra entre 6,0 y 8,0 metros de profundidad.



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



ANEXO Nº3.

CONDICIONANTES TÉCNICOS Y ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

ISMAEL MARTÍNEZ SILLA

Trabajo Final de Grado

Curso 2020/2021

Tutor: César Cuesta García

DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO INFERIOR FERROVIARIO EN PK 7+497 DE
LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILS DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN
MELIANA (VALENCIA)



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	3
2. CONDICIONANTES TÉCNICOS.....	3
3. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS.....	4
3.1. ALTERNATIVA 0.....	4
3.2. ALTERNATIVA 1.....	5
3.3. ALTERNATIVA 2.....	8
3.4. ALTERNATIVA 3.....	12
4. ANÁLISIS MULTICRITERIO.....	16

1. INTRODUCCIÓN

El presente anejo tiene como objeto el estudio de diversas posibilidades constructivas para la realización del paso inferior objeto de este Trabajo Final de Grado. Posteriormente, desde un punto objetivo y justificado, se procede a un análisis multicriterio para escoger la solución óptima. El método propuesto permite valorar globalmente cada alternativa teniendo en cuenta las variables que afectan al proyecto otorgando a éstas unos pesos dentro de la evaluación global.

De este modo, los objetivos que se persiguen en este anejo son los siguientes:

- Plantear diferentes soluciones siguiendo el proceso constructivo.
- Fijar unas variables económicas, sociales, temporales, funcionales y de seguridad que permitan el análisis de cada alternativa presentada.
- Determinar la solución óptima acorde a las variables comentadas.

2. CONDICIONANTES TÉCNICOS

El estudio de alternativas debe plantearse teniendo presente las limitaciones que ofrece el entorno y la adaptabilidad con la que la obra de paso puede integrarse en él.

El entorno urbano donde se desarrollará la obra es un importante condicionante a la hora de estudiar las opciones de ejecución del cajón, donde está presente la afección a la población que pueda originarse como problemas de movilidad en la población o servicios afectados.

La interacción del paso peatonal con el trazado ferroviario obliga a estudiar para cada solución que se proponga si el servicio ferroviario se ve afectado y el tiempo de afección.

No se opta por la ejecución del cajón 'in situ' por razones medioambientales, de calidad y temporales. Las labores de encofrado y vertido ocasionan determinados residuos y generan ruido, mientras que el proceso en fábrica garantiza la alta calidad del producto y la entrega del mismo en el momento oportuno ahorrando plazos de ejecución en la obra.

Como indica el *Estudio Geotécnico*, la excavación en los niveles de gravas no podrá realizarse de forma directa, puesto que las gravas podrían encontrarse sueltas y desmoronarse del talud generado, siendo necesario pantallas de tablestacas en el recinto de la excavación.

Los resultados de las aguas freáticas expuestos en el *Estudio Geotécnico* presentan una agresividad débil para el hormigón, tratándose de un ambiente Q_a , no considerándose necesario el uso del aditivo sulfo-resistente para aquellas estructuras que puedan encontrarse en contacto directo con el nivel freático a lo largo de su vida útil.

3. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

Cabe destacar que el estudio de alternativas está enfocado en el procedimiento de puesta en obra, esto se debe a que no se plantea el cambio del emplazamiento de la obra de paso. La no presencia de edificaciones limítrofes a la ubicación prevista y la cercanía al núcleo urbano hace idóneo este emplazamiento inicial. Respecto al diseño del cajón, tampoco será influyente en la decisión de la solución óptima, ya que el dimensionamiento del mismo seguirá las mismas directrices en cualquier caso constructivo.

Así mismo, en el desarrollo del presente estudio se toma de referencia las consideraciones iniciales recogidas en el Estudio Geotécnico por parte de la Dirección Facultativa en cuanto a dimensiones de la estructura:

- Cota de cimentación de la solera: 4,4 metros.
- Anchura y longitud del cajón, 6,3 y 9,3 metros respectivamente. No se especifican espesores ni gálibo vertical.

Por ello, ciertos datos propuestos en cuanto a mediciones pueden variar según el dimensionamiento que se lleve a cabo posteriormente a la elección de la solución a adoptar, remarcando de nuevo la independencia del método constructivo escogido con las dimensiones del cajón. La geometría definitiva del cajón se puede visualizar en cada alternativa en *Anexo Nº5. Planos*.

Otra consideración importante a detallar es que ninguna alternativa desarrollada en este anejo tiene en cuenta las escaleras y ascensores en cada acceso en cuanto al método constructivo, mediciones y costes derivados de cada solución planteada. Sí están presentes en el diseño de la obra de paso para que escaleras y ascensores concuerden con la anchura de la sección del cajón. El estudio de estos elementos se encontrará detallado en el proyecto básico del paso peatonal, el cual está fuera del alcance de este Trabajo Final de Grado que persigue el diseño del cajón frente a las acciones del terreno y del paso del tráfico ferroviario.

Las alternativas planteadas que serán objeto de estudio son las siguientes:

- Alternativa 0: No se realiza ninguna intervención.
- Alternativa 1: Colocación del cajón con corte de vía.
- Alternativa 2: Ripado de la vía.
- Alternativa 3: Apeo de vía y empuje de cajón.

3.1. ALTERNATIVA 0

La alternativa de no proceder a la realización de un paso inferior supone que la situación actual de la escasa permeabilización causada por el trazado ferroviario no varíe, lo que conlleva un continuo riesgo para los transeúntes.

Esta opción no se contemplará en el análisis multicriterio, no siendo objeto de este proyecto.

3.2. ALTERNATIVA 1

La propuesta consiste en el corte de la vía y posteriormente la colocación del cajón prefabricado en su posición definitiva mediante maquinaria adecuada.

La zona de afección de vía se expande aproximadamente 6 metros a cada lado del eje longitudinal del cajón, mientras que la afección urbana se refleja en el corte de la C/Isabel de Villena, ocupando una parte o la totalidad del parking público colindante a la misma calle. El paso de vehículo y transeúntes no es elevado, por lo que el impacto generado no conlleva importantes problemas de movilidad en el municipio.

En cuanto al proceso constructivo da comienzo con el desmantelamiento de la superestructura, lo que conlleva el desmonte del emparrillado, la retirada del balasto y el levantamiento de la catenaria que está dentro del área de afección.

Previamente a la excavación, se procede a la hincada de tablestacas como elemento de contención de tierras como indica el *Estudio Geotécnico*. El tablestacado tendrá una profundidad total de 10 metros, siendo la longitud de empotramiento de 5,1 metros, asegurando de este modo que el empuje de tierras sea absorbido por las pantallas. Incluye una sobrante superior a la rasante de la superficie de 0,50 metros para permitir la hincada y extracción de las mismas.

A continuación, se muestran unos croquis de la disposición de la excavación con el cajón colocado en su posición definitiva:

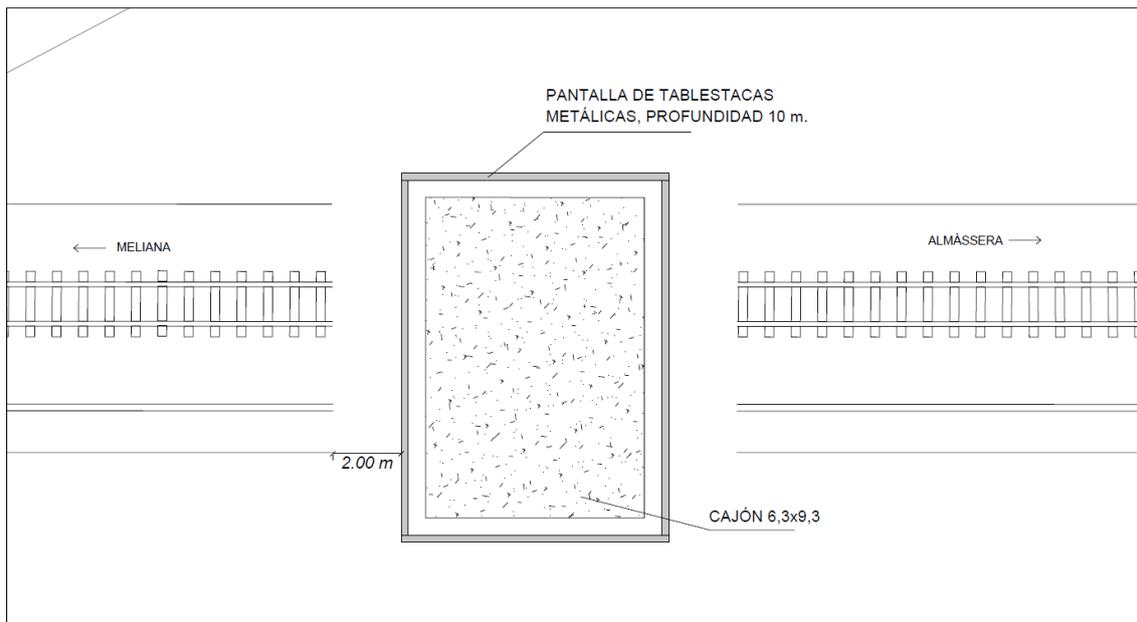


Figura 1. Croquis de la planta de la excavación prevista.

Realizada la excavación, se procederá a la nivelación de la superficie y a su compactación con un grado de compactación de hasta un 90% del Proctor Normal. Se proyectará una capa de hormigón de limpieza con un espesor de 10 cm con el fin de crear una superficie nivelada donde

apoyar el cajón, no tiene ningún objetivo estructural. La obra prefabricada no puede ser transportada como pieza única debido a sus dimensiones de 9,3 metros de longitud. Para un mejor transporte, puede ser transportada en secciones entre 2 y 2,5 metros de longitud, para posteriormente ser ubicadas en su posición definitiva mediante grúa con mayor facilidad que con piezas de mayores dimensiones.

Una vez el cajón se encuentre en su posición definitiva se procede con el relleno de tierras de la propia excavación en el trasdós del cajón por tongadas con la compactación adecuada hasta la cota de superficie del solar.

Seguidamente, se restituye la superestructura ferroviaria con la capas balasto, colocación del emparrillado y parte de la catenaria afectada, y las actuaciones necesarias de bateo, alineación y nivelación, permitiendo así la reanudación del tráfico ferroviario.

Detallado el proceso constructivo del corte de vía con cajón prefabricado, se resume éste mismo en las siguientes fases:

1. Desmantelamiento de la superestructura ferroviaria.
2. Ejecución de la pantalla de tablestacas en el perímetro establecido.
3. Excavación del foso para situar de forma definitiva el cajón.
4. Capa de hormigón de limpieza (10 cm) para nivelar la superficie.
5. Transporte y colocación de las secciones del cajón.
6. Relleno de tierras y su compactación.
7. Restitución de la superestructura ferroviaria.

El tráfico ferroviario se ve interrumpido por el corte de la vía, siendo éste el inconveniente con mayor peso que presenta esta alternativa constructiva. La obra interrumpe la conexión entre las estaciones de Meliana y Almàssera de la Línea 3 de Metrovalencia. La incorporación de una flota de autobuses que opere entre estas estaciones puede reanudar la conexión con los inconvenientes que ello supone al usuario como la pérdida de confortabilidad por cambiar de transporte y la consecuente pérdida de tiempo, cosa que puede generar el decrecimiento de los usuarios y con ello los ingresos de explotación.

Se ha realizado una estimación de los plazos de ejecución de la obra según en el caso de que las jornadas laborales sean de 8 horas o jornadas de trabajo continuo, incluyendo labores nocturnas. La duración en cada caso se visualiza en la siguiente tabla:

Fases de la ejecución	Tiempo en días			
	Jornada laboral 8h		Jornada continua	
	Parciales	Acumulados	Parciales	Acumulados
Levantamiento de la superestructura ferroviaria	1	1	1	1
Hincado de tablestacas	6	7	2	3
Excavación del foso	2	9	1	4
Fraguado del hormigón de limpieza	1	10	1	5
Colocación del cajón prefabricado	1	11	1	6
Relleno de tierras y restitución de la superestructura ferroviaria	7	18	2	8
TIEMPO TOTAL DE EJECUCIÓN (días)	-	17	-	8

Tabla 1. Tiempos parciales y acumulados de la duración de la obra. Alternativa 1.

Las pantallas de tablestacas paralelas al trazado ferroviario, a pesar de la cercanía de éstas con la catenaria, podrían hincarse con anterioridad al corte de vía siguiendo las medidas de seguridad pertinentes, reduciendo 2 días el corte de vía con jornadas laborales de 8h, mientras que a jornada continua se reduce 1 día.

A continuación, se especifican las ventajas e inconvenientes que presenta esta alternativa:

- Ventajas:
 - El corte de vía minimiza la duración de la obra.
 - La área de afección urbana es menor debido a que la obra se ejecuta en el lugar del trazado.
- Inconvenientes:
 - Interrupción del tráfico ferroviario.
 - Ingresos de explotación disminuyen por el corte de vía.
 - El usuario se ve perjudicado por el cambio de transporte para salvar el corte.

Por último, el Presupuesto Ejecución Material (PEM) de la Alternativa 1 asciende a la cantidad de 86.262,09 €. Este coste puede verse con más detalle en el Anexo N°6. *Valoración económica de la solución.*

3.3. ALTERNATIVA 2

Esta propuesta constructiva se caracteriza por el ripado de la vía y la colocación de una parte del cajón prefabricado, posteriormente se traslada la vía a su posición inicial realizando la parte definitiva de la obra de paso. El proceso, como se entiende, se divide en dos fases, que se detallarán a continuación.

La primera fase consta de un desplazamiento transversal de la vía respecto a su eje longitudinal hasta una distancia máxima de 5 metros, ocupando la C/Isabel de Villena sin llegar a aproximarse a edificaciones, situándose el punto más alejado del nuevo trazado a la altura de la ubicación definitiva del cajón. En el punto de máximo ripado, 5 metros respecto el eje inicial, se sitúa la curvatura máxima mediante un radio de 100 m. La traslación consta del vertido de balasto sobre el nuevo eje y el posterior ripado de vía, además de un nuevo replanteo para colocar la catenaria, suponiendo un corte de vía hasta que se encuentre operativa la vía. Se dispondrá de un servicio de autobuses para suplir el corte, realizando el ripado durante el fin de semana para minimizar la afección.

Como se representa en el croquis de la *Figura 3*, la línea roja indica el eje de la vía original mientras se visualiza la vía trasladada dejando un suficiente margen que permite la colocación de una parte del cajón de 4,9 metros, operación que se realizará desde la C/València. Previa a la excavación, se hincan una serie de pantallas de tablestacas en todo el perímetro de la excavación para contener las tierras, además de contener la superestructura ferroviaria, estando la pantalla más cercana al trazado a 2 metros del carril más próximo (*Figura 2*). El conjunto del tablestacado tiene una longitud total de 10 m con una longitud de empotramiento de 5,1 m, incluyendo 0,5 metros de sobrante para facilitar la hincada y extracción.

La pantalla de tablestacas situada a 2 m del carril se ejecutará cuando aún no se haya colocado la nueva catenaria, operando con mayor facilidad el hincado de éstas.

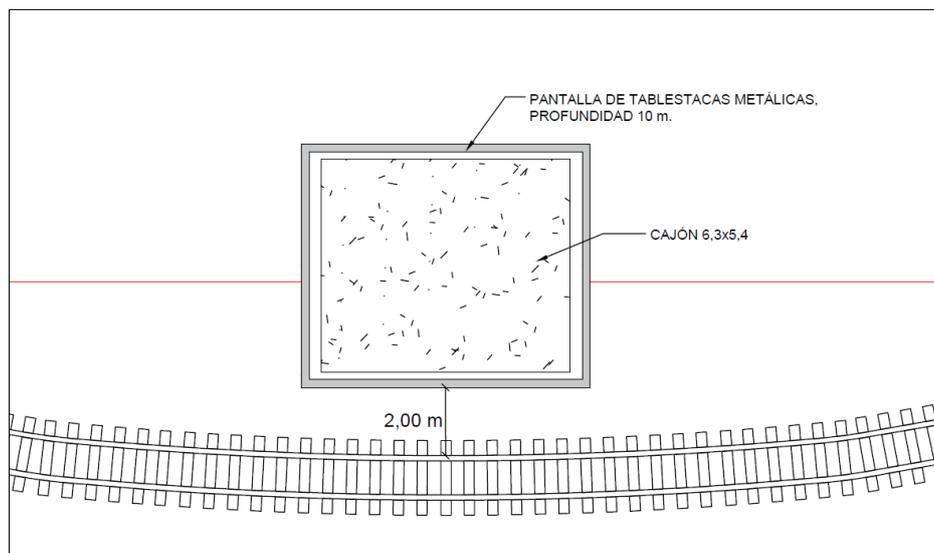


Figura 2. Croquis del ripado de vía y colocación de parte del cajón. Fase 1.

Realizado el foso, se proyectará una capa de hormigón de limpieza con un espesor de 10 cm con el fin de crear una superficie nivelada donde apoyar la parte del cajón, no tiene ningún objetivo estructural. Una vez colocado la parte del cajón correspondiente, se rellena la excavación por tongadas del propio material de la excavación.

La segunda fase consta de la recolocación de la vía a su trazado original, la cual se situará encima de los 4,4 metros de cajón ya colocado. El cajón en su totalidad no está simétricamente alineado con el eje de la vía, habiendo la mayor parte de éste en el lado de la C/Isabel de Villena, por lo que la traslación transversal de la vía a su posición original es suficiente para otorgar un margen para colocar la parte restante del cajón, no siendo necesario el ripado de vía hacia la C/València.

La excavación del terreno en esta fase será más simple que en la primera fase, resultando solo necesarios elementos de contención para contener las tierras sin necesidad de contener la superestructura ferroviaria, ya que ésta ya se apoya sobre la parte del cajón colocado en la primera fase, como se visualiza en el siguiente croquis en planta:

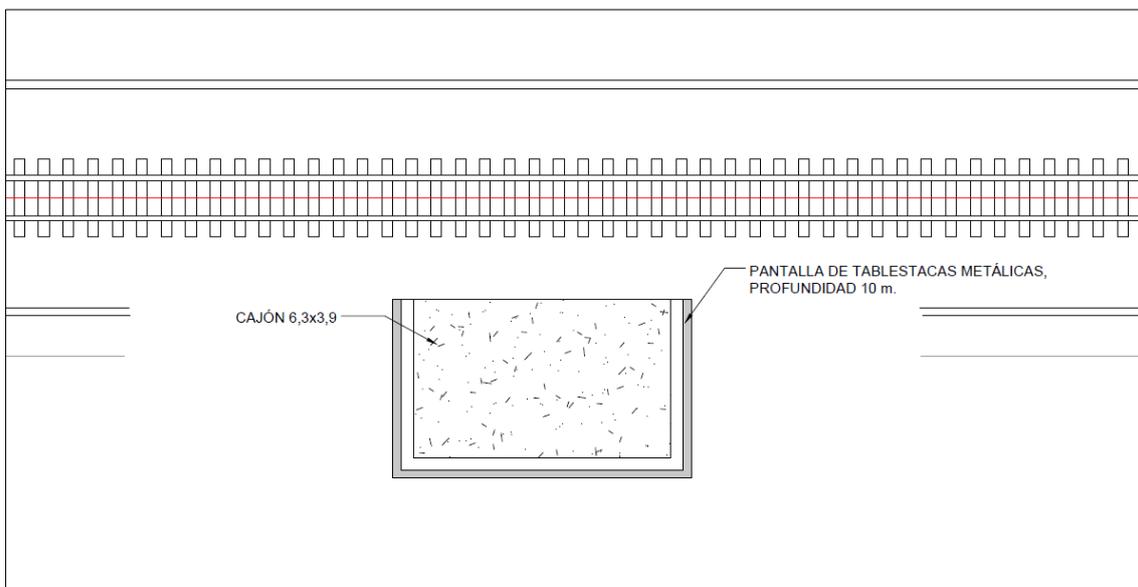


Figura 3. Croquis de restitución de vía a posición original y colocación parte definitiva del cajón. Fase 2.

Del mismo modo que el ripado de vía en la primera fase, será necesario interrumpir el tráfico ferroviario durante la traslación de la vía a su posición original, cubriendo el servicio una flota de autobuses durante la ejecución de ripado.

Detallado el proceso constructivo del ripado de vía, se resume éste mismo en las siguientes fases:

- FASE 1:
 1. Ripado de vía.
 2. Ejecución de pantalla de tablestacas y pantalla de micropilotes.
 3. Excavación del foso para situar parte del cajón.
 4. Capa de hormigón de limpieza (10 cm) para nivelar la superficie.
 5. Transporte y colocación de la sección del cajón.
 6. Relleno de tierras y su compactación.

- FASE 2:
 7. Ripado de vía a la posición del trazado original.
 8. Ejecución de pantalla micropilotes.
 9. Excavación del foso para situar parte restante del cajón.
 10. Capa de hormigón de limpieza (10 cm) para nivelar la superficie.
 11. Transporte y colocación de la sección restante del cajón.
 12. Relleno de tierras y su compactación.

Tanto en la primera fase como la segunda, la traslación de la vía conlleva una interrupción del tráfico ferroviario, siendo necesario incorporar una flota de autobuses para seguir dando servicio a los usuarios, incrementando los costes. Como se detalla posteriormente en la *Tabla 2*, tras el primer ripado, la vía quedaría operativa una semana hasta el definitivo ripado a la posición original.

Se ha realizado una estimación de los plazos de ejecución de la obra en jornadas laborales de 8h, a pesar de que determinadas actuaciones como el ripado de vía se realizarán en horario nocturno con el fin de no interrumpir el tráfico ferroviario diurno. La duración de la obra se visualiza en la siguiente tabla:

		Tiempo en días Jornada laboral 8h	
Fases de la ejecución		Parciales	Acumulados
FASE 1	Trabajos previos. Acondicionamiento del terreno.	1	1
	Ripado de vía.	3	4
	Hincado de tablestacas	3	7
	Excavación del foso.	2	9
	Capa de hormigón (10 cm) y fraguado.	1	10
	Colocación de parte del cajón	1	11
	Relleno de tierras y compactación	1	12
FASE 2	Ripado de vía a posición original.	3	15
	Ejecución de micropilotes	3	18
	Excavación del foso.	2	20
	Capa de hormigón (10 cm) y fraguado.	1	21
	Colocación de parte del cajón	1	22
	Relleno de tierras y compactación	1	23
TIEMPO TOTAL DE EJECUCIÓN (días)		-	23

Tabla 2. Tiempos parciales y acumulados de la duración de la obra. Alternativa 2.

A continuación, se especifican las ventajas e inconvenientes que presenta esta alternativa:

- Ventajas:
 - No precisa el corte de vía para la colocación del cajón.
- Inconvenientes:
 - Ocupa una gran superficie urbana para llevar a cabo la obra.
 - Necesidad de trasladar la vía, conllevando labores más difíciles.
 - Mayor coste de obra.
 - Las dos fases suponen mayor duración de vía que el resto de las alternativas.
 - La interrupción del paso de trenes obliga a operar con flota de autobuses para dar servicio a los usuarios.

El Presupuesto de Ejecución Material (PEM) de la Alternativa 2 asciende a la cantidad de 178.826,32 €. Este coste puede verse con más detalle en el *Anexo Nº6. Valoración económica de la solución.*

3.4. ALTERNATIVA 3

La alternativa planteada se caracteriza por la colocación de un cajón prefabricado en una ubicación próxima a la definitiva. Posteriormente se procederá a la traslación del mismo bajo el ferrocarril mediante empuje oleodinámico, evitando así las afecciones a la vía ferroviaria que sí suponen el resto de las alternativas presentadas.

El área de afección es mayor que la alternativa de corte de vía, ya que se necesita ocupar una zona limítrofe para situar el cajón y el mecanismo de empuje necesario para la traslación. El hincado del cajón se llevaría a cabo entre el parking público y la C/Isabel de Villena.

El tráfico ferroviario no se verá interrumpido, por lo que el foso que se pretende excavar limítrofe a la plataforma ferroviaria debe ejecutar garantizando la estabilización del conjunto ferroviario.

Previamente a la excavación, se debe ejecutar el sistema de apeo para garantizar la estabilidad del emparrillado cuando se proceda a la excavación del foso, ya que no existirá ningún elemento de contención de tierras en el frente de empuje del cajón. El apeo de vía refuerza el emparrillado y soporta las cargas generadas por el tráfico ferroviario gracias a una serie de vigas metálicas formada por el apeo longitudinal y el apeo transversal. El apeo longitudinal consta de vigas de longitud de 18 metros paralelas a la vía, una a cada lado del carril, evitando que la traslación del cajón arrastre la vía produciéndose movimientos transversales que puedan dañar la vía. El apeo transversal está formado por vigas colocadas bajo las traviesas en dirección del empuje con la función sustentar la vía y transmitir las cargas ferroviarias sobre la losa del cajón. Se muestra a continuación un croquis del apeo de vía con los elementos básicos:

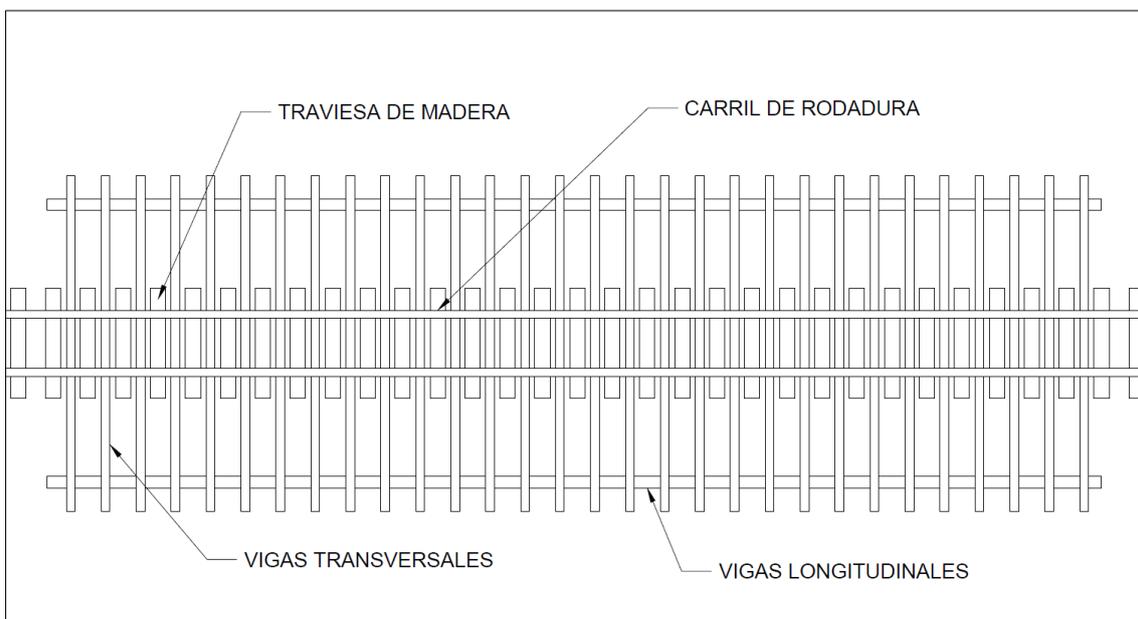


Figura 4. Croquis en planta del apeo de vía con los elementos básicos.

Establecido el apeo de vía, se procede a la hinca de tablestacas como elemento de contención en todo el recinto de la excavación, exceptuando en el frente de empuje. Las tablestacas tendrán una longitud total de 10 metros, con una longitud de empotramiento de 5,1 metros, garantizando así la estabilidad de la excavación y que el empuje de tierra sea resistido por los elementos de contención. La disposición de estratos de gravas no asegura la estabilidad del talud que se genera.

La excavación debe tener una geometría suficiente para albergar el muro de empuje y la solera de deslizamiento para colocar el cajón. La cota de excavación se fija en 0,2 metros por debajo de la cota de apoyo del cajón. Realizada la excavación, previamente a la construcción de la solera, se procederá a la nivelación de la superficie y a su compactación con un grado de compactación de hasta un 90% del Proctor Normal. Los 20 centímetros por debajo de la cota de apoyo de la solera del cajón serán ocupados por la solera de deslizamiento, que tiene como objetivo servir de plano de deslizamiento en la traslación. La solera presenta unos tacones enterrados garantizando la estabilidad del sistema durante el empuje, y sobre ella se apoyan en sus laterales unas guías de cierto espesor que evitan los desplazamientos laterales del cajón. El empuje es realizado por unos gatos hidráulicos anclados al muro de empuje, cuya función es soportar las fuerzas de los gatos.

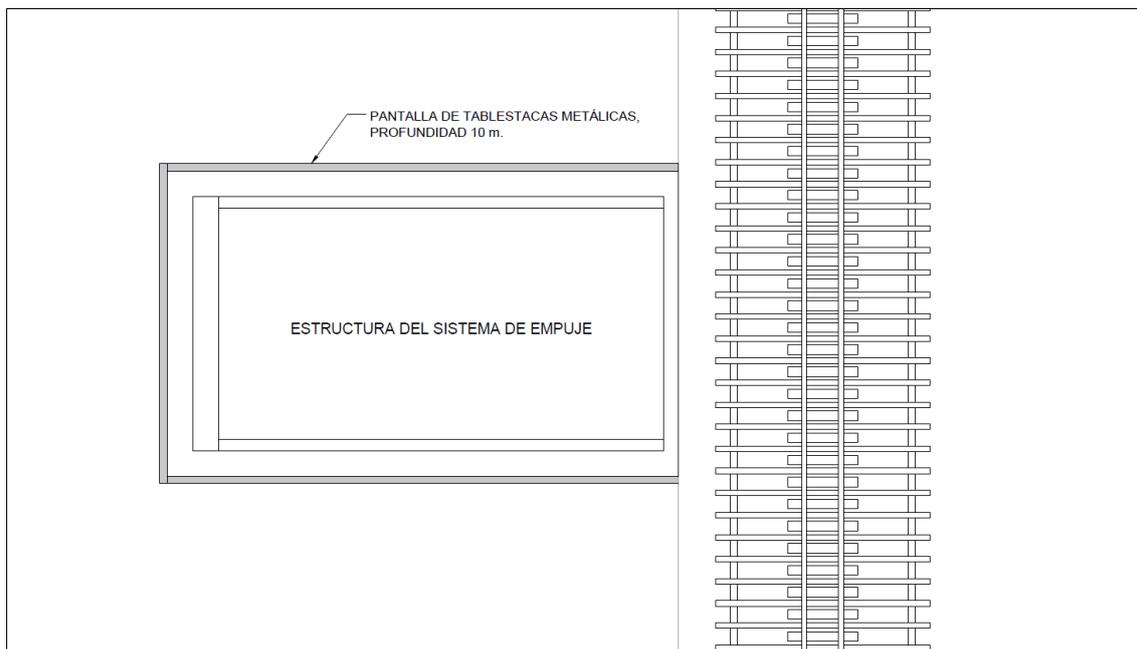


Figura 5. Croquis en planta de la excavación que albergará el sistema de empuje oleodinámico.

Una vez haya transcurrido el debido tiempo de curado del hormigón se coloca una lámina PEAD con la función de reducir el rozamiento durante la traslación.

Constituido el sistema de empuje, se coloca el cajón prefabricado por secciones de entre 2 y 2,5 metros facilitando así el transporte del mismo hasta la obra. La parte frontal del cajón se

caracteriza por su forma en cuña con la finalidad de permitir un mejor hincado y sujeción lateral del terreno durante su avance. Esta cuña posee una inclinación de 40° respecto la cota de excavación, la cual será demolida una vez se finalice el avance total de la estructura. Acorde con el avance del cajón, se vacía el terreno desde dentro del mismo mediante maquinaria apta para trabajar en esos espacios manteniendo un talud aproximadamente paralelo al plano definido por las aristas de la cuña.

Una vez se encuentre el cajón en su posición definitiva se retira el apeo de vía y se aporta el debido relleno de tierras entre dintel y superestructura ferroviaria en el caso de que exista dicho margen, incluyendo la compactación correspondiente. Finalmente, se dispondrá a demoler las cuñas de avance en la cara frontal de la obra de paso.

Detallado el proceso constructivo del empuje del cajón, se resume éste mismo en las siguientes fases:

1. Montaje del sistema de apeo
2. Hincado de tablestacas
3. Excavación del foso que alberga el sistema de empuje.
4. Ejecución del sistema auxiliar de empuje.
5. Colocación del cajón prefabricado.
6. Empuje del cajón.
7. Retirada del sistema de apeo.
8. Relleno de tierras y restitución de la superestructura ferroviaria.

En casos de empuje de cajón en líneas de alta velocidad, la velocidad de circulación se ve afectada disminuyéndola a 30 km/h generalmente. En este caso, tratándose de trenes que operan en red metropolitana, añadiendo el entorno urbano del tramo afectado por la obra y la proximidad de la estación de Meliana, las velocidades no son elevadas, así que por precaución se fijará la velocidad de paso en la zona de obra a 10-15 km/h. A efectos prácticos, no supone ninguna afección a la circulación ferroviaria.

La experiencia acumulada en este procedimiento refleja recorridos de 4 a 6 metros por jornada laboral de 8 horas (*Informes de la Construcción, Vol. 41, nº403, Ramón Escribano M. y Rafael López P. (1989)*). En el caso que nos ocupa, para trasladar el cajón de 9,3 m de longitud, además de las cuñas de empuje e iniciando el avance contiguamente a la vía, supone un avance total de 13,6 m, conllevando máximo 4 días la traslación en jornadas de 8 horas, si el trabajo es continuo durante un día completo la traslación puede ser total en esa misma jornada. El mismo documento referenciado muestra que la escasa carrera con la que operan los gatos hidráulicos hace necesario la colocación de elementos metálicos colocados entre el muro de empuje y el juego de gatos con el fin de transmitir la fuerza del empuje, y que tras avances acumulados de 5 a 10 metros se requiere ejecutar un nuevo muro de empuje para garantizar la transmisión del empuje. Será necesario la ejecución de un muro de empuje auxiliar a mitad recorrido para finalizar el empuje total del cajón con garantías, por lo que el tiempo de empuje se incrementará considerablemente.

A continuación, se especifican las ventajas e inconvenientes que presenta esta alternativa:

- Ventajas:
 - Eliminación de actuaciones que precisen corte de vía.
 - No se ve interrumpido el tráfico ferroviario consecuentemente.
 - No es necesaria la actividad laboral nocturna para minimizar tiempos.

- Inconvenientes:
 - Mayor área de afección urbana para ejecutar la obra.
 - La duración de la obra aumenta debido al empuje de la estructura.

Se ha realizado una estimación de los plazos de ejecución de la obra en jornadas laborales de 8h, no siendo necesario las labores nocturnas. La duración de la obra se visualiza en la siguiente tabla:

Fases de la ejecución	Tiempo en días Jornada laboral 8h	
	Parciales	Acumulados
Apeo de vía	4	4
Hincado de tablestacas	6	10
Excavación del foso	3	13
Ejecución del sistema de empuje	8	21
Colocación del cajón	1	22
Empuje del cajón	11	33
Retirada del apeo de vía	2	35
Demolición de las cuñas	1	36
TIEMPO TOTAL DE EJECUCIÓN (días)	-	36

Tabla 3. Tiempos parciales y acumulados de la duración de la obra. Alternativa 2

El Presupuesto Ejecución Material (PEM) de la Alternativa 3 asciende la cantidad de 170.338,02€. Este coste puede verse con más detalle en el *Anexo N°6. Valoración económica de la solución.*

4. ANÁLISIS MULTICRITERIO

Expuestas las alternativas constructivas viables se procede a la fase comparativa para la determinación de la solución óptima mediante un análisis regido por aspectos que influyen en la toma de decisión del proyecto a realizar.

Estos aspectos responden a diversos criterios de diferente naturaleza los cuales se les ha atribuido un peso:

CRITERIO	PESO
ECONÓMICO	40%
TEMPORAL	20%
SOCIAL	20%
FUNCIONAL	10%
SEGURIDAD	10%

Cada criterio se desglosa en varios indicadores con sus pesos, de este modo se especifica con más detalle la importancia de cada factor. A cada indicador se le debe atribuir un valor entre 0 y 10, siendo 10 la puntuación máxima y 0 la puntuación mínima, en cada indicador se detalla en que caso se valúan estas puntuaciones. La solución óptima vendrá dada por la máxima puntuación de las tres alternativas siendo la puntuación el sumatorio de los productos del valor otorgado a cada indicador por el peso del mismo indicador.

Los indicadores que se van a estudiar son los siguientes:

CRITERIOS	INDICADORES
CRITERIO ECÓNOMICO 40%	<ul style="list-style-type: none">- <u>Valoración económica de la obra.</u> (30%): uno de los indicadores con mayor peso en el presente análisis, ya que el coste de la obra influye con importancia en la toma de decisiones. Se valorará con un 10 la obra con un coste muy asequible, mientras que se le dará un valor de 0 a la obra con un coste lejos del razonable para una obra de esta envergadura.- <u>Ingresos de explotación de FGV</u> (10%): el corte de vía supone una reducción de usuarios y por tanto de ingresos. La flota de autobuses que hagan el servicio Meliana-Almàssera no garantiza que se mantengan el mismo número de usuarios. Se le dará un valor de 10 a la situación donde no se vean afectados los ingresos de explotación, mientras se le atribuirá un valor de 0 al caso

	donde no se perciba ningún ingreso relativo al corte de vía.
CRITERIO TEMPORAL 20%	- <u>Plazo de ejecución de la obra (20%)</u> : a partir de una estimación de la duración de obra prevista para cada alternativa se valorará con un 10 aquella alternativa cuyo tiempo de ejecución sea muy favorable, mientras que se otorgará un 0 a aquella cuya duración se exceda con los inconvenientes que eso conlleva.
CRITERIO SOCIAL 20%	- <u>Afección al entorno urbano (20%)</u> : se valúan los problemas derivados por las obras que llegan a afectar a la confortabilidad de los habitantes. Se valorará con un 10 en el caso de no producirse afecciones por ruido, ocupación del espacio público, levantamiento de polvo etc., mientras que se dará un valor de 0 en caso contrario.
CRITERIO FUNCIONAL 10%	- <u>Efectos interrupción ferroviaria (10%)</u> : Aunque presente similitudes, no se debe confundir con el indicador de <i>Ingresos de explotación de FGV</i> . El origen, el corte de vía, es el mismo, pero este indicador valúa la molestia generada al usuario de la red de metro por el corte de vía y el consecuente transbordo en autobús. Se asignará un valor de 10 cuando la interrupción de circulación de trenes no suponga ninguna molestia en general, mientras que se le dará un valor de 0 en caso contrario.
CRITERIO DE SEGURIDAD 10%	- <u>Seguridad ferroviaria (10%)</u> : se valúa la seguridad de la operación ferroviaria en el tramo afectado durante la ejecución de la obra. Se asignará un 10 en las alternativas donde se garantice la correcta circulación de trenes sin riesgo alguno, mientras que se le dará un valor de 0 en caso contrario.

Tabla 4. Indicadores de cada criterio del análisis multicriterio.

Especificados los indicadores que evaluarán las diferentes alternativas expuestas anteriormente, se dispone a asignar un valor para concretar cual es la alternativa con mejor puntuación, siendo ésta la solución constructiva adoptada para la ejecución del paso peatonal. La justificación de cada valor otorgado se especifica en las siguientes tabla:

ALTERNATIVA 1		
INDICADORES	VALOR	JUSTIFICACIÓN
Valoración económica de la obra	8	El precio resulta razonable acorde con la envergadura de la obra
Explotación de la red de FGV	4	Ciertos usuarios afectados por el corte del tráfico ferroviario no harían uso de los autobuses que cubren el tramo afectado, disminuyendo los ingresos de explotación.
Plazo de ejecución	8	Alternativa con menor duración de obra debido a labores continuas.
Afección al entorno urbano	3	El área de trabajo es la mínima, se actúa sobre el trazado ferroviario. En cambio, las labores nocturnas causan molestias acústicas a los habitantes cercanos a la obra.
Efectos interrupción ferroviaria	3	La molestia generada por la interrupción de paso de trenes es considerable.
Seguridad ferroviaria	10	No existe circulación ferroviaria, por lo que los riesgos relativos al sistema ferroviario durante la obra son nulos.

Tabla 5. Justificación de los pesos de cada indicador para la Alternativa 1.

ALTERNATIVA 2		
INDICADORES	VALOR	JUSTIFICACIÓN
Valoración económica de la obra	2	El precio resulta muy elevado acorde con la envergadura de la obra
Explotación de la red de FGV	4	La duración del corte de vía repercute en que una cantidad de usuarios no haga uso de los autobuses que cubren el tramo afectado, disminuyendo los ingresos de explotación.
Plazo de ejecución	6	Alternativa con una plazo de ejecución razonable acorde a las características de la obra.
Afección al entorno urbano	2	El ripado requiere una mayor área de afección, además de un mayor número de labores generando ruido y levantamiento de polvo en el ambiente.
Efectos interrupción ferroviaria	3	La molestia generada por la interrupción de paso de trenes es considerable.
Seguridad ferroviaria	6	El paso de trenes mientras se ejecutan a las obras conlleva cierto riesgo tanto para el personal de la obra como para la circulación de trenes.

Tabla 6. Justificación de los pesos de cada indicador para la Alternativa 2.

ALTERNATIVA 3		
INDICADORES	VALOR	JUSTIFICACIÓN
Valoración económica de la obra	3	El precio resulta elevado acorde con la envergadura de la obra.
Explotación de la red de FGV	10	Los ingresos no se ven afectados ya que la circulación de trenes no se ha visto interrumpida.
Plazo de ejecución	5	Alternativa con el mayor plazo de ejecución.
Afección al entorno urbano	5	El área de trabajo no supone una gran afección en cuanto a movilidad urbana y no se incluyen labores nocturnas.
Efectos interrupción ferroviaria	10	La molestia generada por la interrupción de paso de trenes es nula ya que no se corta el tráfico.
Seguridad ferroviaria	6	El paso de trenes mientras se ejecutan a las obras conlleva cierto riesgo tanto para el personal de la obra como para la circulación de trenes.

Tabla 7. Justificación de los pesos de cada indicador para la Alternativa 3.

CRITERIOS	INDICADORES	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 3
		(Corte de vía)	(Ripado de vía)	(Empuje de cajón)
ECONÓMICO	Valoración económica de la obra: 30%	8	2	3
	Ingresos explotación de FGV: 10%	4	4	10
TEMPORAL	Plazo de ejecución: 20%	8	6	5
SOCIAL	Afección al entorno urbano: 20%	3	2	5
FUNCIONAL	Efectos interrupción ferroviaria: 10%	3	3	10
SEGURIDAD	Seguridad ferroviaria: 10%	10	6	6
PUNTUACIÓN TOTAL		6,3	3,5	5,5

Tabla 8. Valoración de los indicadores para cada alternativa.



Asignados los valores a cada indicador, la alternativa con mayor puntuación es la Alternativa 1, siendo ésta la solución constructiva adoptada.

Esclarecer que dicho análisis multicriterio está basado en simplificaciones acorde al alcance de este Trabajo Final de Grado, la comparativa de propuestas son estimaciones según los datos consultados y por la propia subjetividad del autor.

Concluido este anexo, se ha llegado al objetivo de exponer las soluciones planteadas con sus correspondientes características, estimación de coste y tiempo, y las ventajas e inconvenientes que éstas presentan. Finalmente, mediante un análisis multicriterio basado en una variedad de factores relevantes que influyen en la ejecución del paso peatonal se ha llegado a la conclusión que la propuesta más eficaz es la Alternativa 1, conllevando el corte de vía y la colocación del cajón prefabricado en su totalidad.



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



ANEXO Nº4.

COMPROBACIONES GEOTÉCNICAS DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

MARTÍNEZ SILLA, ISMAEL

Trabajo Final de Grado

Curso 2020/2021

Tutor: César Cuesta García

DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO INFERIOR FERROVIARIO EN PK 7+497 DE
LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILS DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN
MELIANA (VALENCIA)



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	3
2. DIMENSIONAMIENTO DEL CAJÓN	3
3. ACCIONES SOBRE EL CAJÓN	8
3.1. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE	8
3.2. ACCIONES VARIABLES	10
3.2.1. CARGAS VERTICALES	10
3.2.2. CARGAS HORIZONTALES DEBIDAS AL TRÁFICO	17
4. CÁLCULOS GEOTÉCNICOS	18
4.1. SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO	18
4.2. SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO	27
4.3. SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO	27
4.4. ESTIMACIÓN DE MOVIMIENTOS	28
4.5. EMPUJE DE TIERRAS	32
APÉNDICE I: COMPROBACIÓN DE LA ESTABILIZACIÓN DEL TABLESTACADO	38

1. INTRODUCCIÓN

Este anexo persigue el diseño definitivo de la estructura independientemente de la solución constructiva que se ha determinado en el *Anexo N°3. Condicionantes técnicos y estudio de alternativas*. Previo a los cálculos de las cargas que recibe el cajón y las comprobaciones que se deben realizar frente a dichas cargas es necesario el predimensionamiento del cajón, una estimación de las dimensiones en función de la geometría inicial y el terreno. La definición de la geometría del marco está regida por la disposición de las escaleras y el ascensor situados en cada acceso, además de la altura vertical entre la cota de la solera del cajón con la superestructura ferroviaria. De este modo se diseñará el cajón ajustándose a estas condiciones y el posterior cálculo de las comprobaciones estipuladas en la *Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera*. En caso de no cumplirlas, se optará por otro diseño y los correspondientes cálculos hasta la verificación de éstos.

2. DIMENSIONAMIENTO DEL CAJÓN

La documentación de partida detallada en el *Anexo N°2. Antecedentes y documentación de partida: Estudio Geotécnico*, contiene una amplia información para llevar a cabo el dimensionamiento, empezando primeramente con la determinación de la anchura mínima del cajón para albergar los accesos, y la altura existente entre la cota de apoyo de la solera y la cota donde está apoyada la superestructura ferroviaria para dimensionar el gálibo vertical. Los planos de la planta, alzado y la topografía reflejan las siguientes cotas y dimensiones:

- Plano de planta:

- Escaleras. Anchura de 2,17 metros.
- Ascensor. Anchura de 3,60 metros.

- Plano de alzado:

- Cota de la cabeza de carril UIC-54: 15,42 m.s.n.m.
- Altura carril UIC-54: 159 mm.
- Altura traviesa de madera para ancho métrico: 130 mm.
- A falta de datos específicos, la cota de apoyo de la superestructura ferroviaria se considera la cota de la superficie del terreno: 14,60 m.s.n.m.
- A falta de datos específicos, se considera para ancho de vía métrico una capa de balasto de 53 cm, la cual se apoya en la cota de superficie del terreno.
- Cota de la superficie inicio de la excavación: 14,60 m.s.n.m.
- Cota de apoyo de la solera del cajón: 10,20 m.s.n.m.

La luz libre que el cajón debe poseer para dar un correcto acceso según datos del proyecto es de 5,77 metros.

La altura existente entre la cota de apoyo de la solera y la cota donde se apoya la superestructura ferroviaria es de 4,40 metros, los cuales incluyen como mínimo: espesor de solera, gálibo vertical, y espesor del dintel. La posibilidad de que exista una capa intermedia de tierras o de balasto entre el cajón y la superestructura vendrá determinada por el diseño definitivo del paso.

Seguidamente, se hace uso del documento *Colección de Pequeñas Obras de Paso. Obras de Paso de Carretera*, el cual recoge, entre otras estructuras, diversos tipos de marcos de sección rectangular con luz libre comprendida entre 2,00 y 10,00 metros y gálibo vertical comprendido entre 1,50 y 5,50 metros. Cabe indicar que el uso de dicha colección no es obligatorio, sino una presentación de una serie de marcos clasificados según la tipología del terreno donde se apoyan, cada diseño debe ajustarse a los condicionantes que presenta el proyecto del mismo.

Para cada tipo de marco existen numerosas variaciones en función de las características del terreno de terraplén y del terreno de cimentación. Se consideran tres tipos de terreno de terraplén caracterizados según la Tabla 2.8 de la *Colección de Pequeñas Obras de Paso*:

TIPO	DESCRIPCIÓN	PESO ESPECÍFICO (*) APARENTE γ (Mp/m ³)	MÓDULO DE DEFORMABILIDAD E (Mp/m ²)	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	
				COEFICIENTE DE BALASTO K_{30} (Kp/cm ²)	ÁNGULO DE ROZAM. INTERNO ϕ (°)
T1	Pedraplenes y terraplenes granulares gruesos (GW, GP)	2,2	12.000	38	35
T2	Suelos granulares con más del 12 % de finos (GM, GS, SM, SL) y suelos finos con más del 25 % de gruesos (CL-ML)	2	8.000	25	30
T3	Suelos finos de baja plasticidad con menos del 25 % de gruesos (CL-ML)	1,8	3.000	10	24

Tabla 1. Caracterización del terreno de terraplén. (Tabla 2.8. de la Colección de Pequeñas Obras de Paso)

Para caracterizar el terreno de terraplén, se tomará el conjunto de la *Unidad Geotécnica 1: Limos y Gravas* como referencia, siendo estos los valores intermedios optados:

- Peso específico aparente: 20 KN/m³
- Módulo de deformabilidad: 10 MN/m²
- Coeficiente de balasto: 7,3 MN/m³
- Ángulo de rozamiento interno: 31°

Atendiendo a estos parámetros se caracteriza el terreno de terraplén (T) como T2.

En la Tabla 2.11 del mismo documento se recogen los diferentes tipos de terreno de cimentación para estructuras rígidas:

TIPO BÁSICO	DESCRIPCIÓN	MÓDULO DE DEFORMABILIDAD E (Mp/m ²)	ÁNGULO DE ROZAMIENTO P.O.P. TERRENO Ψ (°)	COEFICIENTE DE POISSON ν	SUBTIPOS	TENSIÓN ADMISIBLE MEDIA q_{adm} (Kp/cm ²) ($H' \leq B$) (*)			
						ESTRUCTURAS CERRADAS		ESTRUCTURAS ABIERTAS	
						EN SECO	CON AGUA	EN SECO	CON AGUA
C-1	Rocas sanas, fracturadas, no meteorizadas	100.000	40°	0,25		7,5	7,5	6,0	6,0
C-2	Suelos cementados, zahorras compactadas	10.000 50.000	35°	0,30		5,0	5,0	4,0	4,0
C-3	Suelos granulares de compactación media a alta ($N > 30$). Arcillas y limos arenosos de consistencia dura	3.000 10.000	30°	0,30-0,35		4,0	2,5	3,0	2,0
C-4	Suelos granulares flojos ($15 \leq N \leq 30$). Suelos residuales, arcillas y limos de consistencia media $q_{adm} > 1,0$ Kp/cm ² , $N > 20$	1.000-3.000	25°	0,35-0,40	a	3,5	1,5	(***)	
					b	2,5	1,2		
					c	1,5	(**)		

Tabla 2. Caracterización del terreno de cimentación. (Tabla 2.11. de la Colección de Pequeñas Obras de Paso).

La *Unidad Geotécnica 1: Limos y Gravas* es la correspondiente a la cimentación del paso con los siguientes parámetros, tomando éstos como un promedio de los dos materiales como el caso anterior:

- Módulo de deformabilidad: 10 MN/m²
- Ángulo de rozamiento interno: 31°
- Coeficiente de Poisson: 0,30
- Tensión admisible: 120 KN/m²

Atendiendo a estos parámetros se caracteriza el terreno de cimentación como C-3. Con esta asignación se obtiene el *Índice de terreno de cimentación* (TC) detallada en la Tabla 2.12 para un marco de tipo de terreno de cimentación C-3 en seco, valorando TC con un valor de 3.

TIPO ESTRUCTURA	TIPO BÁSICO	C-1	C-2	C-3		C-4					
	SUBTIPO	—	—	—		a)		b)		c)	
	NIVEL FREÁTICO	—	—	EN SECO	CON AGUA						
Marcos	1	2	3	4	5	7	6	8	8	8	—
Pórticos	1	2	3	4	—	—	—	—	—	—	—
Arcos	1	2	3	4	—	—	—	—	—	—	—
Tubos rígidos	1	2	3	4	5	7	6	8	8	8	—

Tabla 3. Índice de terreno de cimentación (TC). (Tabla 2.12. de la Colección de Pequeñas Obras de Paso).

El apartado 2.1.4. *Características de los tipos de instalación* se clasifica como Instalación Tipo 2 por situarse la estructura bajo el plano del terreno natural mediante una zanja y el posterior relleno. Este factor no se tendrá en cuenta ya que la realización de la excavación ha sido mediante tablestacas.

La altura del terraplén sobre el dintel (HT) es otro factor que interviene en la serie de marcos expuestos en esta colección. La altura no se prevé mucho mayor de 0,5 metros sobre el dintel.

Con los condicionantes detallados el marco más adecuado a las necesidades existentes es el Marco Tipo 11, cuyas dimensiones se detallan a continuación:

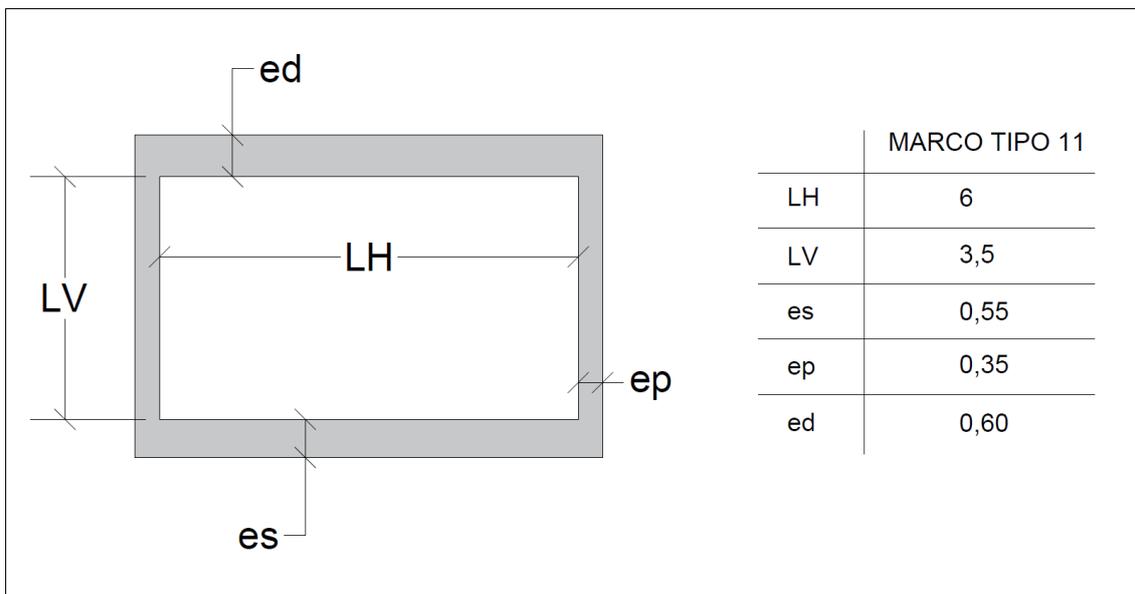


Figura 1. Dimensiones Marco Tipo 11 de la Colección de Pequeñas Obras de Paso.

Si se tomaran estas dimensiones de partida como diseño definitivo de la sección del cajón quedarían las siguientes dimensiones en sección:

- Anchura total del cajón: 6,7 metros.
- Altura total del cajón: 4,65 metros.
- El marco interfiere con la superestructura ferroviaria, ocupando 25 cm en la capa de balasto.

Las dimensiones propuestas no son de obligado cumplimiento, por lo que a continuación se ajustará este marco tipo a las condiciones del proyecto y a la disposición del trazado ferroviario.

En planta, la disposición de escaleras y ascensor ocupa 5,77 metros mientras que el cajón estimado inicialmente presenta una anchura en sección de 6,30 metros, descontando los espesores de muro del marco tipo resultaría una luz libre de 5,6 metros. Así pues, podría descontarse los 17 centímetros sobrantes de ancho de escaleras para que coincida con la luz libre, pero se supondrá como fija y solo es posible la modificación del cajón. La longitud destinada para el hueco de ascensor es amplia y deja margen para solapar parte de un hastial

con la longitud del ascensor, no viéndose afectada la funcionalidad del mismo. De esta forma, la luz libre sería de 5,6 metros, siendo la siguiente figura un croquis de la planta:

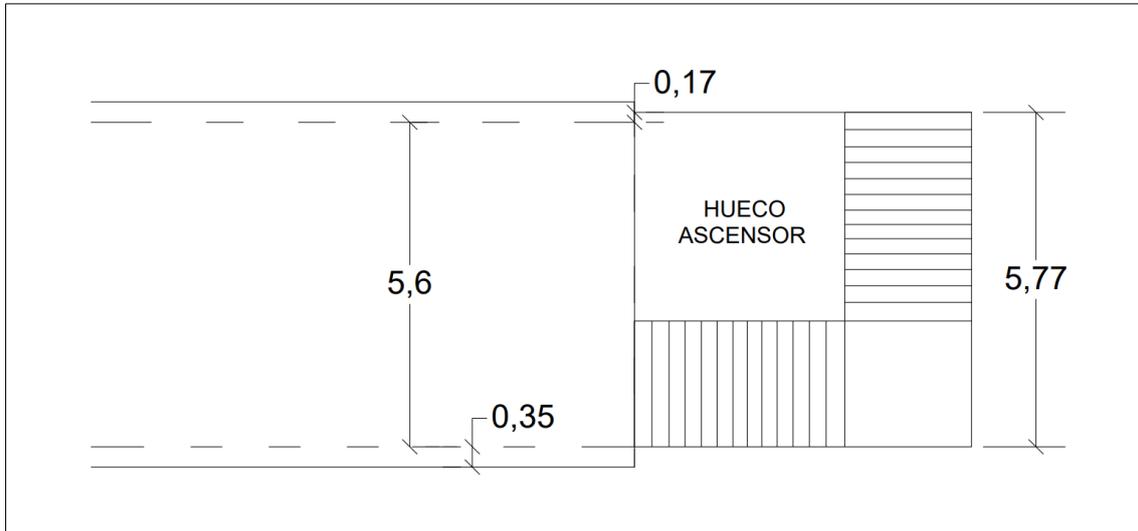


Figura 2. Croquis de la planta del cajón.

El marco tipo presenta un gálibo vertical de 3,5 metros, algo excesivo teniendo en cuenta que el paso solo está destinado a transeúntes, por lo que se reduce a 3 metros de gálibo vertical.

De este modo, el predimensionamiento definitivo a falta de comprobaciones es:

- Luz libre: 5,6 metros.
- Gálibo vertical: 3,0 metros.
- Espesor solera: 0,55 metros
- Espesor hastial: 0,35 metros.
- Espesor cubierta: 0,60 metros.

La reducción del gálibo vertical deja una separación entre el dintel y la capa de balasto de 0,25 metros. Esta diferencia de cota se cubrirá en su totalidad por balasto a lo largo de todo el cajón.

No se ha considerado la reducción de espesor de solera y dintel a pesar de la reducción de gálibo vertical para situarse al lado de la seguridad, debido a que al modificar la recomendación del Marco Tipo 11 se desconoce la proporcionalidad de reducción que deberían tener solera y dintel acorde con la modificación del gálibo vertical.

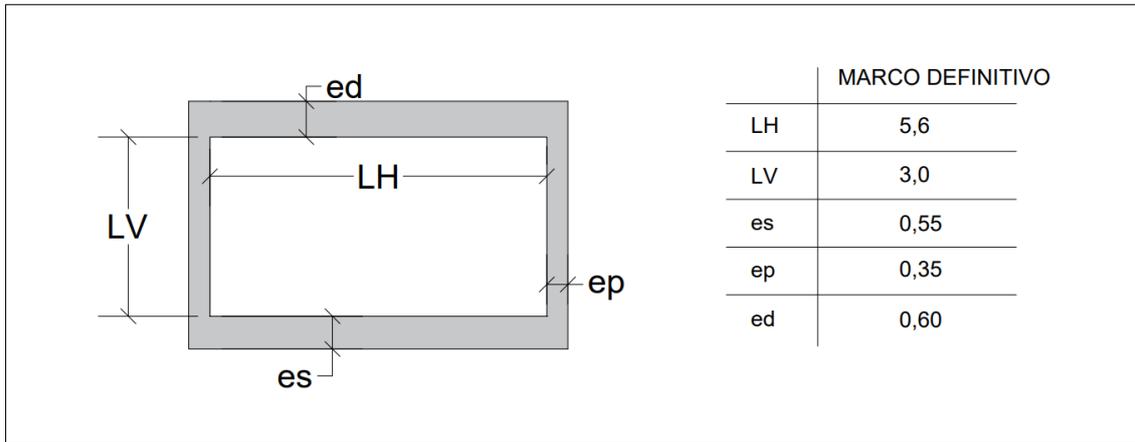


Figura 3. Dimensiones en sección del marco definitivo.

3. ACCIONES SOBRE EL CAJÓN

Este apartado recoge las acciones que son transmitidas al cajón causadas tanto por el tráfico ferroviario como por la superestructura ferroviaria. Para ello, se hace uso de la *Instrucción de Acciones a Considerar en Puentes de Ferrocarril del Ministerio de Fomento (IAPF)*, la cual es de aplicación en proyectos de puentes de nueva construcción los cuales estén integrados en la red ferroviaria, pero también incluye a aquellas estructuras que soporten vías férreas. Esta instrucción sólo es aplicable cuando la altura del plano medio de rodadura de la vía sobre la cara superior de la estructura sea inferior a 2,50 metros. El caso que nos ocupa, dicha altura se sitúa en 1,07 metros.

Las clasificación general de acciones de la IAPF recoge aquellas que se deben tener en cuenta en la proyección del puente de estudio. En nuestro caso, un marco enterrado, el número de acciones se reducen procediendo a sus cálculos en los siguientes apartados.

3.1. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE

Aquellas debidas a pesos de los distintos componentes de la plataforma ferroviaria y el propio cajón. El peso propio derivado de los elementos que constituyen el cajón, adoptando como peso específico del hormigón armado 25 KN/m³, es la área de la sección del mismo por su peso específico:

$$W_H = (A_S + A_P + A_D) \cdot L_c \cdot \rho_H$$

donde:

A_S: área de la solera.

A_S : área de los hastiales.

A_S : área del dintel.

L_C : longitud del cajón.

ρ_H : peso específico del hormigón armado.

$$W_H = (6,3 \cdot 0,55 + 2 \cdot 3 \cdot 0,35 + 6,3 \cdot 0,60) \cdot 9,3 \cdot 25 = 2172,76 \text{ KN}$$

Las cargas muertas son aquellas que no forman parte del cajón pero gravitan sobre él. Están incluidos los elementos como balasto, traviesas, carriles, postes de electrificación y otros elementos.

Se toma un peso específico de balasto del 18 KN/m^3 como indica la IAPF en el apartado 2.1.2. *Cargas Muertas*. Sobre el cajón, la capa de balasto tiene un espesor aproximadamente desde la superficie superior de la traviesa de madera hasta la cara superior de la cubierta del cajón, y dicho espesor afecta a la superficie del cajón con un extendido medio de capa de 4,4 metros en la plataforma, por lo que el espesor llega a 0,91 m sobre el cajón. La extensión de balasto sigue formas trapezoidales a pesar de que el cálculo se realice como capas rectangulares, quedando así cargas superiores a las reales situándose en el lado de la seguridad. Por lo que el peso del balasto que incide sobre el cajón es:

$$W_B = (e_B \cdot L_p \cdot B) \cdot \rho_B$$

donde:

e_B : espesor del balasto en cada capa.

L_p : longitud de balasto extendido en cada capa.

B : anchura del cajón.

ρ_B : peso específico del balasto.

$$W_B = (0,91 \cdot 4,4 \cdot 6,3) \cdot 18 = 454,04 \text{ KN}$$

Del mismo modo, se calcula el peso de los carriles que inciden sobre el cajón. Se trata de una plataforma de vía única de carril tipo UIC-54 de masa 54 kg/m . El peso atribuido a los carriles es:

$$W_C = n_C \cdot L_C \cdot m_C$$

donde:

n_C : número de carriles.

L_c : longitud de carril.

m_c : masa del carril.

$$W_c = 2 \cdot 6,3 \cdot 54 \cdot \frac{9,81}{1000} = 6,67 \text{ KN}$$

El tramo ferroviario se compone por traviesas de madera de masa 56 kg cada una, con una separación entre ejes de traviesas de 0,6 metros, por lo que se disponen de 11 traviesas en los 6,3 metros de ancho del cajón. El peso de las traviesas resulta:

$$W_T = n_T \cdot m_T$$

donde:

n_T : número de traviesas.

M_T : masa de la traviesa.

$$W_T = 11 \cdot 56 \cdot \frac{9,81}{1000} = 6,04 \text{ KN}$$

La carga de la superestructura ferroviaria asciende a 466,75 KN .

3.2. ACCIONES VARIABLES

Son aquellas acciones relacionadas con las sobrecargas debidas al tráfico ferroviario. La IAPF recoge también como acciones variables las acciones climáticas como viento, nieve o acciones hidrostáticas, sin embargo, tratándose de una estructura enterrada no se considerarán dichas acciones.

Para el estudio de las acciones, se aplicarán aquellas que resulten más desfavorables para el cajón, individualmente o combinadas entre sí.

3.2.1. CARGAS VERTICALES

En el apartado 2.3.1.1. de la IAPF, se especifican las acciones verticales atribuidas al peso de los vehículos ferroviarios sobre una vía, asemejándose a la del tren UIC71. Éstas se aplican en el eje de la vía y a nivel del plano de rodadura de la misma vía, y constan de las siguientes magnitudes y sus correspondientes posiciones:

- Conjunto de cuatro cargas puntuales de magnitud 250 kN cada una, separada entre sí por una longitud de 1,6 metros.
- Sobrecarga uniformemente repartida de 80 kN/m, la cual puede extenderse en la longitud y posición que genere la situación más desfavorable para el cajón. La carga repartida no se situará en una longitud igual a 6,4 metros centrada con las cuatro cargas puntuales de 250 kN.

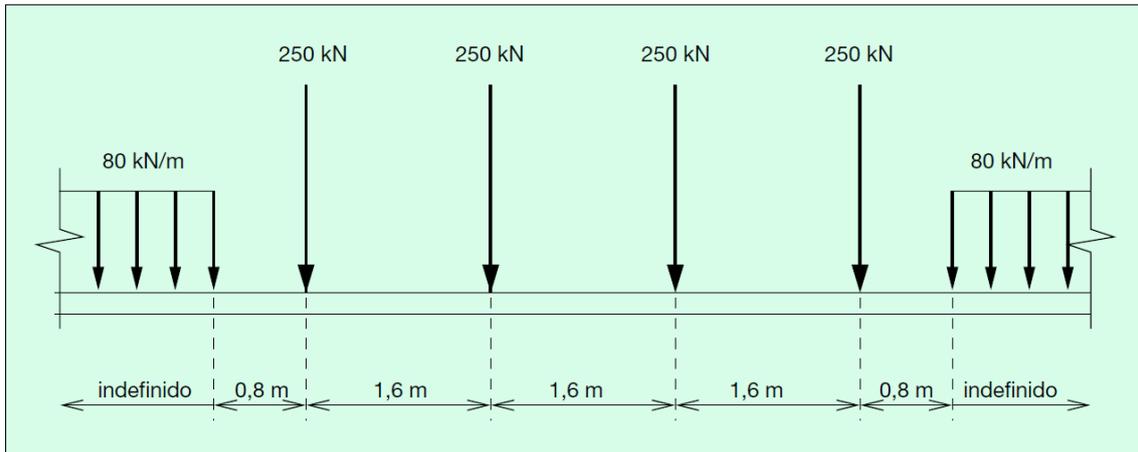


Figura 4. Tren de cargas verticales UIC71. (2.3.1.1. de la IAPF).

En caso de vías sobre balasto, se estima una reparto de las cargas verticales puntuales descritas de modo que cada carga se transmite mediante 3 traviesas consecutivas. La traviesa central absorbe el 50% de la carga, y las otras dos el resto de carga.

La carga atribuida en cada traviesa se transmite por la capa de balasto con una pendiente 4V:1H.

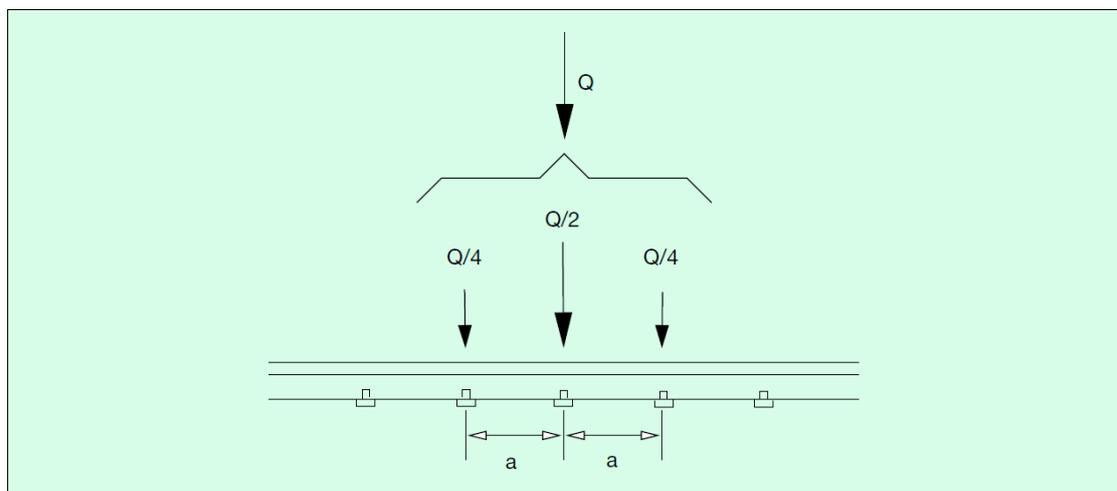


Figura 5. Reparto longitudinal de una carga puntual en vía sobre balasto. (Figura 2.2. de la IAPF).

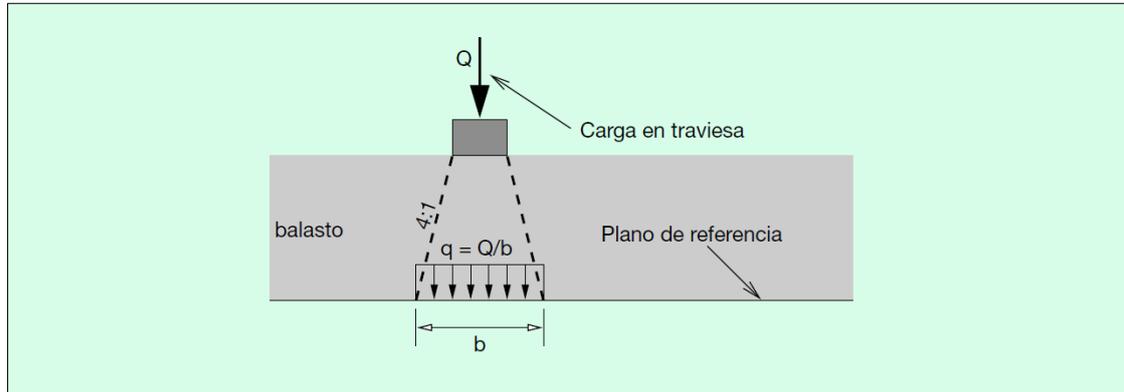


Figura 6. Reparto longitudinal de una carga puntual sobre traviesa través del balasto. (Figura 2.3. de la IAPF).

Para cuantificar las cargas que son transmitidas al cajón se disponen las cargas puntuales y repartidas debidas al paso de trenes con sus correspondientes separaciones longitudinales en un modelo de la sección de la vía sobre el balasto. Se ha colocado el cajón en el eje del tren de cargas UIC71 considerándose esta situación la más desfavorable. En cuanto a la disposición de los elementos de la vía y sus características, el ancho de las traviesas de madera y la separación entre ejes de traviesas hace que la distribución inicial de cargas puntuales no se aplica en cada traviesa, por lo que no se distribuye en tres traviesas consecutivas como el tren de carga UIC71.

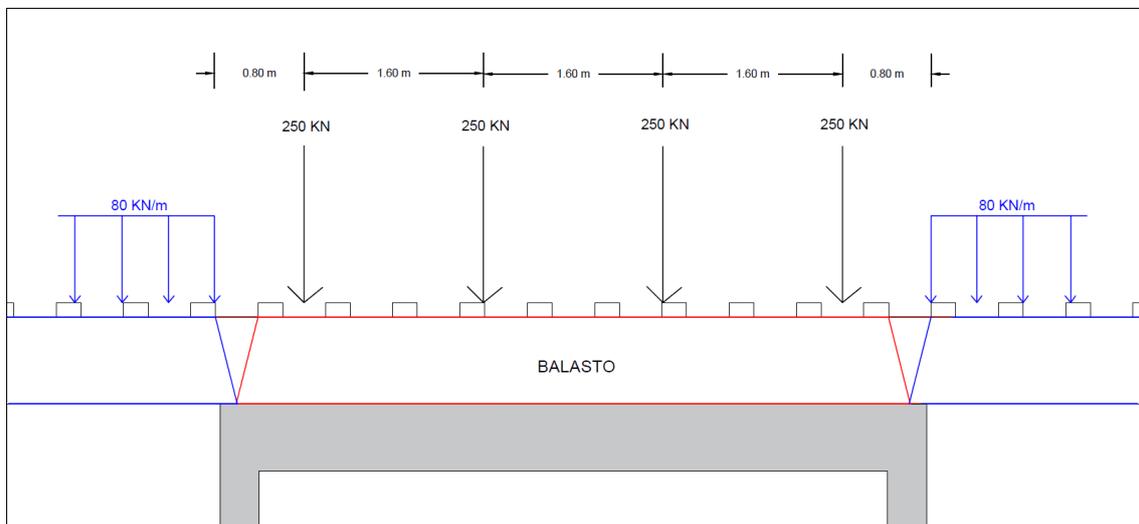


Figura 7. Redistribución de las cargas puntuales de un tren de cargas UIC71.

El planteamiento de cargas es un modelo, que aunque no coincida carga-traviesa, no se ha tomado ninguna modificación en cuanto a redistribución. Como se visualiza en la Figura 7, las cargas puntuales transmitidas por el balasto son transmitidas en su totalidad al dintel, es decir, los 1000 kN. En cambio, la carga repartida de 80 kN/m, llega a incidir sobre el dintel, la cual se determinará su magnitud y se sumará a los 1000 kN de las puntuales.

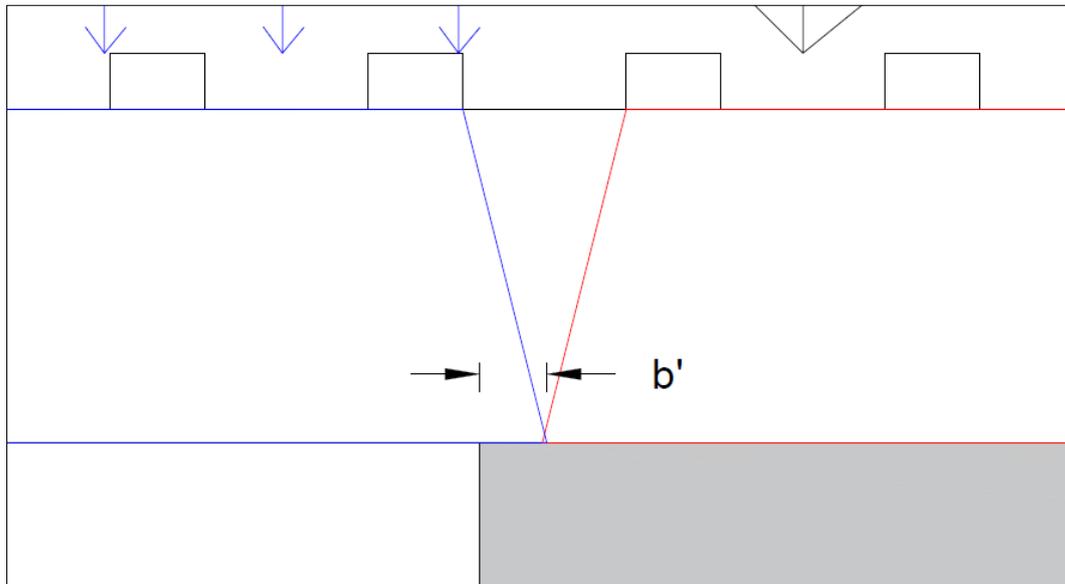


Figura 8. Detalle de la transmisión de cargas mediante balasto.

La longitud representada en la *Figura 6*, b , viene determinada por la suma del ancho de la traviesa y las proyecciones que genera la pendiente 4V:1H.

$$b = 2 \left(\frac{e_b}{p} \right) + a_t$$

donde:

e_b : espesor del balasto bajo la traviesa.

p : pendiente de reparto de cargas.

a_t : ancho de la traviesa de madera.

$$b = 2 \left(\frac{0,78}{4} \right) + 0,22 = 0,61 \text{ m}$$

Atendiendo a la *Figura 8*, el valor b' se aproxima a la longitud e_b/p , siendo la carga en b' :

$$Qb' = 80 \cdot 0,78/4 = 15,60 \text{ KN}$$

En conclusión, la carga recibida por el cajón a lo largo de sus 6,3 metros de ancho es:

$$Q_T = 250 \cdot 4 + 2 \cdot 15,60 = 1031,20 \text{ KN}$$

Las cargas anteriormente definidas se multiplicarán por dos coeficientes:

- Coeficiente de clasificación.
- Coeficiente de impacto. Efectos dinámicos.

El coeficiente de clasificación para vías de ancho métrico será $\alpha = 0,91$, según el apartado 2.3.1.1. de la misma IAPF.

Los efectos dinámicos debido al tráfico están presentes y pueden llegar a valores mayores que las acciones estáticas. Esta envolvente de sollicitaciones dinámicas están medidas a través del coeficiente de impacto, el cual mediante el apartado B.2.3.2. *Caso: Marcos bajo terraplén*, especifica que en este tipo de estructuras no existen fenómenos de resonancia durante el paso de trenes al estar encajados en el suelo, añadiendo de las escasas dimensiones del cajón comparado con el tablero de un puente. Tomando estas consideraciones, detalla el método de cálculo para el coeficiente de impacto del apartado B.2.1.2.

Bien, este método simplificado ofrece dos coeficientes de impacto según el caso en que se encuentre:

- Vías con grado de mantenimiento bueno:

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \quad (\text{con } 1,00 \leq \phi_2 \leq 1,76)$$

- Vías con grado de mantenimiento normal:

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 \quad (\text{con } 1,00 \leq \phi_2 \leq 2,00)$$

donde:

L_ϕ : longitud determinante de la estructura, en metros.

La instrucción enumera una gran serie de elementos estructural y cuál es su longitud determinante. No se especifica en esta lista nada relativo a marcos, así pues, como se muestra

en la *Tabla 4*, el cajón se situaría en el caso 5.3 como una estructura porticada de vano único considerando que la longitud determinante viene determinada por el caso 5.2, como viga continua de tres vanos.

CASO	ELEMENTO ESTRUCTURAL	LONGITUD DETERMINANTE (L_{ϕ})										
5.1	Vigas y losas simplemente apoyadas (incluyendo vigas metálicas embebidas en el hormigón)	Luz del vano en la dirección principal de la viga										
5.2	Vigas y losas continuas de n vanos, con $L_m = \frac{1}{n}(L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_{\phi} = kL_m$, pero no menor que $\max L_i (i = 1 \dots n)$ <table style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>$n=$</td> <td>2</td> <td>3</td> <td>4</td> <td>≥ 5</td> </tr> <tr> <td>$k=$</td> <td>1,2</td> <td>1,3</td> <td>1,4</td> <td>1,5</td> </tr> </table>	$n=$	2	3	4	≥ 5	$k=$	1,2	1,3	1,4	1,5
$n=$	2	3	4	≥ 5								
$k=$	1,2	1,3	1,4	1,5								
5.3	Estructuras porticadas —vano único	Se considera como una viga continua de tres vanos (se utiliza 5.2, con las longitudes del dintel y las de los pilares)										
	—múltiples vanos	Se considera como una viga continua de múltiples vanos (se utiliza 5.2, con las longitudes de los dinteles y de los pilares extremos)										

Tabla 4. Longitudes determinantes para elementos estructurales. (Cuadro B.4. de la IAPF).

El cálculo de la longitud determinante para el caso 5.2 viene dado como:

$$L_{\phi} = k \cdot L_m$$

donde:

k: regida por la consideración de tres vanos ($n=3$), $k=1,3$.

$$L_m = \frac{1}{n} \cdot (L_1 + L_2 \dots + L_n)$$

El caso 5.3 detalla que en el cálculo de 5.2 hay que hacer uso de las longitudes del dintel y de los hastiales siendo L_1 , L_2 , y L_3 las longitudes de 5,95 m del dintel (entre ejes de los hastiales) y 3,575 m de altura de los dos hastiales (entre ejes de solera y dintel).

Para la elección del coeficiente de impacto se supone un mantenimiento normal de vía, en todo caso, otra condición recogida en la IAPF avala la correcta elección de ϕ_3 , ya que la velocidad de proyecto es inferior a 120 km/h.

Φ_3	para $V \leq 120$ km/h
$(\Phi_2 + \Phi_3) / 2$	para 120 km/h $< V \leq 220$ km/h
Φ_2	para $V > 220$ km/h

Tabla 4. Criterio de la elección del coeficiente de impacto según velocidad de proyecto. (IAPF).

Por lo que cálculo del coeficiente de impacto Φ_3 es:

L_m	4,36 m
L_\emptyset	5,67 m
\emptyset_3	1,71

Determinados los coeficientes de clasificación y de impacto, las acciones del tren de cargas UIC71 que afectan al cajón quedan definidas como:

$$Q_T = 1031,2 \cdot 0,91 \cdot 1,71 = 1604,65 \text{ KN}$$

Cerrando el capítulo de cargas verticales, el apartado 2.3.1.3. *Cargas no ferroviarias*, especifica que las cargas asociadas a aceras y zonas del puente, en este caso cajón, que no se estén afectas directamente por el tráfico ferroviario, se les otorgará una sobrecarga vertical uniforme de 5 KN/m². Parte de la estructura, 3,5 m de los 9,3 metros de longitud que posee, no están dentro de la afección por el paso de trenes, estando la sobrecarga no ferroviaria repartida en un área de 6,3x3,5 m². La carga total en dicha área corresponde a una puntual de 110,25 KN.

A pesar de que cada carga no está repartida uniformemente por todo el cajón, se tomará como simplificación de cálculo que las cargas verticales calculadas se repartan por toda la losa de la estructura (6,3x9,3m²). Para ello, las cargas se reducirán a una resultante aplicada en el punto correspondiente del plano de la superficie de la solera, posteriormente se reparten por la losa. Se recogen en modo de resumen las cargas verticales calculadas en la situación más desfavorable:

Peso propio del cajón	2172,76 KN
Cargas de la superestructura ferroviaria	466,75 KN
Cargas debidas al tráfico ferroviario	1604,65 KN
Cargas no ferroviarias	110,25 KN
CARGA VERTICAL TOTAL	4354,78 KN
CARGA TRANSMITIDA POR LA LOSA	74,32 KN/m²

Tabla 6. Cargas verticales transmitidas a la losa.

3.2.2. CARGAS HORIZONTALES DEBIDAS AL TRÁFICO

Se entenderán como acciones horizontales paralelas a la vía aquellas derivadas del frenado y arranque de los vehículos ferroviarios. Estas fuerzas se aplican en el plano medio de rodadura y se reparten uniformemente a lo largo de una longitud definida a continuación:

- Frenado:

$$Q_{H,F} = \alpha \cdot 20 \text{ [KN/m]} \cdot L[\text{m}] \quad (\text{con } L \leq 300 \text{ m})$$

- Arranque:

$$Q_{H,A} = \alpha \cdot 33 \text{ [KN/m]} \cdot L[\text{m}] \quad (\text{con } L \leq 30 \text{ m})$$

donde:

α : coeficiente de clasificación anteriormente definido. $\alpha = 0,91$

L: longitud en las que se reparten las acciones horizontales. En este caso, se tomará la dimensiones longitudinal a estas fuerzas, el ancho del cajón. L = 6,3 metros.

El resultado de las fuerzas horizontales es:

$$Q_{H,F} = 0,91 \cdot 20 \cdot 6,3 = 114,66 \text{ KN}$$

$$Q_{H,A} = 0,91 \cdot 33 \cdot 6,3 = 189,19 \text{ KN}$$

La separación entre la aplicación de dichas fuerzas y el dintel del cajón, 1,07 metros, es suficientemente amplia como para no trasladar la acción al plano del dintel, por lo que tanto como el frenado y el arranque no afectan a la estructura.

4. CÁLCULOS GEOTÉCNICOS

Determinada la geometría de la estructura y las cargas que ésta recibe, mediante la *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera* y el Documento Básico de Seguridad Estructural. Cimientos, CTE se procede a las comprobaciones recogidas en estos documentos.

4.1. SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO

La primera comprobación a realizar es la determinación de la carga de hundimiento, la cual viene definida en el apartado 4.5.5. *Cálculo Analítico de la Carga de Hundimiento, GCOC*. La guía recomienda el uso de la fórmula de Brinch-Hansen que determina la presión vertical de hundimiento como:

$$p_{vh} = q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot t_c \cdot r_c + \frac{1}{2} \cdot B^* \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot t_\gamma \cdot r_\gamma$$

Previas definiciones de cada término, es necesario establecer ciertas condiciones que se presentan en el terreno e influyen en el proceso del cálculo. En cimentaciones superficiales, el bulbo de presiones transmitido por la cimentación generan incrementos de carga hasta una profundidad de $2B$, siendo B el ancho del cajón. Atendiendo a la estratificación del suelo, el bulbo de presiones afecta al estrato de arcillas. Bien, este método analítico fue desarrollado teniendo en cuenta un terreno homogéneo, por lo que en este caso, se determinarán diferentes cargas de hundimiento según el estrato que se encuentre en contacto con la cimentación, rigiendo la más desfavorable para la seguridad de la estructura.

La presencia del nivel freático a 2,8 metros del plano de apoyo de la losa obliga a plantear el cálculo a corto plazo como a largo plazo. El incremento de carga a corto plazo es absorbido por la

misma agua, pasado el tiempo, la presión intersticial se disipa y son las partículas del terreno las que absorben las cargas, conocido como largo plazo.

La característica alternancia de limos y lentejones de gravas del primer estrato otorga diferentes parámetros según sea limo o grava, siendo necesario fijar unos parámetros que representen el conjunto de esta unidad geotécnica. No existe una predominancia clara entre materiales, por lo que se tomarán los promedios de cada parámetro referente a cada unidad geotécnica.

Por último, ciertos parámetros necesarios para el correcto cálculo de la presión vertical de hundimiento no han sido obtenidos en el Estudio Geotécnico, lo que obliga a determinarlos mediante guías o normativas. Por ejemplo, los pesos específicos saturados de cada estrato se han estimado sumando una unidad respecto el peso específico aparente. En cuanto a la cohesión total de la segunda unidad geotécnica usada para presiones de hundimiento a corto plazo, se ha estimado como $c_u = q_u/2$. La resistencia a compresión simple, q_u , viene recogida en la *Tabla D.3 del DBSE-C, CTE*, con $q_u = 50$ KPa se obtiene $c_u = 25$ KPa. A continuación se muestran los parámetros a usar de cada unidad geotécnica:

Parámetros	UG 0	UG 1	UG 2
	Rellenos 0-0,7 m	Limos y gravas 0,7-7,2 m	Arcillas A partir de 7,2 m
Peso específico aparente (KN/m ³)	17	20	19
Peso específico saturado (KN/m ³)	–	21	20
Ángulo rozamiento efectivo (Φ')	15	32	18
Cohesión efectiva, c' (KPa)	–	5	10
Cohesión total, c_u (KPa)	–	50	25

Tabla 7. Parámetros necesarios para determinar la carga de hundimiento.

La tensión del terreno, en totales y efectivas, en el plano de apoyo de losa viene determinada por:

$$q = 0,7 \cdot 17 + 3,7 \cdot 20 = 85,9 \text{ KPa}$$

$$u = 0 \text{ KPa}$$

$$q' = q - u = 85,9 \text{ KPa}$$

Como se comenta en el apartado 3.2.1. del mismo anexo, las diferentes cargas calculadas no actúan uniformemente en toda la solera, pero a efectos prácticos, se calcula una fuerza puntual resultante de todas las cargas que si se repartirá uniformemente sobre toda la solera. Bien, esta fuerza puntual no actúa en el centro geométrico de la superficie de la solera, por lo que existe una excentricidad en la aplicación de la carga. El punto de aplicación de la carga puntual total se halla mediante las cargas puntuales iniciales de cada tipo de carga recogidas en la *Tabla 6* de dicho anexo. La excentricidad genera una disminución del área de apoyo de la estructura llamada área eficaz, la cual se detalla más adelante. La fuerza resultante se muestra detallada en la *Figura 9*, actuando a una distancia longitudinal de 0,76 metros respecto el centro geométrico del dintel.

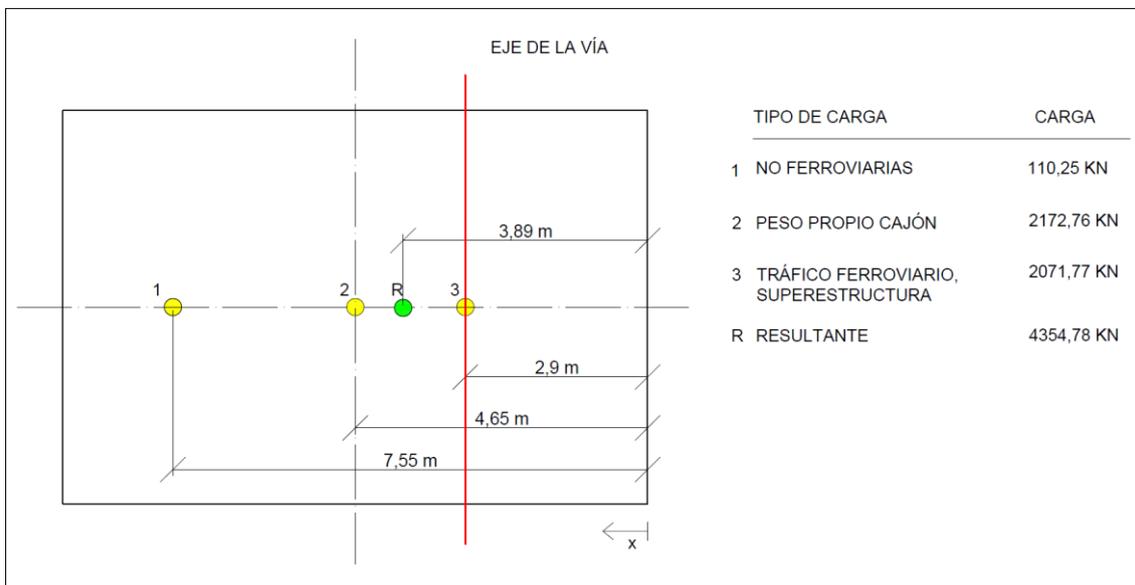


Figura 9. Croquis de la carga puntual actuante en el cajón.

A continuación, se precisan los términos que forman la fórmula de Brinch-Hansen:

q : tensión vertical a la profundidad de la cimentación.

c : cohesión del terreno.

B^* : anchura eficaz del cimiento.

N : factor de capacidad de carga en función del ángulo de rozamiento.

$$N_q = \frac{1 + \sin\Phi'}{1 - \sin\Phi'} e^{\pi \tan\Phi'} \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan\Phi'} \quad N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan\Phi'$$

Para situaciones de corto plazo ($\Phi_u=0$), los factores de capacidad de carga se definen como:

$$N_q = 1 \quad N_c = \pi + 2 \quad N_\gamma = 0$$

s: factores de forma de la cimentación.

$$s_q = s_c = 1 + \frac{B^*}{L^*} \frac{N_q}{N_c} \quad s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B^*}{L^*}$$

siendo:

$$B^*: \text{ancho eficaz de la cimentación. } B^* = B - 2e_B$$

$$L^*: \text{longitud eficaz de la cimentación. } L^* = L - 2e_L$$

La carga resultante genera un momento M_L produciendo distribuciones no uniformes debajo de la losa, no ajustándose a las soluciones teóricas de la carga de hundimiento, por ello, se trabaja con el área eficaz de la losa la cual transmite una presión uniforme que equilibra al sistema de cargas transmitido.

La excentricidad calculada $e_L = 0,76$ metros en el eje longitudinal del cajón generan un área eficaz de:

$$B^* = B = 6,3 \text{ m}$$

$$L^* = L - 2e_L = 9,3 - 2 \cdot 0,76 = 7,78 \text{ m}$$

$$A^* = B^* \cdot L^* = 49,01 \text{ m}^2$$

d: factor de resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo. La misma GCOC recomienda que en general no es prudente el uso de este factor, siendo el factor *d* la unidad.

r: factor de inclinación del plano de apoyo. La cimentación, en este caso, se apoya sobre un plano horizontal, siendo el factor *r* la unidad.

t: factor de proximidad de la cimentación a un talud. El entorno urbano donde se ubicará la obra de paso imposibilita la presencia de taludes. Se considera el factor *t* la unidad.

i: factor de inclinación de las cargas. No actúan fuerzas horizontales sobre el cajón, por lo que la resultante de fuerzas no presenta ninguna inclinación respecto la vertical.

γ : peso específico del terreno en condiciones hidrostáticas. Este factor debe representar el peso efectivo del terreno, por ellos es necesario conocer la profundidad del nivel freático que afecta a los dos estratos. El valor γ se obtiene como:

$$\gamma = \gamma' + 0,6 \cdot (\gamma_{ap} - \gamma') \cdot \frac{h_w}{B^*} \leq \gamma_{ap}$$

siendo:

γ' : peso específico sumergido.

γ_{ap} : peso específico aparente.

h_w : profundidad del nivel freático bajo el plano de cimentación.

B^* : ancho eficaz de la cimentación.

$$\gamma = (21 - 10) + 0,6 \cdot (20 - 10) \cdot \frac{2,1}{6,3} = 12,8 \leq 20 \text{KN/m}^3$$

Definidos los términos y ciertos valor de carácter general se procede al cálculo de la presión vertical de hundimiento para cada estrato, para ello se proponen dos casos: el primer caso se supone que existe una homogeneidad de limos y gravas en todo el terreno, y en el segundo, una homogeneidad de arcillas. Finalmente, se determinará el caso más desfavorable.

○ SUPONIENDO SOLO LIMOS-GRAVAS (UG1) BAJO LA CIMENTACIÓN.

- Carga de hundimiento a largo plazo (en efectivas).

$$c' = 5 \text{ KPa} \quad \Phi = 32^\circ$$

$$N_q = \frac{1 + \sin(32)}{1 - \sin(32)} e^{\pi \tan(32)} = 23,17 \quad N_c = \frac{23,17 - 1}{\tan(32)} = 35,49$$

$$N_\gamma = 2 (35,49 - 1) \tan(32) = 27,70$$

$$s_q = s_c = 1 + \frac{6,3}{7,78} \frac{23,17}{35,49} = 1,52 \quad s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{6,3}{7,78} = 0,75$$

$$p_{vh,LP} = 85,9 \cdot 23,17 \cdot 1,52 + 5 \cdot 35,49 \cdot 1,52 + \frac{1}{2} \cdot 6,3 \cdot 12,8 \cdot 27,70 \cdot 0,75 = 4132,6 \text{ KPa}$$

La presión vertical de hundimiento neta se define como:

$$p_{vhn,LP} = 4132,6 - 85,9 = 4046,7 \text{ KPa}$$

- Carga de hundimiento a corto plazo (en totales).

$$C_u = 50 \text{ KPa}, \quad \Phi_u = 0$$

$$N_q = 1 \quad N_c = 5,14 \quad N_\gamma = 0$$

$$s_q = s_c = 1 + \frac{6,3}{7,78} \cdot \frac{1}{5,14} = 1,15$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{6,3}{7,78} = 0,75$$

$$p_{vh,CP} = 85,9 \cdot 1 \cdot 1,15 + 50 \cdot 5,14 \cdot 1,15 + 0 = 394,3 \text{ KPa}$$

La presión vertical de hundimiento neta se define como:

$$p_{vhn,CP} = 394,3 - 85,9 = 308,4 \text{ KPa}$$

Para poder comparar las dos cargas de hundimiento halladas, las dos deben estar en tensiones efectivas o totales. Como la presión intersticial es nula, no varían los resultados.

- SUPONIENDO SOLO ARCILLAS (UG 2) BAJO LA CIMENTACIÓN.

- Carga de hundimiento a largo plazo (en efectivas).

$$c' = 10 \text{ KPa} \quad \Phi = 18^\circ$$

$$N_q = \frac{1 + \sin(18)}{1 - \sin(18)} e^{\pi \tan(18)} = 4,58$$

$$N_c = \frac{4,58 - 1}{\tan(18)} = 11,02$$

$$N_{\gamma} = 2 (4,58 - 1) \operatorname{tg}(18) = 2,32$$

$$s_q = s_c = 1 + \frac{6,3}{7,78} \frac{4,59}{11,02} = 1,33 \quad s_{\gamma} = 1 - 0,3 \cdot \frac{6,3}{7,78} = 0,75$$

$$p_{vh,LP} = 85,9 \cdot 4,58 \cdot 1,33 + 10 \cdot 11,02 \cdot 1,33 + \frac{1}{2} \cdot (20 - 10) \cdot 6,3 \cdot 2,32 \cdot 0,75 = 724,6 \text{ KPa}$$

La presión vertical de hundimiento neta se define como:

$$p_{vhn,LP} = 724,6 - 85,9 = 638,7 \text{ KPa}$$

- Carga de hundimiento a corto plazo (en totales).

$$C_u = 25 \text{ KPa}, \quad \Phi_u = 0$$

$$N_q = 1 \quad N_c = 5,14 \quad N_{\gamma} = 0$$

$$s_q = s_c = 1 + \frac{6,3}{7,78} \cdot \frac{1}{5,14} = 1,15 \quad s_{\gamma} = 1 - 0,3 \cdot \frac{6,3}{7,78} = 0,75$$

$$p_{vh,CP} = 85,9 \cdot 1 \cdot 1,15 + 25 \cdot 5,14 \cdot 1,15 + 0 = 246,56 \text{ KPa}$$

La presión vertical de hundimiento neta se define como:

$$p_{vhn,CP} = 246,56 - 85,9 = 160,66 \text{ KPa}$$

Determinadas las presiones verticales de hundimiento tanto a corto plazo como largo plazo para cada estrato, se procede a seguir con el análisis del modelo bicapa, donde siguiendo unas condiciones en función de la relación estrato-cimentación se llega a la situación más desfavorable del conjunto.

Sean T1 y T2 dos capas del terreno de diferente caracterización, siendo el estrato T1 más competente que T2, $p_{vh1} > p_{vh2}$, se pueden presentar dos casos:

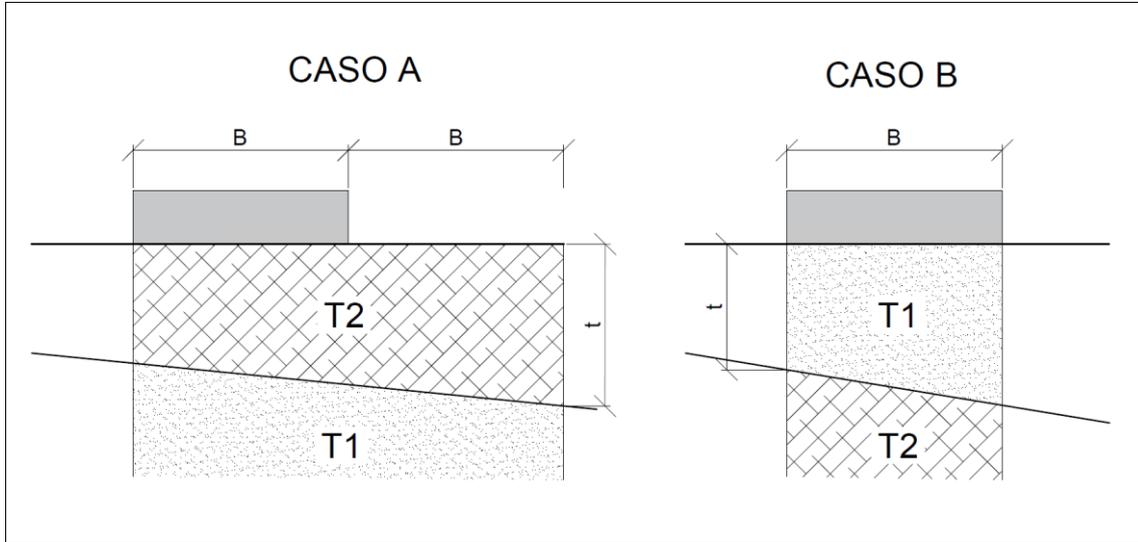


Figura 10. Casos presentes en el modelo bicapa según la competencia del estrato.

Caso A: el terreno menos competente se encuentra en contacto directo con la cimentación. En este caso se utilizará la siguiente formulación:

$$\text{Si } \frac{t}{b} > 0,7 \quad p_{vhn} = p_{vhn2}$$

$$\text{Si } \frac{t}{b} < 0,7 \quad p_{vhn} = p_{vhn1} - \frac{p_{vhn1} - p_{vhn2}}{0,7} \cdot \frac{t}{B}$$

Caso B: el terreno más competente se encuentra en contacto directo con la cimentación. En este caso se utilizará la siguiente formulación:

$$\text{Si } \frac{t}{b} < 0,2 \quad p_{vhn} = p_{vhn2}$$

$$\text{Si } 0,2 \leq \frac{t}{b} < 1 \quad p_{vhn} = p_{vhn2} + \frac{p_{vhn1} - p_{vhn2}}{0,8} \cdot \left(\frac{t}{B} - 0,2 \right)$$

$$\text{Si } \frac{t}{b} > 1 \quad p_{vhn} = p_{vhn1}$$

Las cargas de hundimiento en la situación a corto plazo en cada estrato es:

Unidad Geotécnica 1: Limos y gravas. $p_{vhn} = 308,4 \text{ KPa} = p_{vhn1}$

Unidad Geotécnica 2: Arcillas. $p_{vhn} = 160,6 \text{ KPa} = p_{vhn2}$

El estrato más competente, el de limos y gravas, se encuentra en contacto directo con la cimentación, siendo la formulación del Caso B la que se debe seguir:

$$\text{Para } \frac{t}{b} = 0,44, \quad 0,2 \leq \frac{t}{b} < 1, \quad p_{vhn} = p_{vhn2} + \frac{p_{vhn1} - p_{vhn2}}{0,8} \cdot \left(\frac{t}{b} - 0,2\right)$$

$$p_{vhn} = 160,6 + \frac{308,4 - 160,6}{0,8} \cdot (0,44 - 0,2) = 204,9 \text{ KPa}$$

Las cargas de hundimiento en la situación a largo plazo en cada estrato es:

Unidad Geotécnica 1: Limos y gravas. $p_{vhn} = 4046,7 \text{ KPa} = p_{vhn1}$

Unidad Geotécnica 2: Arcillas. $p_{vhn} = 638,7 \text{ KPa} = p_{vhn2}$

El estrato más competente, el de limos y gravas, se encuentra en contacto directo con la cimentación, siendo la formulación del Caso B la que se debe seguir:

$$\text{Para } \frac{t}{b} = 0,44, \quad 0,2 \leq \frac{t}{b} < 1, \quad p_{vhn} = p_{vhn2} + \frac{p_{vhn1} - p_{vhn2}}{0,8} \cdot \left(\frac{t}{b} - 0,2\right)$$

$$p_{vhn} = 638,7 + \frac{4046,7 - 638,7}{0,8} \cdot (0,44 - 0,2) = 1661,6 \text{ KPa}$$

La situación más desfavorable se presenta a corto plazo con una presión vertical de hundimiento de 204,9 KPa. La GCOC recoge el coeficiente de seguridad frente a hundimiento como:

$$F = \frac{p_{vhn}}{p_t - q} > 3$$

Siendo:

p_t : presión transmitida por la losa al terreno. La carga resultante se reparte por el área eficaz de la cimentación:

$$p_t = \frac{V}{A^*} = \frac{4354,78}{6,3 \cdot 7,78} = 88,8 \text{ KPa}$$

q : carga actuante al nivel del plano de cimentación: 85,9 KPa.

Por lo tanto, el coeficiente de seguridad frente a hundimiento es:

$$F = \frac{204,9}{88,8 - 85,9} = 70,65 > 3$$

El coeficiente resulta muy superior al mínimo permisible debido a que la sobrecarga que actúa es muy leve. Prácticamente la presión transmitida por el cajón se asemeja a la presión que transmite el terreno a la cota de cimentación, siendo el incremento de carga casi nulo.

La carga transmitida máxima permisible por la losa es de 154,2 KPa, cumpliendo así el coeficiente de seguridad mínimo de 3.

De este modo, se comprueba la seguridad de la estructura frente a hundimiento con un coeficiente de 70,65.

4.2. SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO

Dicha comprobación se debe considerar en aquellas cimentaciones superficiales donde actúen acciones horizontales importantes. En este caso, la única fuerza horizontal actuante es la debida al empuje del terreno, pero es de aplicación al trasdós de cada hastial, por lo que dichas fuerzas equivalentes se anulan entre ellas, no siendo necesario efectuar la comprobación frente al deslizamiento.

4.3. SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO

La misma GCOC recoge que no es necesario la comprobación frente a vuelco en cimentaciones de obras de paso que cumplan las condiciones de hundimiento y deslizamiento, y en aquellas en que el punto de paso de la resultante sobre el cimiento quede fuera del núcleo central del área de apoyo de la cimentación.

Se considerará que la carga resultante actúa sobre la losa para verificar que se sitúe en el núcleo central y no exista despegue de la cimentación con el terreno. No existe despegue si cumple dicha verificación:

$$e \leq \frac{B}{6}$$

Siendo:

e: excentricidad de las cargas. Valor obtenido en el apartado 4.1. *Seguridad frente al hundimiento* de este mismo anexo. Dicho valor es 0,76 m.

B: ancho de la cimentación, siendo de 6,3 metros.

$$0,76 \leq 1,05 \text{ m}$$

El paso de la resultante se encuentra dentro del área de apoyo de la cimentación, no produciéndose despegue entre la cimentación y el terreno. Cumpliendo esta condición, añadida a la de deslizamiento y hundimiento, no es necesaria efectuar la comprobación frente al vuelco según rige la GCOC.

4.4. ESTIMACIÓN DE MOVIMIENTOS

En ciertos casos no será necesario el cálculo del asiento en cimentaciones superficiales, concretamente si se cumplen simultáneamente los siguientes casos reflejados en el apartado 4.8. *Estimaciones de movimientos de la GCOC*:

- Comprobación de seguridad frente al hundimiento realizada mediante la experiencia local, en terrenos formados por arenas limpias o en cimentaciones superficiales sobre roca.
- Área de apoyo de la cimentación inferior a 100 m².
- No haya presencia de suelos en profundidad de módulo de deformación menor que el que caracterice el suelo portante. Dicha profundidad corresponde a 1,5B bajo el plano de cimentación.

La comprobación frente al hundimiento se ha realizado mediante un método analítico no correspondiente a los reflejados en las condiciones expuestas. Además, bajo el estrato en el que se apoya la estructura, existe otro con menor módulo de deformación.

De este modo, es necesario estimar el asiento que sufrirá la estructura en su puesta en servicio. A efectos prácticos, esta medición del asiento puede realizarse con el modelo elástico lineal, ya que las diferentes unidades geotécnicas del terreno han sido caracterizadas por los parámetros del

módulo de elasticidad (E) y el módulo de Poisson (ν). El método elástico permite el reparto de tensiones correspondiente al semiespacio homogéneo, lineal e isotrópico de Boussinesq.

El asiento mediante el método elástico se define como:

$$s = I_s \cdot q_{tn} \cdot B \cdot (1 - \nu^2) \cdot \frac{1}{E}$$

Siendo:

s : asiento en la esquina de la cimentación. Se estima para cargas rectangulares, que el asiento debajo de una esquina es un medio del asiento bajo el centro de la cimentación.

I_s : coeficiente de influencia según la forma de la cimentación. Este coeficiente se calcula como:

$$I_s = \frac{1}{\pi} \left[\ln \left(n + \sqrt{1 + n^2} \right) + n \cdot \ln \frac{1 + \sqrt{1 + n^2}}{n} \right]$$

Donde el valor n es la relación B/L , siendo éstas el ancho y longitud de la cimentación.

ν : coeficiente de Poisson.

E : módulo de elasticidad.

La heterogeneidad del terreno interfiere en la hipótesis del semiespacio de Boussinesq de un terreno homogéneo, siendo conveniente el uso de un módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson equivalentes que representen el conjunto del suelo.

El módulo de elasticidad equivalente se obtiene como:

$$E = \frac{\sum \Delta \sigma_i \cdot h_i}{\sum \left(\frac{\Delta \sigma_i}{E_i} \right) \cdot h_i}$$

Donde:

E : módulo de elasticidad equivalente.

E_i : módulo de elasticidad del estrato i .

H_i : espesor del estrato i .

$\Delta\sigma_i$: incremento de la presión vertical total en el centro del estrato i . La siguiente expresión mide el incremento de carga:

$$\Delta\sigma = p \cdot (1 - \cos^3 \alpha)$$

Donde:

P: presión media transmitida por la cimentación de 88,8 KPa

α : arctg (a/z), en radianes.

a: radio de la cimentación circular equivalente, $a = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$

A: área de apoyo de la cimentación, 49,01 m².

Z: profundidad del punto en cuestión, bajo el plano de apoyo del cemento. Se calculará el incremento de presión en el último punto de cada estrato hasta una profundidad de 2B m.

En la siguiente tabla se muestra los valores de cada término necesario para la obtención del módulo de deformación equivalente.

	UG 1	UG2
Módulo de elasticidad (MPa)	10	4
Espesor del estrato de estudio (m)	2,8	9,8
Relación a/z	1,41	0,40
Valor alfa α (rad)	0,954	0,382
Incremento de presión $\Delta\sigma$ (KPa)	71,6	17,8

Tabla 8. Valores necesarios para determinar el módulo de elasticidad equivalente.

El módulo equivalente calculado tiene un valor de $E = 5,8$ MPa.

Del mismo modo, se debe hallar un coeficiente de Poisson que represente a el conjunto del terreno. El coeficiente de Poisson equivalente sigue esta fórmula:

$$v = \frac{\sum \Delta\sigma_i \cdot h_i \cdot v_i}{\sum \Delta\sigma_i \cdot h_i}$$

Siendo:

ν : coeficiente de Poisson equivalente.

ν_i : coeficiente de Poisson del estrato i .

H_i : espesor del estrato i .

$\Delta\sigma_i$: incremento de la presión vertical total en el centro del estrato i . Siguen el mismo método expuesto en el cálculo del módulo de deformación equivalente.

Poseyendo el primer estrato y el segundo unos coeficientes de Poisson de 0,3 y 0,4 respectivamente, el coeficiente de Poisson equivalente es de 0,34.

Con todos los datos necesarios para el cálculo del asiento determinados y resumidos a continuación, se obtiene un asiento de:

$$I_s = 0,621$$

$$q_{tn}: 88,8 - 85,9 = 2,9 \text{ KPa}$$

$$B = 6,3 \text{ m}$$

$$\nu = 0,34$$

$$E = 5,8 \text{ MPa}$$

$$s = 0,621 \cdot 2,9 \cdot 6,3 \cdot (1 - 0,34^2) \cdot \frac{1}{5800} = 0,0017 \text{ m}$$

El asiento en la esquina de la cimentación es de 1,7 mm, por lo que el asiento bajo el centro de la cimentación asciende a 3,4 mm.

Gran parte del alcance de las tensiones transmitidas por la losa afecta a terreno saturado y su consolidación requiere un determinado tiempo, es decir, el asiento de 3,4 mm no se producirá de manera instantánea. El asiento a corto plazo puede medirse con la misma formulación usando los siguientes parámetros elásticos dados por la GCOC:

$$E_{CP} = E \frac{1,5}{1 + \nu}$$

$$\nu_{CP} = 0,5$$

Siendo E y ν los módulos correspondientes al asiento a largo plazo. Así pues, el asiento bajo el centro de la cimentación asciende a 2,9 mm.

La *Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera* recomienda asientos límites en función de la tipología estructural que se estudie. Especifica que para losas de cimentación se limita el asiento máximo a 5 cm, encontrándose el asiento del cajón muy por debajo del límite recomendado. Es evidente que ante una sobrecarga tan reducida los asientos generados sean también reducidos por no decir casi nulos.

De este modo, se comprueba la seguridad de la estructura frente a movimientos con un asiento a largo plazo de 3,4 mm.

4.5. EMPUJE DE TIERRAS

En este apartado se calcularán las presiones que soporta la estructura mediante el *Documento Básico de Seguridad Estructural. Cimientos (DBSE-C, CTE)*. En el capítulo 6 del mismo documento, *Elementos de Contención*, recoge los métodos de cálculo para cada tipología estructural.

El caso que nos ocupa, un marco enterrado, no se define en el CTE pero si se emplearán las fórmulas de empuje del terreno de Rankine. Dicho método resulta conservador, ya que no tiene en consideración el efecto favorable del rozamiento entre la estructura y el terreno.

Previamente al cálculo, es necesario definir que empujes actúan sobre el marco. Una componente es el peso sobre los elementos horizontales, es decir, sobre el dintel, el cual recibe la carga de la superestructura ferroviaria sin llegar a soportar el peso de tierras, ya que como se refleja en este mismo anexo en el apartado 2. *Dimensionamiento del cajón*, la distancia vertical entre la superficie del dintel con la cota de apoyo de la superestructura ferroviaria se cubrirá en su totalidad por balasto. La componente horizontal se materializa sobre los hastiales del cajón, éstos se consideran suficientemente rígidos asumiendo un estado tensional de empuje en reposo, ya que la estructura prácticamente no sufrirá ninguna deformación, y el empuje será similar al estado tensional del terreno inicial.

El coeficiente de empuje de tierras es la relación entre la tensión efectiva horizontal y la tensión efectiva vertical. El coeficiente de empuje en reposo se define en el *DBSE-C* como:

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi') \cdot \sqrt{R_{oc}}$$

Siendo:

K_0 : coeficiente de empuje en reposo.

ϕ' : ángulo de rozamiento interno del terreno.

R_{oc} : razón de sobreconsolidación. Es el cociente entre la presión efectiva de sobreconsolidación y la presión efectiva actual.

A efectos prácticos, se considera que la máxima consolidación efectiva es la actual, por lo que el valor R_{oc} es unitario. Atendiendo al ángulo de rozamiento interno de cada suelo, el coeficiente de empuje en reposo es:

- Terreno natural.
 - Rellenos, $\phi' = 15^\circ$. $K_0 = 0,741$
 - Limo-gravas, $\phi' = 31^\circ$. $K_0 = 0,484$

Bien, determinado el coeficiente de empuje en reposo, los empujes del terreno sobre el marco se suponen con la siguiente ley de empujes:

$$e'_o = K_0 \cdot \sigma_v + u_z$$

Siendo:

e'_o : empuje en reposo a la profundidad considerada.

K_0 : coeficiente de empuje en reposo.

σ_v : tensión vertical total a la profundidad considerada.

u_z : presión intersticial a la profundidad considerada. Como el nivel freático se sitúa a 1,9 metros por debajo del cajón el empuje será idéntico en totales que en efectivas.

El empuje horizontal viene condicionado por la tensión vertical tanto de las tierras como de las cargas muertas de la superestructura ferroviaria y del paso de trenes. Como las cargas ferroviarias no actúan longitudinalmente por todo el cajón, se obtendrán los empujes en el tramo de la estructura bajo la superestructura ferroviaria, la cual es la más desfavorable. A diferencia del reparto de cargas en el cálculo de la carga frente al hundimiento, no es necesario repartirlas a lo largo de todo el cajón en este caso, ya que el peso del cajón no se incluye en estos cálculos. De este modo, se distribuirán en los 4,40 m de extensión de balasto las cargas propias de la superestructura ferroviaria y las cargas debido al tráfico ferroviario.

La superestructura ferroviaria en su trazado sobre el terreno natural varía escasamente comparándola sobre el cajón, solo varía el espesor del conjunto del balasto reduciéndose a 0,66 metros, siendo esta longitud vertical la diferencia de cota entre la superficie del terreno hasta la cara superior de la traviesa de madera. De esta forma, las cargas en el trasdós del marco en la cota de la superficie exterior del dintel repartidas por el tramo proyectado por la superestructura ferroviaria son:

Cargas de la superestructura ferroviaria	54,47 KN/m
Cargas debidas al tráfico ferroviario	80 KN/m
Carga de la UG0 encima del cajón (25 cm)	4,25 KN/m
CARGA TOTAL	138,72 KN/m
CARGA TOTAL REPARTIDA	31,52 KN/m²

Tabla 9. Cargas en el trasdós del marco en la situación más desfavorable.

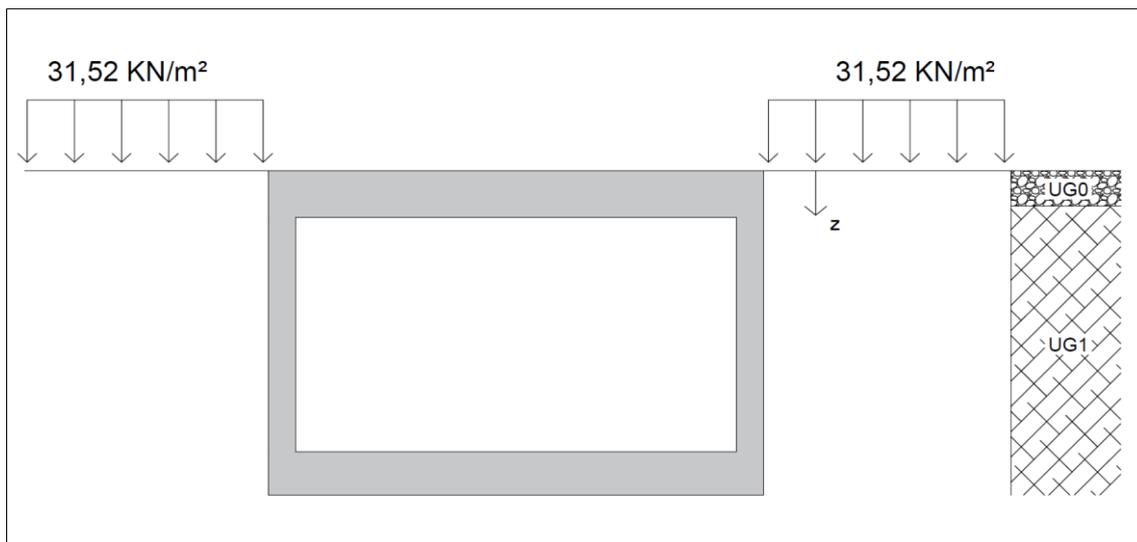


Figura 11. Cargas en el trasdós del marco en la situación más desfavorable.

Teniendo en cuenta los parámetros para cada unidad geotécnica que influyen en el cálculo de empuje y siguiendo la formulación del *DBSE-CE* del *CTE*, se obtienen los empujes detallados en la siguiente tabla:

Unidades geotécnicas	Profundidad (m)	σ_v (KPa)	K_o	U_z (KPa)	e'_o (KPa)
UG0 $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$ $\phi' = 15^\circ$	0	31,52	0,741	0	23,35
	0,45	39,17	0,741	0	29,02
UG1 $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$ $\phi' = 31^\circ$	0,45	30,17	0,484	0	14,60
	4,15	113,17	0,484	0	54,77

Tabla 10. Cálculo de los empujes en el trasdós del marco en la situación más desfavorable.

En la *Figura 12* se visualiza la ley de empujes en reposo en el trasdós del marco, donde el material correspondiente a la *Unidad Geotécnica 0* ejerce un mayor empuje unitario debido al menor ángulo de rozamiento interno del material, siendo el coeficiente de empuje en reposo más elevado que en la *Unidad Geotécnica 1*.

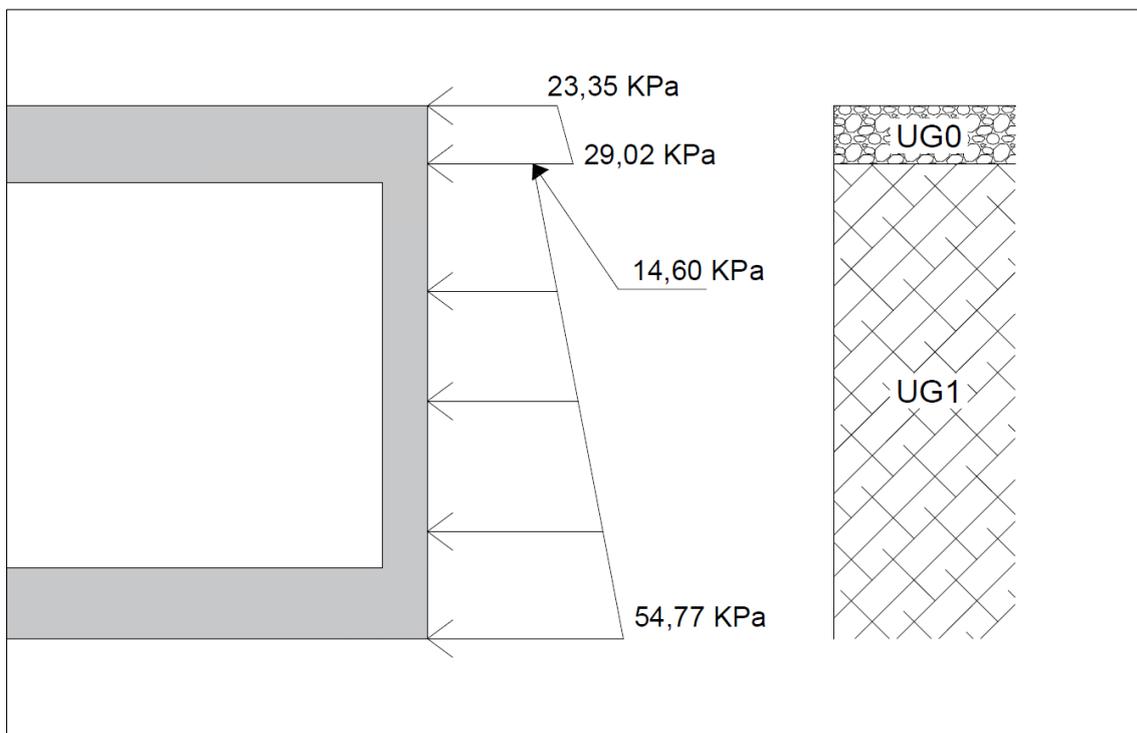


Figura 12. Empujes en el trasdós del marco en la situación más desfavorable.



Los empujes en el trasdós se simplifican a una fuerza resultante de 139,97 KN/m aplicada a 1,69 metros por encima de la cota de apoyo del cajón. Como se comenta en el apartado 4.2. *Seguridad frente al deslizamiento* de este mismo anexo, esta fuerza actúa en el trasdós de cada hastial, siendo éstas las únicas componentes horizontales, que al ser equivalentes, se contrarrestan y no es necesaria la comprobación frente al deslizamiento.

De este modo, quedan calculados los empujes que ejerce el terreno en la sección de la estructura más desfavorable, aquella situada por debajo de la superestructura ferroviaria.



APÉNDICE I. COMPROBACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL TABLESTACADO



1. CÁLCULOS DE ESTABILIDAD DE TABLESTACAS MEDIANTE CYPE

Concluyendo los cálculos geotécnicos, se ha comprobado la estabilidad de las pantallas de tablestacas que forman el recinto de la excavación. Las comprobaciones se han realizado mediante el software *CYPE 2021. Versión Campus* ofrecido por la Universitat Politècnica de València. Dicho programa de cálculo posee una metodología de cálculo para tablestacas, que siendo una versión estudiantil, se encuentra completamente operativa sin ofrecer limitaciones.

El caso de estudio corresponde a la solución constructiva adoptada en el estudio de alternativas que consta del corte de vía y posterior colocación del cajón prefabricado, detallado en el *Anexo Nº4. Condicionantes técnicos y estudio de alternativas: Estudio Geotécnico*. En él se especifica una longitud de tablestacas de 10 metros con una sobrante superior a la rasante de 0,50 metros para permitir la hincada y extracción de las mismas.

Se han fijado los parámetros de cada estrato del terreno recogidos en el Estudio Geotécnico, y otros recomendados según el suelo por el mismo software necesarios para la comprobación, generando así el perfil del terreno. Por último, se ha considerado una sobrecarga en el trasdós de las pantallas de valor 5 KN/m² asociada a la existencia de aceras y pavimentos (apartado de 2.3.1.3. de la *IAPF*).

El informe generado por el software CYPE adjunto a continuación justifica el cumplimiento de las comprobaciones para una pantalla de tablestacas de 10 metros de longitud.

ÍNDICE

1. NORMA Y MATERIALES.....	2
2. ACCIONES.....	2
3. DATOS GENERALES.....	2
4. DESCRIPCIÓN DEL TERRENO.....	2
5. SECCIÓN VERTICAL DEL TERRENO.....	3
6. GEOMETRÍA.....	3
7. COMPROBACIÓN DE LA GEOMETRÍA.....	3
8. ESQUEMA DE LAS FASES.....	4
9. CARGAS.....	4
10. RESULTADOS DE LAS FASES.....	4
11. COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (COEFICIENTES DE SEGURIDAD).....	5
12. COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO).....	5

Producido por una versión educativa de CYPE



Selección de listados

PANTALLA DE TABLESTACAS

Fecha: 10/06/21

1. NORMA Y MATERIALES

Módulo de elasticidad: 2038736 kp/cm²

Módulo de cortadura: 764526 kp/cm²

Límite elástico: 2650.36 kp/cm²

2. ACCIONES

Mayoración esfuerzos en construcción: 1.60

Mayoración esfuerzos en servicio: 1.60

Sin análisis sísmico

Sin considerar acciones térmicas en puntales

3. DATOS GENERALES

Cota de la rasante: 0.00 m

Altura del muro sobre la rasante: 0.50 m

Tipología: Tablestacas metálicas. Perfiles genéricos.

4. DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro pantalla: 0.0 %

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro pantalla: 0.0 %

Profundidad del nivel freático: 6.30 m

ESTRATOS

Referencias	Cota superior	Descripción	Coefficientes de empuje
- RELLENOS	0.00 m	Densidad aparente: 1.7 kg/dm ³ Densidad sumergida: 1.0 kg/dm ³ Ángulo rozamiento interno: 15 grados Cohesión: 0.00 t/m ² Módulo de balasto empuje activo: 1000.0 t/m ³ Módulo de balasto empuje pasivo: 1000.0 t/m ³ Gradiente módulo de balasto: 0.0 t/m ⁴	Activo trasdós: 0.59 Reposo trasdós: 0.74 Pasivo trasdós: 1.70 Activo intradós: 0.59 Reposo intradós: 0.74 Pasivo intradós: 1.70
- LIMOS-GRAVAS	-0.50 m	Densidad aparente: 2.0 kg/dm ³ Densidad sumergida: 1.3 kg/dm ³ Ángulo rozamiento interno: 31 grados Cohesión: 0.50 t/m ² Módulo de balasto empuje activo: 3000.0 t/m ³ Módulo de balasto empuje pasivo: 3000.0 t/m ³ Gradiente módulo de balasto: 0.0 t/m ⁴	Activo trasdós: 0.32 Reposo trasdós: 0.48 Pasivo trasdós: 3.12 Activo intradós: 0.32 Reposo intradós: 0.48 Pasivo intradós: 3.12
3 - ARCILLAS	-7.30 m	Densidad aparente: 1.8 kg/dm ³ Densidad sumergida: 0.8 kg/dm ³ Ángulo rozamiento interno: 18 grados Cohesión: 1.00 t/m ² Módulo de balasto empuje activo: 1200.0 t/m ³ Módulo de balasto empuje pasivo: 1200.0 t/m ³ Gradiente módulo de balasto: 0.0 t/m ⁴	Activo trasdós: 0.53 Reposo trasdós: 0.69 Pasivo trasdós: 1.89 Activo intradós: 0.53 Reposo intradós: 0.69 Pasivo intradós: 1.89

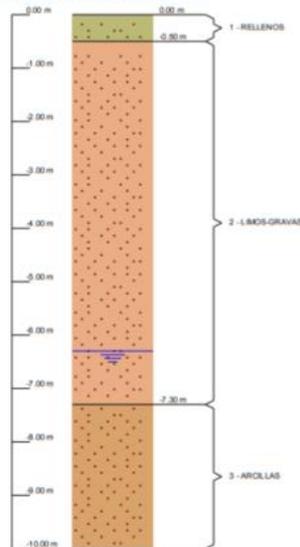


Selección de listados

PANTALLA DE TABLESTACAS

Fecha: 10/06/21

5. SECCIÓN VERTICAL DEL TERRENO



6. GEOMETRÍA

Altura total: 10.00 m
Serie de tablestacas: AZ
Perfil: AZ 36

7. COMPROBACIÓN DE LA GEOMETRÍA

Referencia: PANTALLA DE TABLESTACAS (AZ 36)		
Comprobación	Valores	Estado
Tensión máxima:	Máximo: 2.65 t/cm ²	
- Con mayoración por esbeltez: <i>Tensión calculada mayorando el axil a compresión por esbeltez</i>	Calculado: 0.472 t/cm ²	Cumple
- Con excentricidad de carga en coronación: <i>Tensión calculada incluyendo el efecto P-delta de la carga en coronación</i>	Calculado: 0.471 t/cm ²	Cumple
Esbeltez máxima:	Máximo: 200 Calculado: 51.88	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Comprobación de tensión con mayoración por esbeltez: Fase: 1, Cota: -5.8 m, Esfuerzos: (N: -1.9 t/m, M: 16.7 t-m/m, Q: 1.6 t/m)		
- Comprobación de tensión con excentricidad de carga en coronación: Fase: 1, Cota: -5.8 m, Esfuerzos: (N: -1.9 t/m, M: 16.7 t-m/m, Q: 1.6 t/m)		
- Los esfuerzos están mayorados y vienen dados por unidad de longitud de tablestaca		

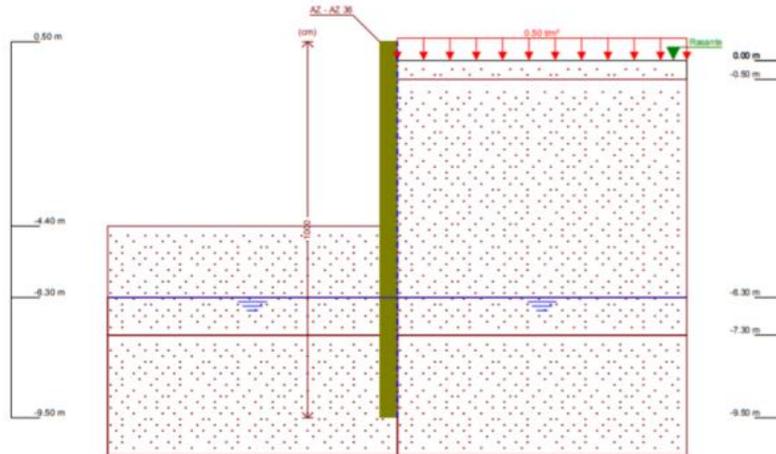


Selección de listados

PANTALLA DE TABLESTACAS

Fecha: 10/06/21

8. ESQUEMA DE LAS FASES



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 1	Fase	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -4.40 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -6.30 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -6.30 m

9. CARGAS

CARGAS EN EL TRASDÓS

Tipo	Cota	Datos	Fase inicial	Fase final
Uniforme	En superficie	Valor: 0.5 t/m ²	Fase	Fase

10. RESULTADOS DE LAS FASES

Esfuerzos sin mayorar.

FASE 1: FASE

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t-m/m)	Ley de empujes (t/m ²)	Presión hidrostática (t/m ²)
0.50	-14.14	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.25	-12.58	0.15	0.04	0.01	0.54	0.00
-1.25	-10.50	0.34	0.23	0.20	0.35	0.00
-2.25	-8.43	0.53	0.81	0.74	0.99	0.00
-3.25	-6.40	0.73	2.04	2.27	1.63	0.00
-4.25	-4.49	0.92	3.91	5.43	2.27	0.00
-5.25	-2.89	1.11	3.45	9.56	-4.17	0.00
-6.25	-1.89	1.31	-1.34	10.02	-3.92	0.00
-7.25	-1.51	1.50	-4.79	6.44	-3.01	0.00
-8.25	-1.52	1.70	-3.49	1.93	2.67	0.00
-9.25	-1.62	1.89	-0.90	0.07	2.43	0.00

Página 4



Selección de listados

PANTALLA DE TABLESTACAS

Fecha: 10/06/21

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t-m/m)	Ley de empujes (t/m ²)	Presión hidrostática (t/m ²)
Máximos	-1.49 Cota: -7.75 m	1.94 Cota: -9.50 m	4.48 Cota: -4.75 m	10.42 Cota: -5.75 m	2.74 Cota: -7.75 m	0.00 Cota: 0.50 m
Mínimos	-14.14 Cota: 0.50 m	-0.00 Cota: 0.50 m	-5.54 Cota: -7.50 m	-0.00 Cota: -9.50 m	-5.57 Cota: -5.50 m	0.00 Cota: 0.50 m

11. COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (COEFICIENTES DE SEGURIDAD)

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Coeficientes de seguridad): PANTALLA DE TABLESTACAS		
Comprobación	Valores	Estado
Relación entre el momento originado por los empujes pasivos en el intradós y el momento originado por los empujes activos en el trasdós: Hipótesis básica: - Fase: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.67 Calculado: 1.709	Cumple
Relación entre el empuje pasivo total en el intradós y el empuje realmente movilizado en el intradós: Hipótesis básica: - Fase: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.67 Calculado: 1.896	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

12. COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO)

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): PANTALLA DE TABLESTACAS		
Comprobación	Valores	Estado
Círculo de deslizamiento pésimo: Combinaciones sin sismo: - Fase: Coordenadas del centro del círculo (-1.80 m ; 2.43 m) - Radio: 12.17 m: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.8 Calculado: 2.443	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



ANEXO Nº5. PLANOS

MARTÍNEZ SILLA, ISMAEL

Trabajo Final de Grado

Curso 2020/2021

Tutor: César Cuesta García

DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO INFERIOR FERROVIARIO EN PK 7+497
DE LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILS DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN MELIANA (VALENCIA)



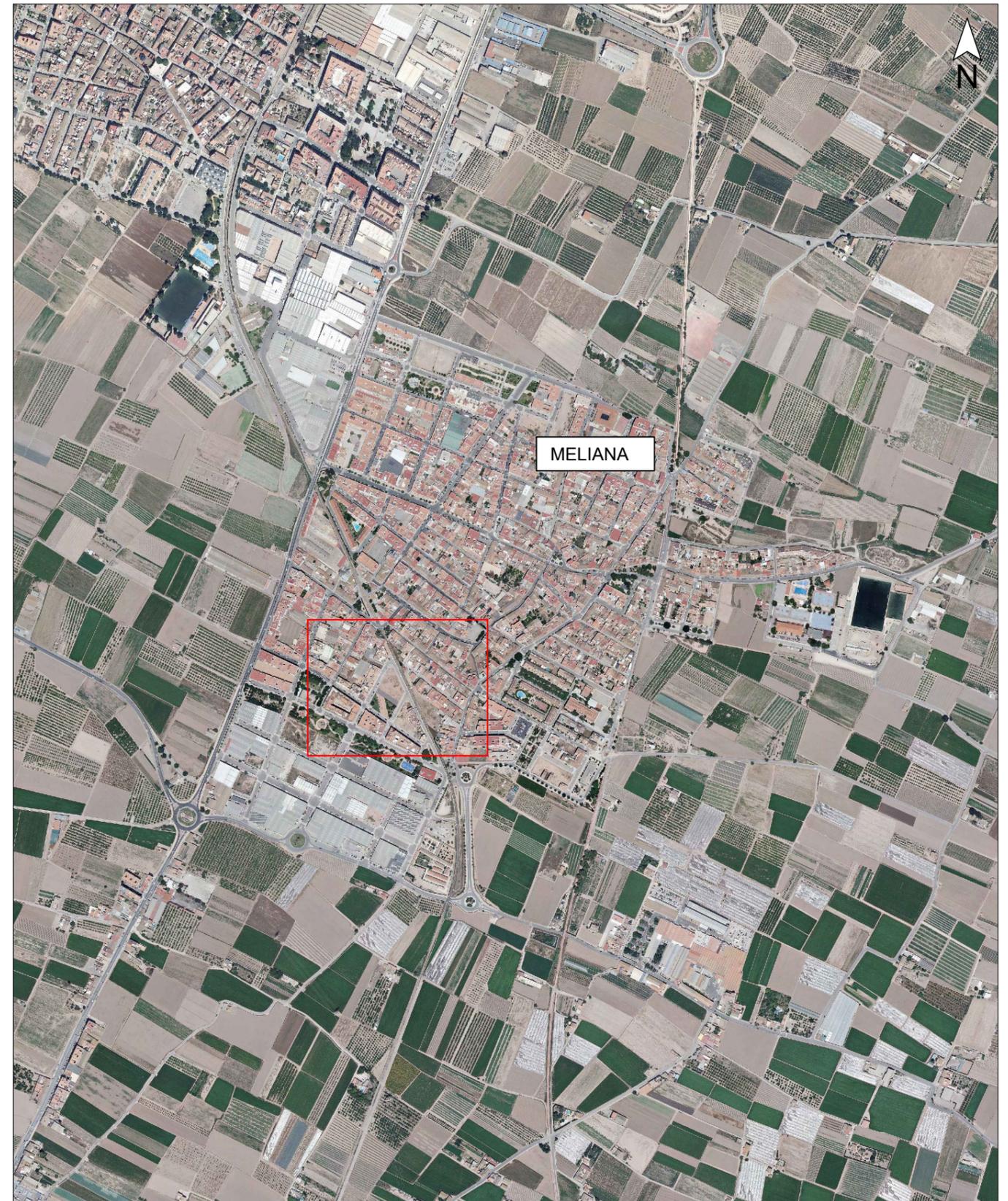
ÍNDICE

PLANO Nº1.	SITUACIÓN GENERAL DE LA ZONA DE ACTUACIÓN
PLANO Nº2.	SITUACIÓN DETALLADA DE LA ZONA DE ACTUACIÓN
PLANO Nº3.	BASE DE REPLANTEO Y UBICACIÓN DE SONDEOS
PLANO Nº4.	PLANTA GENERAL DE LAS OBRAS
PLANO Nº5.	ALTERNATIVA 1. PLANTA
PLANO Nº6.	ALTERNATIVA 1. SECCIÓN
PLANO Nº7.	ALTERNATIVA 2. FASES DE EJECUCIÓN
PLANO Nº8.	ALTERNATIVA 2. PLANTA FASE I
PLANO Nº9.	ALTERNATIVA 2. SECCIÓN FASE I
PLANO Nº10.	ALTERNATIVA 2. PLANTA FASE II
PLANO Nº11.	ALTERNATIVA 2. SECCIÓN FASE II
PLANO Nº12.	ALTERNATIVA 3. ESTRUCTURA DE EMPUJE
PLANO Nº13.	ALTERNATIVA 3. PLANTA DEL APEO DE VÍA
PLANO Nº14.	ALTERNATIVA 3. SECCIÓN
PLANO Nº15.	ALTERNATIVA 3. PLANTA DE LA POSICIÓN DEFINITIVA
PLANO Nº16.	SECCIÓN DEL DISEÑO DEFINITIVO
PLANO Nº17.	SECCIÓN LONGITUDINAL DEL DISEÑO DEFINITIVO



VALENCIA

E 1:50.000



MELIANA

E 1:10.000

TÍTULO		DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO PEATONAL BAJO EL FERROCARRIL EN P.K. 7+497 DE LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILS DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN MELIANA (VALENCIA)		<p>UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA</p> <p>ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS</p>
AUTOR		ISMAEL MARTÍNEZ SILLA		
FECHA	PLANO	SITUACIÓN GENERAL DE LA ZONA DE ACTUACIÓN		
5/06/2021				
ESCALA	ESCALA GRÁFICA	VARIAS	NºPLANO	1
VARIAS		VARIAS		



E 1:10000



E 1:1000

TÍTULO
DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO PEATONAL BAJO EL FERROCARRIL EN P.K. 7+497
DE LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILS DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN MELIANA (VALENCIA)

AUTOR
ISMAEL MARTÍNEZ SILLA

FECHA
5/06/2021

PLANO
SITUACIÓN EXACTA DE LA ZONA DE ACTUACIÓN

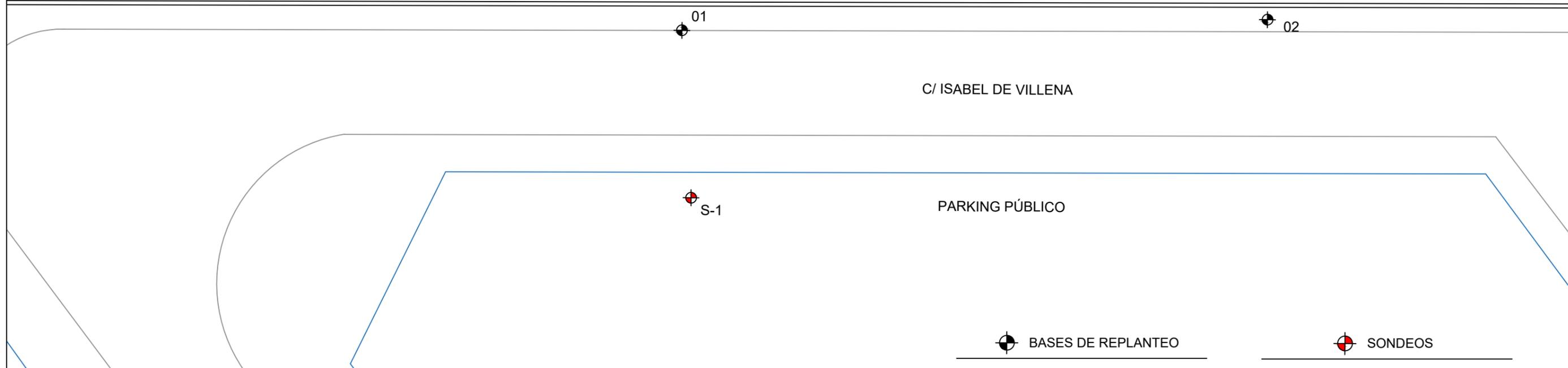
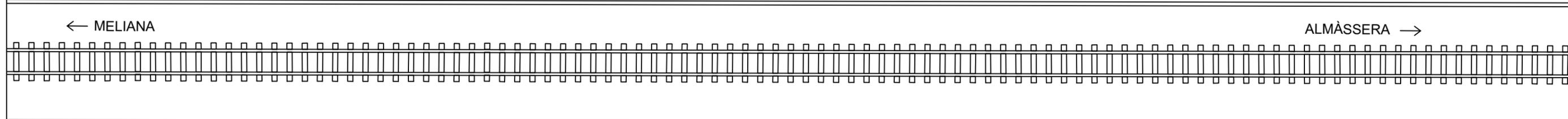
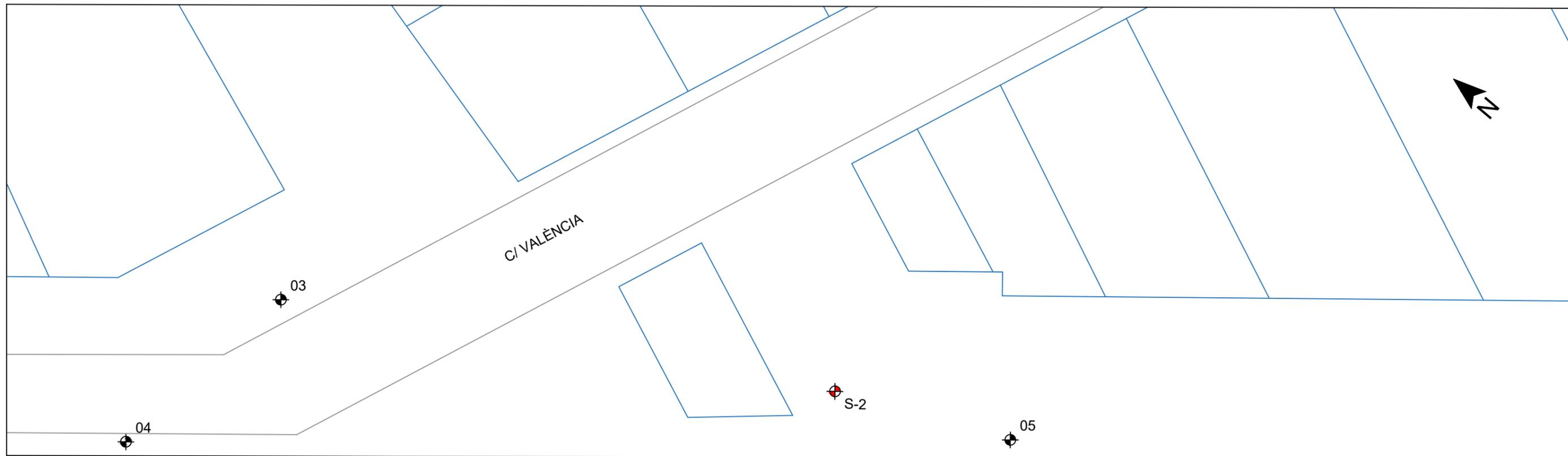
ESCALA
VARIAS

ESCALA GRÁFICA
VARIAS

NºPLANO
2



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



 BASES DE REPLANTEO

 SONDEOS

01	X=727680.01	Y=4378577.64	Z=14.75	S-1	X=727674.44	Y=4378573.34	Z=14.79
02	X=727696.19	Y=4378543.49	Z=14.67	S-2	X=727697.15	Y=4378573.88	Z=14.82
03	X=727686.27	Y=4378597.38	Z=15.00				
04	X=727671.54	Y=4378613.12	Z=15.00				
05	X=727695.44	Y=4378563.10	Z=14.80				

TÍTULO
DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO PEATONAL BAJO EL FERROCARRIL EN P.K. 7+497 DE LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILES DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN MELIANA (VALENCIA)

AUTOR
ISMAEL MARTÍNEZ SILLA

FECHA
23/04/2021

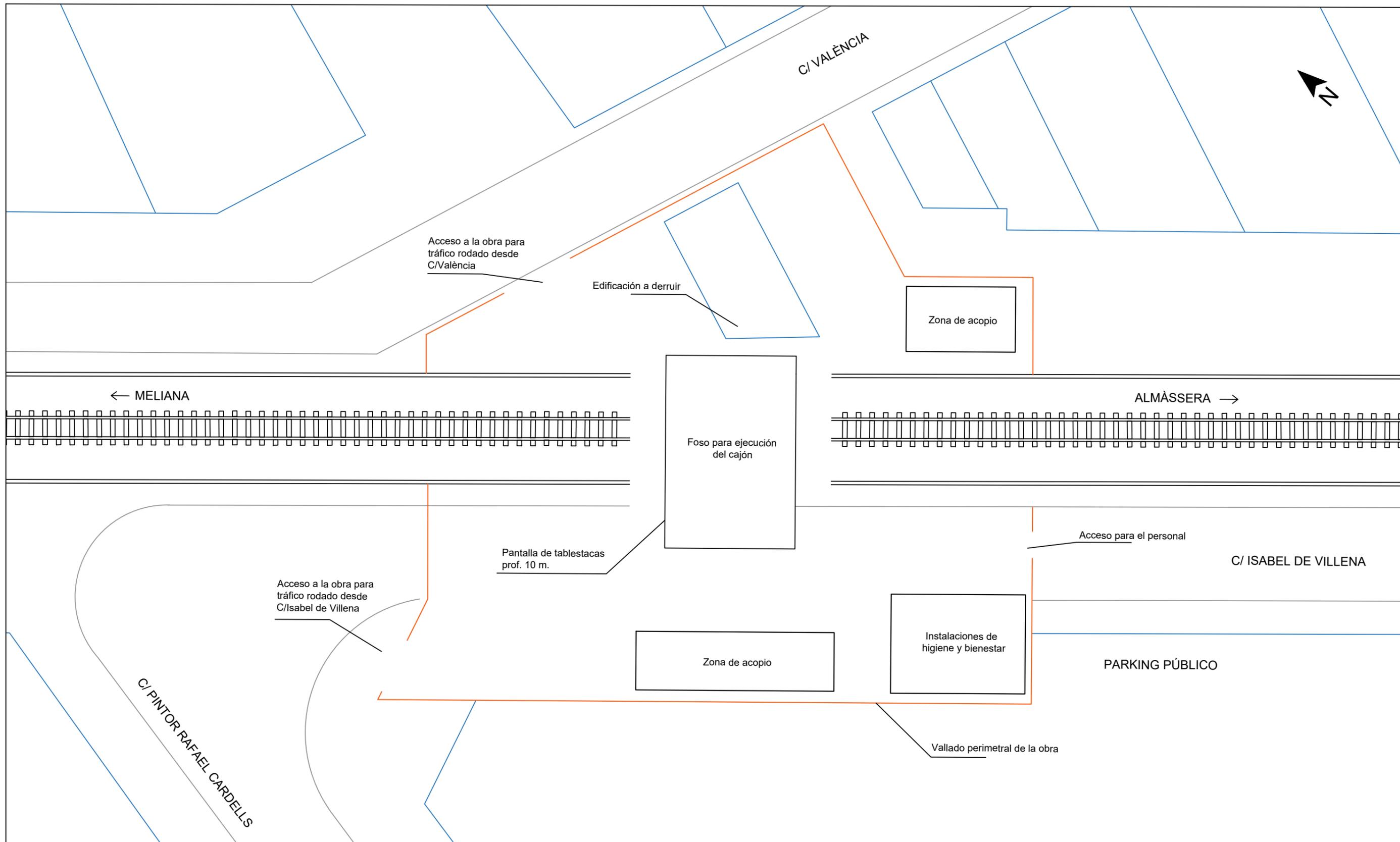
PLANO
BASE DE REPLANTEO. UBICACIÓN DE SONDEOS

ESCALA
1:200

ESCALA GRÁFICA
0 2 4m

NºPLANO
3





TÍTULO	
DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO PEATONAL BAJO EL FERROCARRIL EN P.K. 7+497 DE LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILES DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN MELIANA (VALENCIA)	
AUTOR	
ISMAEL MARTÍNEZ SILLA	
FECHA	PLANO
5/06/2021	PLANTA GENERAL DE LAS OBRAS
ESCALA	ESCALA GRÁFICA
1:200	0 2 4m
NºPLANO	4

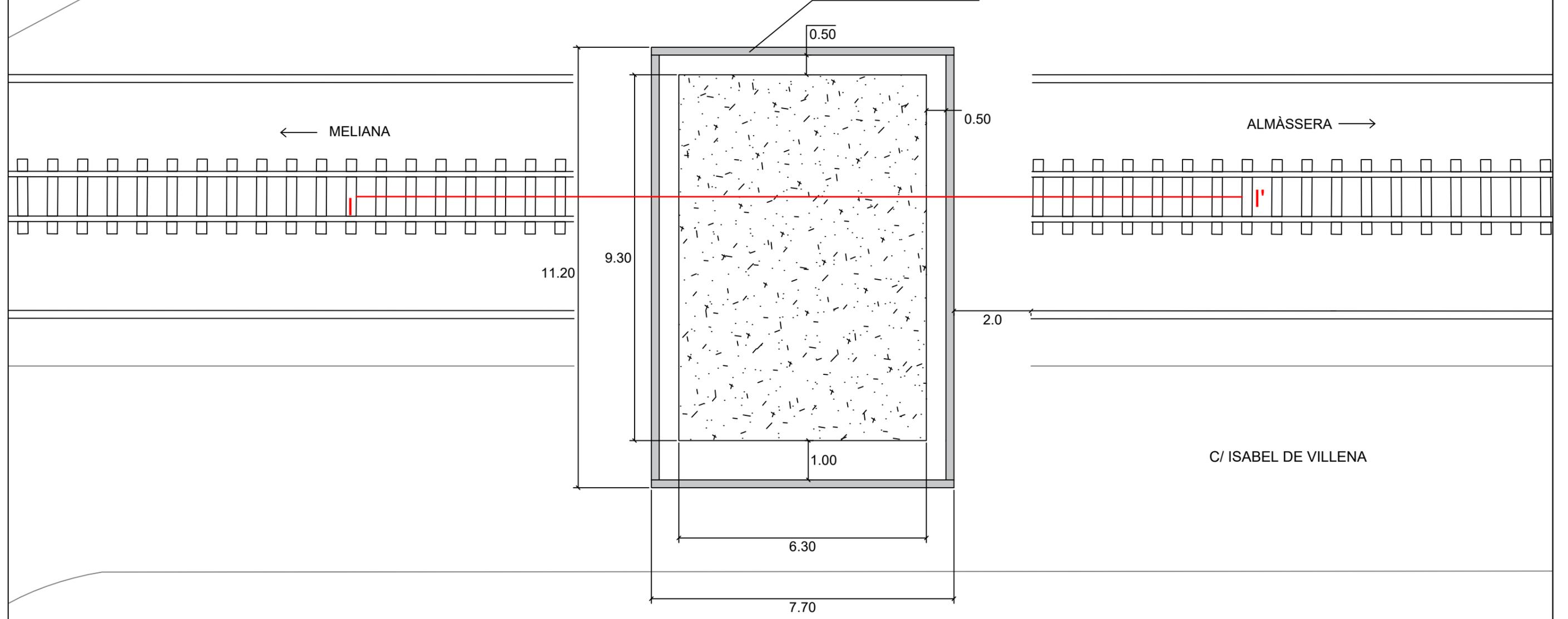

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

C/ VALÈNCIA



PANTALLA DE TABLESTACAS METÀL·LICAS,
PROFUNDIDAD 10 m.

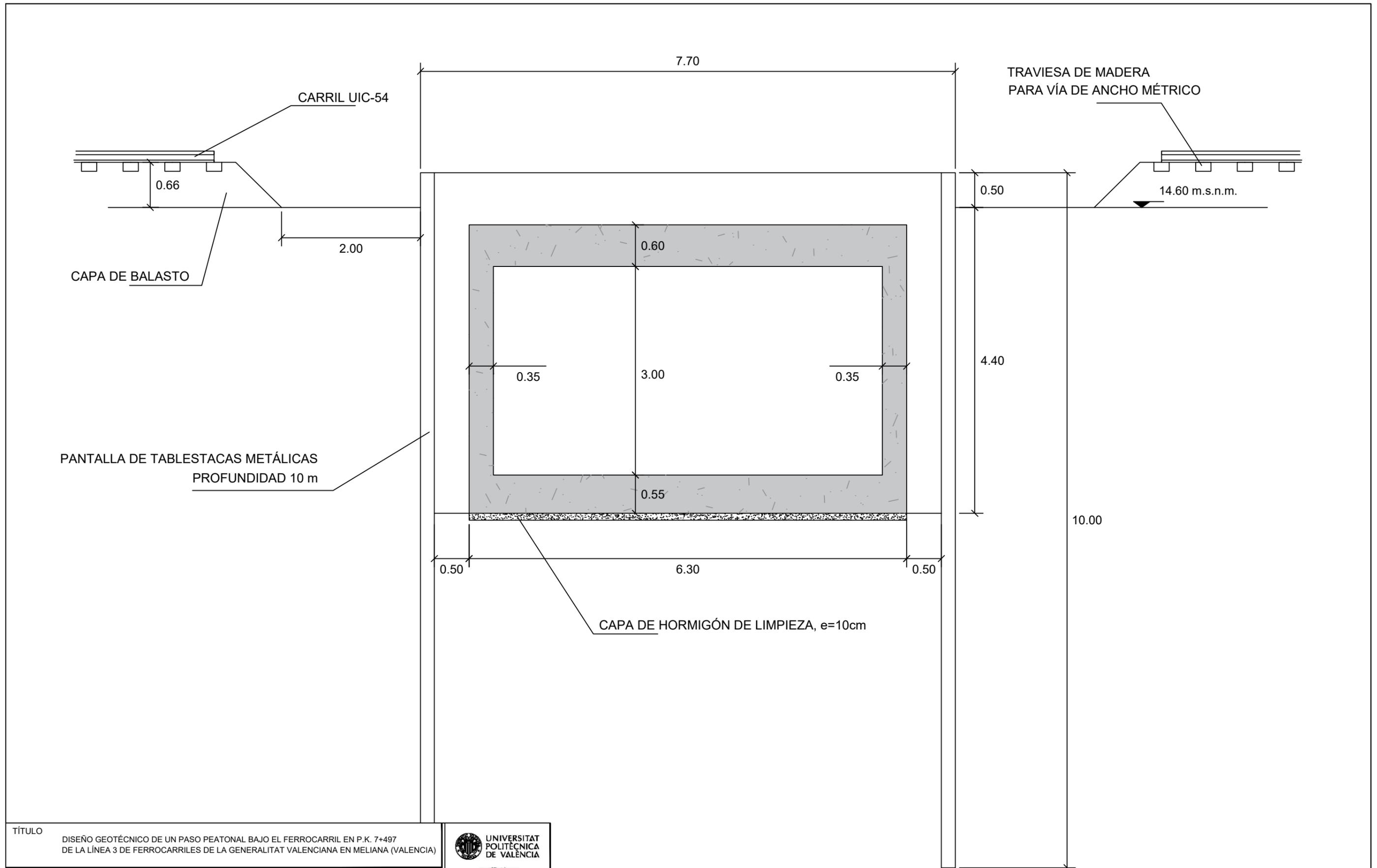


C/ ISABEL DE VILLENA

TÍTULO		DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO PEATONAL BAJO EL FERROCARRIL EN P.K. 7+497 DE LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILES DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN MELIANA (VALENCIA)	
AUTOR		ISMAEL MARTÍNEZ SILLA	
FECHA	13/06/2021	PLANO	ALTERNATIVA 1. CORTE DE VÍA. PLANTA
ESCALA	1:100	ESCALA GRÁFICA	0 1 2 m
		NºPLANO	5



PARKING PÚBLICO



TÍTULO
 DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO PEATONAL BAJO EL FERROCARRIL EN P.K. 7+497
 DE LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILES DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN MELIANA (VALENCIA)

AUTOR
 ISMAEL MARTÍNEZ SILLA

FECHA
 13/06/2021

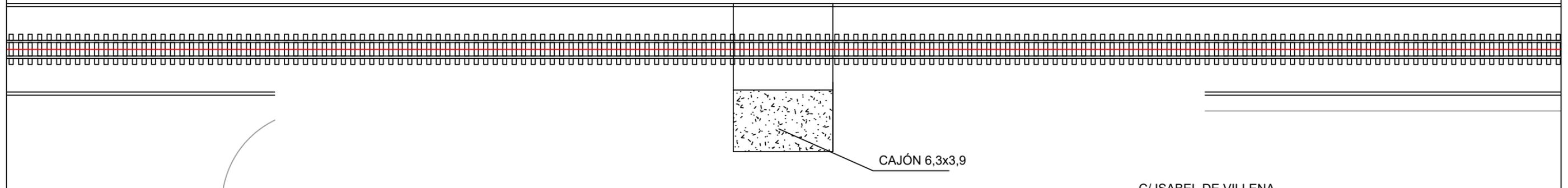
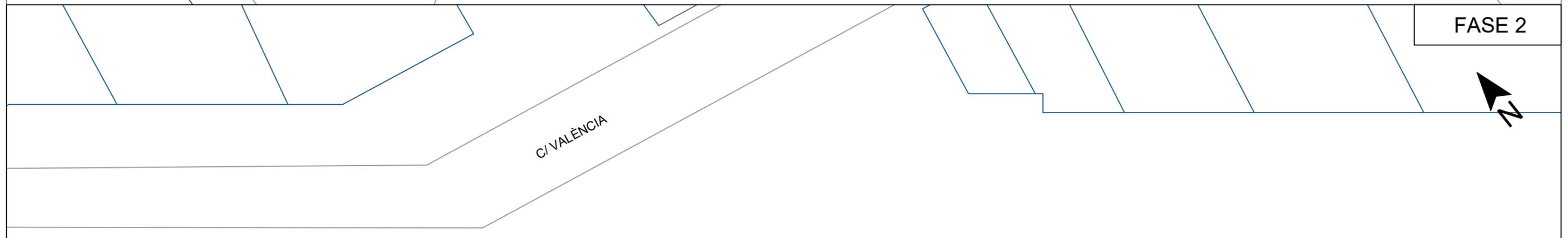
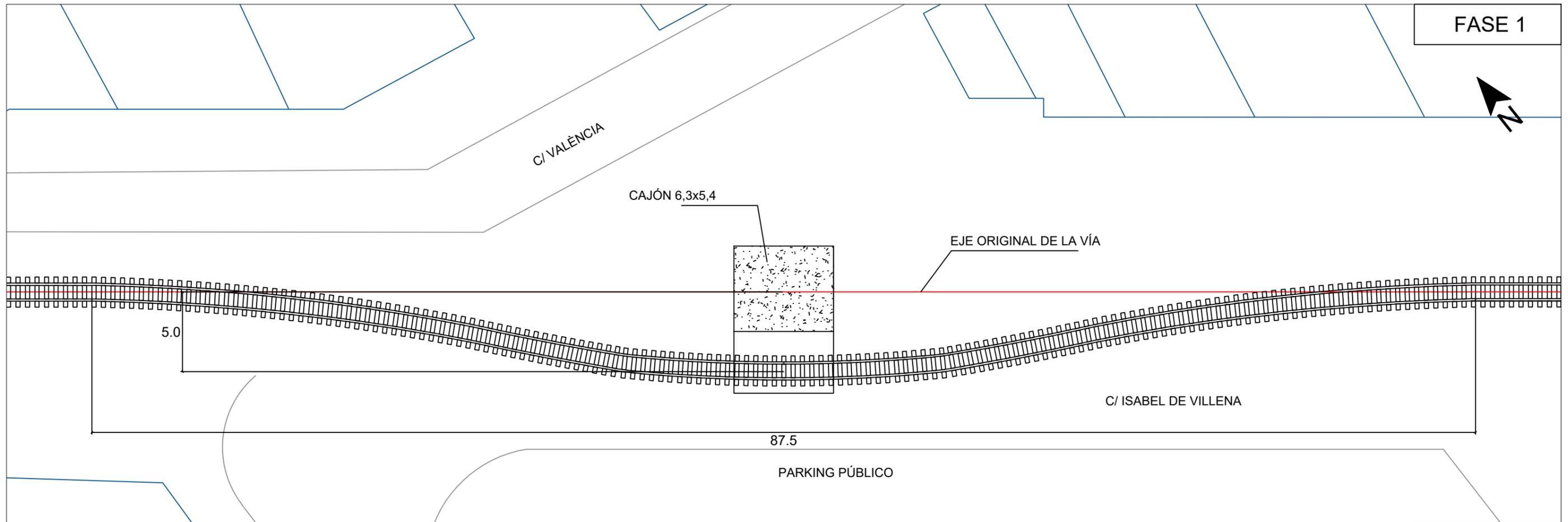
PLANO
 ALTERNATIVA 1. CORTE DE VÍA. SECCIÓN I-I'

ESCALA
 1:50

ESCALA GRÁFICA
 0 0.5 1 m

NºPLANO
 6



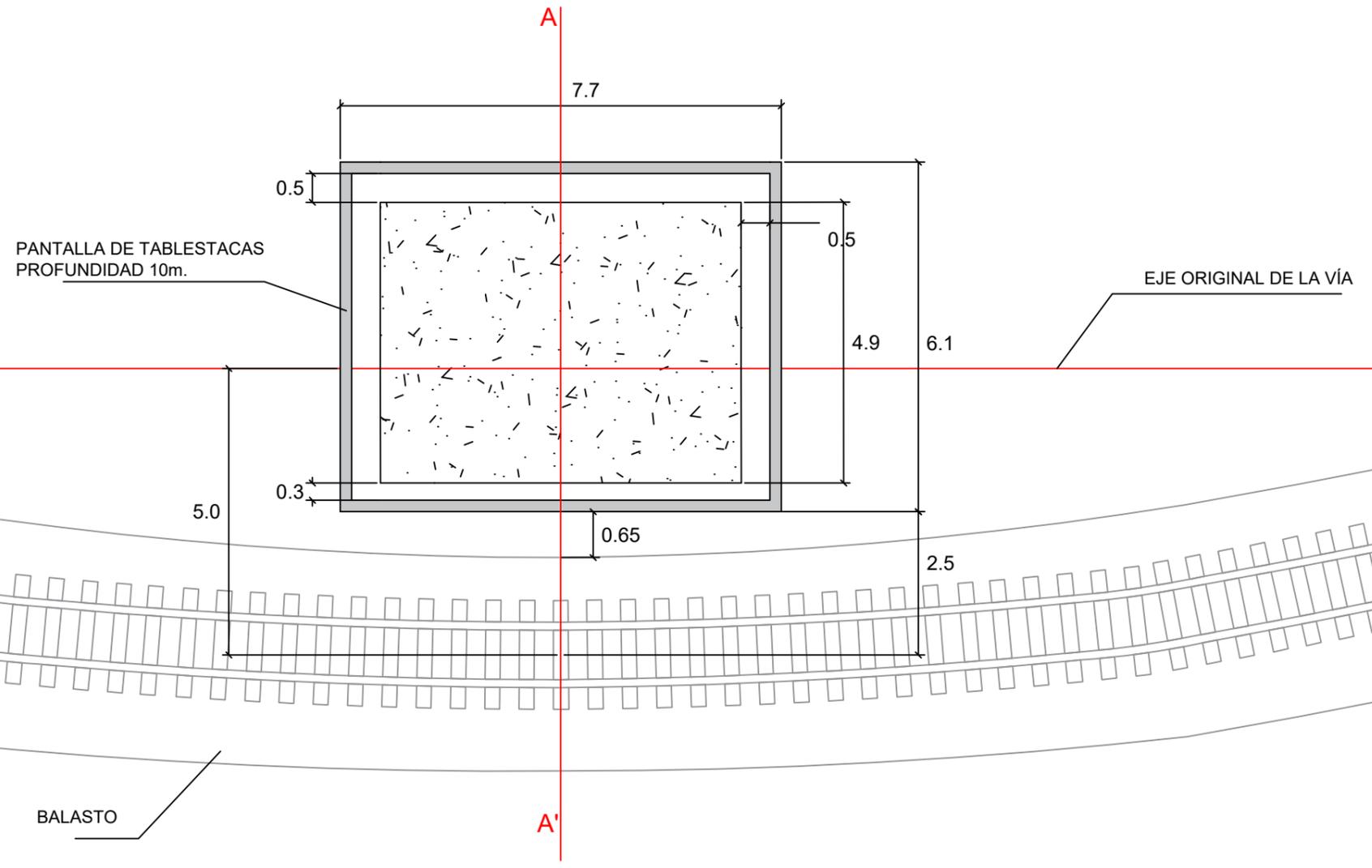


TÍTULO		DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO PEATONAL BAJO EL FERROCARRIL EN P.K. 7+497 DE LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILES DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN MELIANA (VALENCIA)	
AUTOR		ISMAEL MARTÍNEZ SILLA	
FECHA	PLANO	ALTERNATIVA 2. FASES DE EJECUCIÓN	
13/06/2021			
ESCALA	ESCALA GRÁFICA	0 2.5 5 m	Nº PLANO 7
1:250			


UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

C/ VALÈNCIA



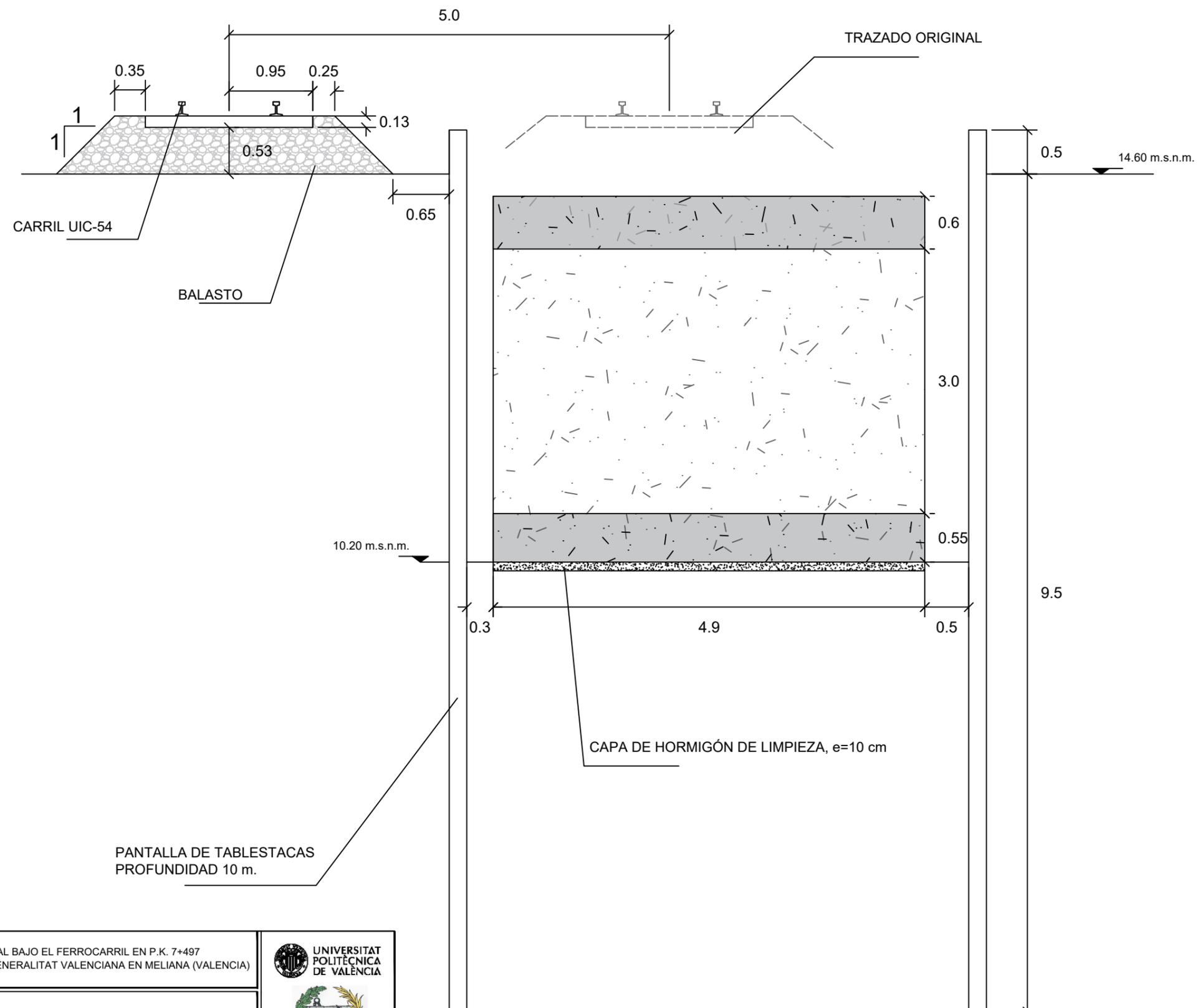
C/ ISABEL DE VILLENA

PARKING PÚBLICO

TÍTULO		DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO PEATONAL BAJO EL FERROCARRIL EN P.K. 7+497 DE LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILES DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN MELIANA (VALENCIA)	
AUTOR		ISMAEL MARTÍNEZ SILLA	
FECHA	13/06/2021	PLANO	ALTERNATIVA 2. FASE I. PLANTA
ESCALA	1:100	ESCALA GRÁFICA	0 1 2 m
		Nº PLANO	8

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



TÍTULO
DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO PEATONAL BAJO EL FERROCARRIL EN P.K. 7+497
DE LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILES DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN MELIANA (VALENCIA)

AUTOR
ISMAEL MARTÍNEZ SILLA

FECHA
13/06/2021

PLANO
ALTERNATIVA 2. FASE I. SECCIÓN A-A'

ESCALA
1:50

ESCALA GRÁFICA
0 0.5 1 m

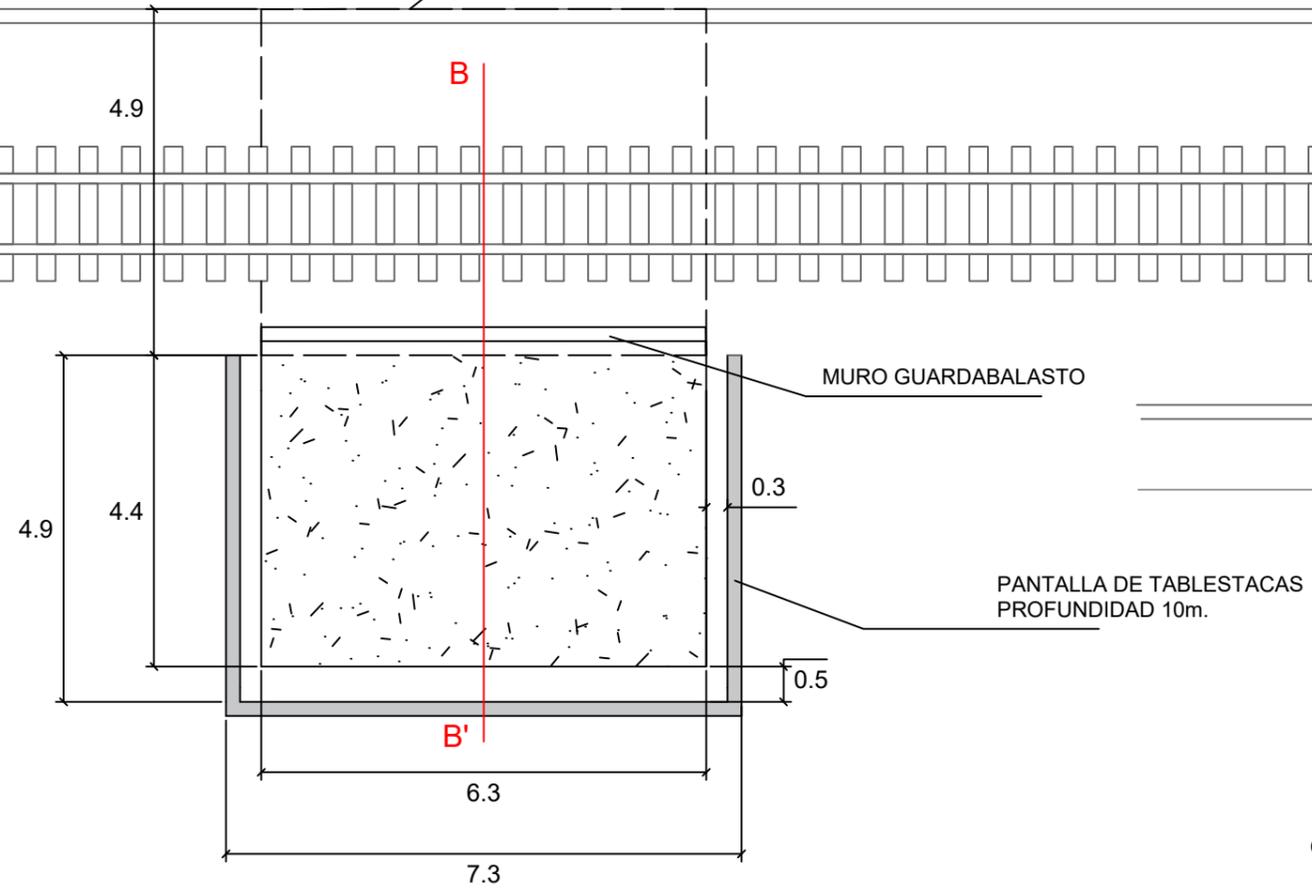
NºPLANO
9





C/ VALÈNCIA

PARTE DEL CAJÓN COLOCADO EN LA PRIMERA FASE



C/ ISABEL DE VILLENA

PARKING PÚBLICO

TÍTULO
 DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO PEATONAL BAJO EL FERROCARRIL EN P.K. 7+497
 DE LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILES DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN MELIANA (VALENCIA)

AUTOR
 ISMAEL MARTÍNEZ SILLA

FECHA
 13/06/2021

PLANO
 ALTERNATIVA 2. FASE II. PLANTA

ESCALA
 1:100

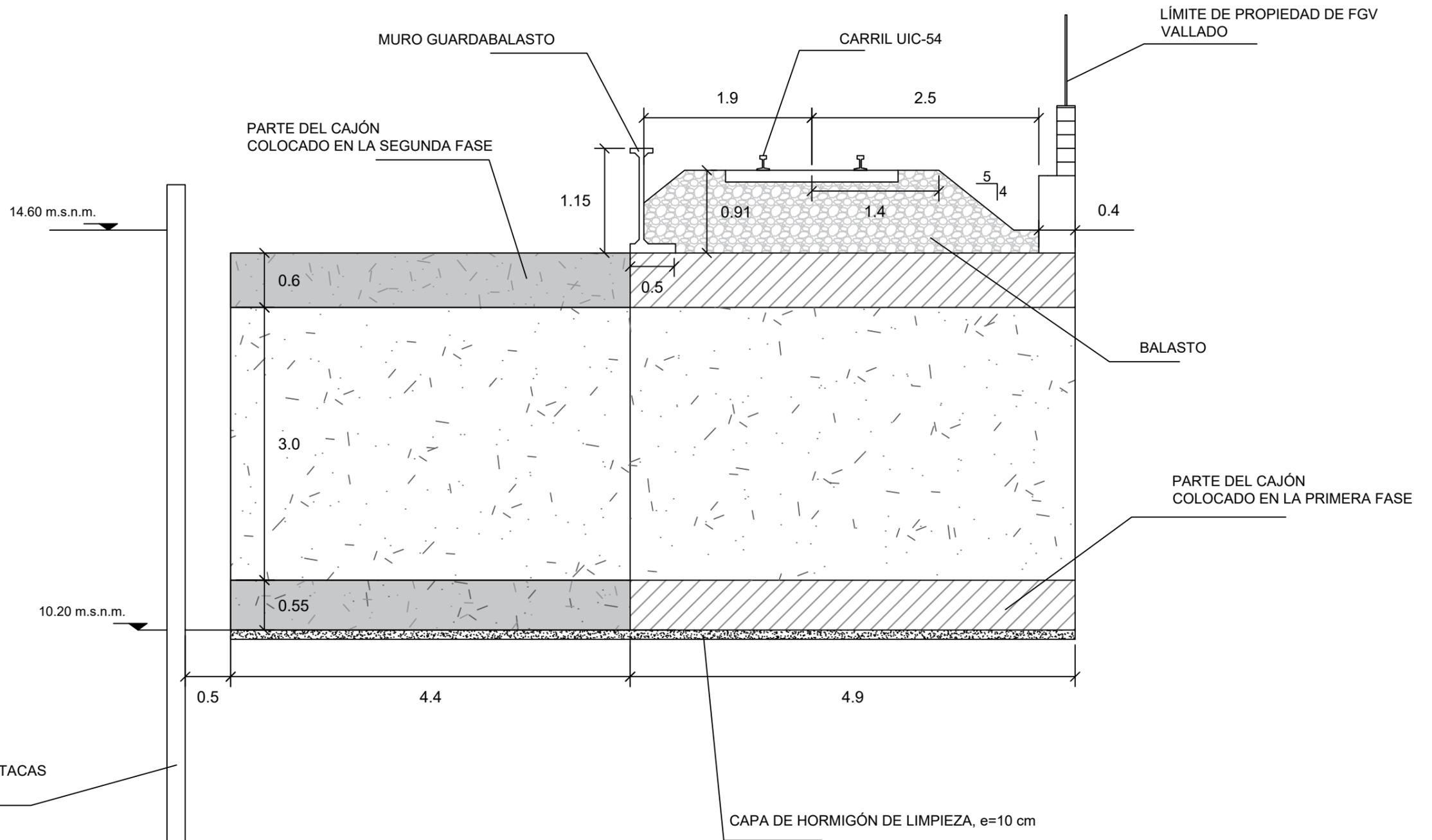
ESCALA GRÁFICA

Nº PLANO
 10



UNIVERSITAT
 POLITÈCNICA
 DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
 DE INGENIERÍA DE CAMINOS,
 CANALES Y PUERTOS



TÍTULO
 DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO PEATONAL BAJO EL FERROCARRIL EN P.K. 7+497
 DE LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILES DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN MELIANA (VALENCIA)

AUTOR
 ISMAEL MARTÍNEZ SILLA

FECHA
 13/06/2021

PLANO
 ALTERNATIVA 2. FASE II. SECCIÓN B-B'

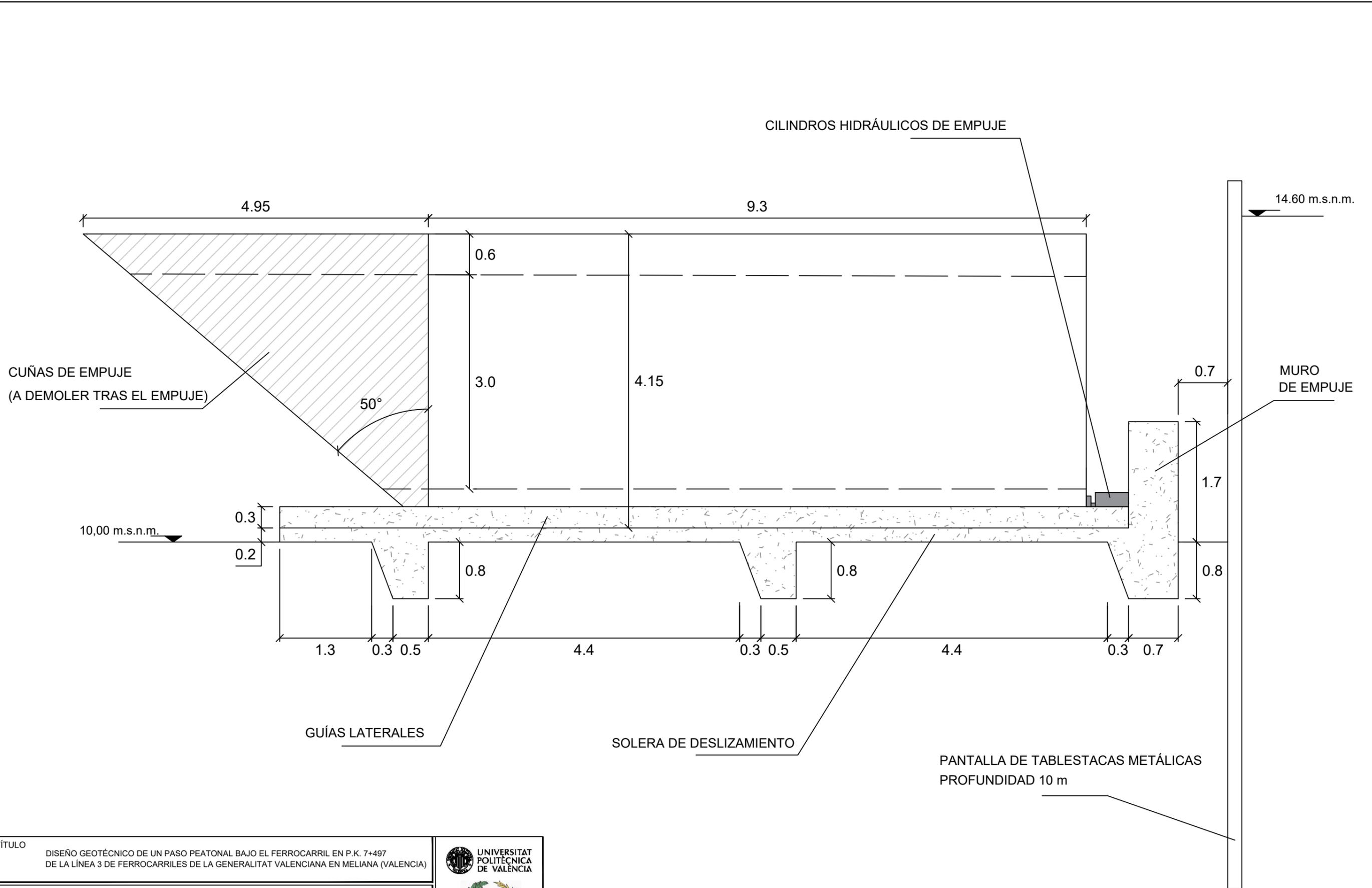
ESCALA
 1:50

ESCALA GRÁFICA
 0 0.5 1 m

NºPLANO
 11



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
 DE INGENIERÍA DE CAMINOS,
 CANALES Y PUERTOS



TÍTULO
 DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO PEATONAL BAJO EL FERROCARRIL EN P.K. 7+497
 DE LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILES DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN MELIANA (VALENCIA)

AUTOR
 ISMAEL MARTÍNEZ SILLA

FECHA
 13/06/2021

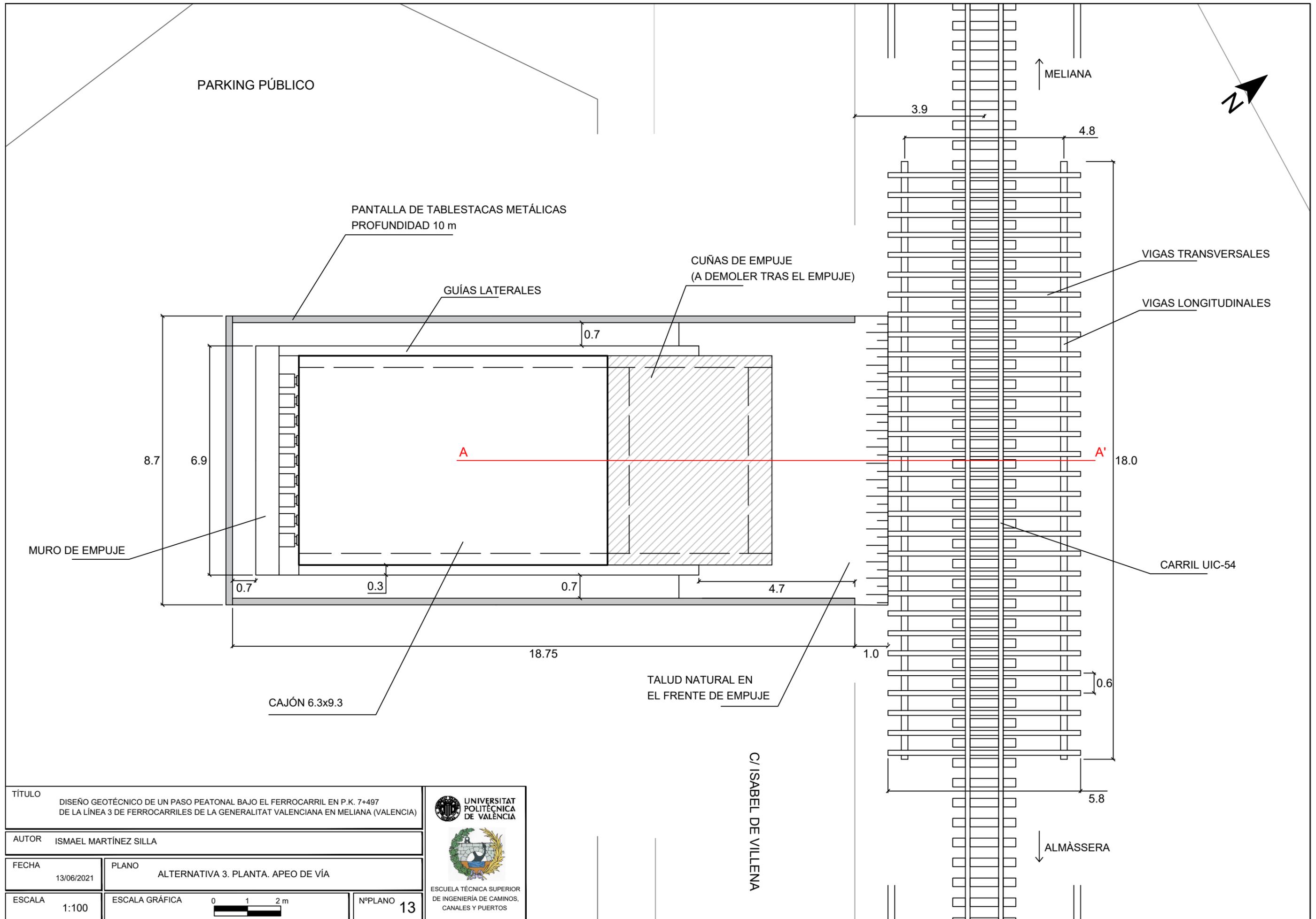
PLANO
 ALTERNATIVA 3. HINCA DE CAJÓN. ESTRUCTURA DE EMPUJE

ESCALA
 1:50

ESCALA GRÁFICA
 0 0.5 1 m

NºPLANO
 12





PARKING PÚBLICO

PANTALLA DE TABLESTACAS METÁLICAS
PROFUNDIDAD 10 m

CUÑAS DE EMPUJE
(A DEMOLER TRAS EL EMPUJE)

GUÍAS LATERALES

VIGAS TRANSVERSALES

VIGAS LONGITUDINALES

MELIANA

CARRIL UIC-54

MURO DE EMPUJE

TALUD NATURAL EN
EL FRENTE DE EMPUJE

C/ ISABEL DE VILLENA

ALMÀSSERA

CAJÓN 6.3x9.3

TÍTULO
DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO PEATONAL BAJO EL FERROCARRIL EN P.K. 7+497
DE LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILES DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN MELIANA (VALENCIA)

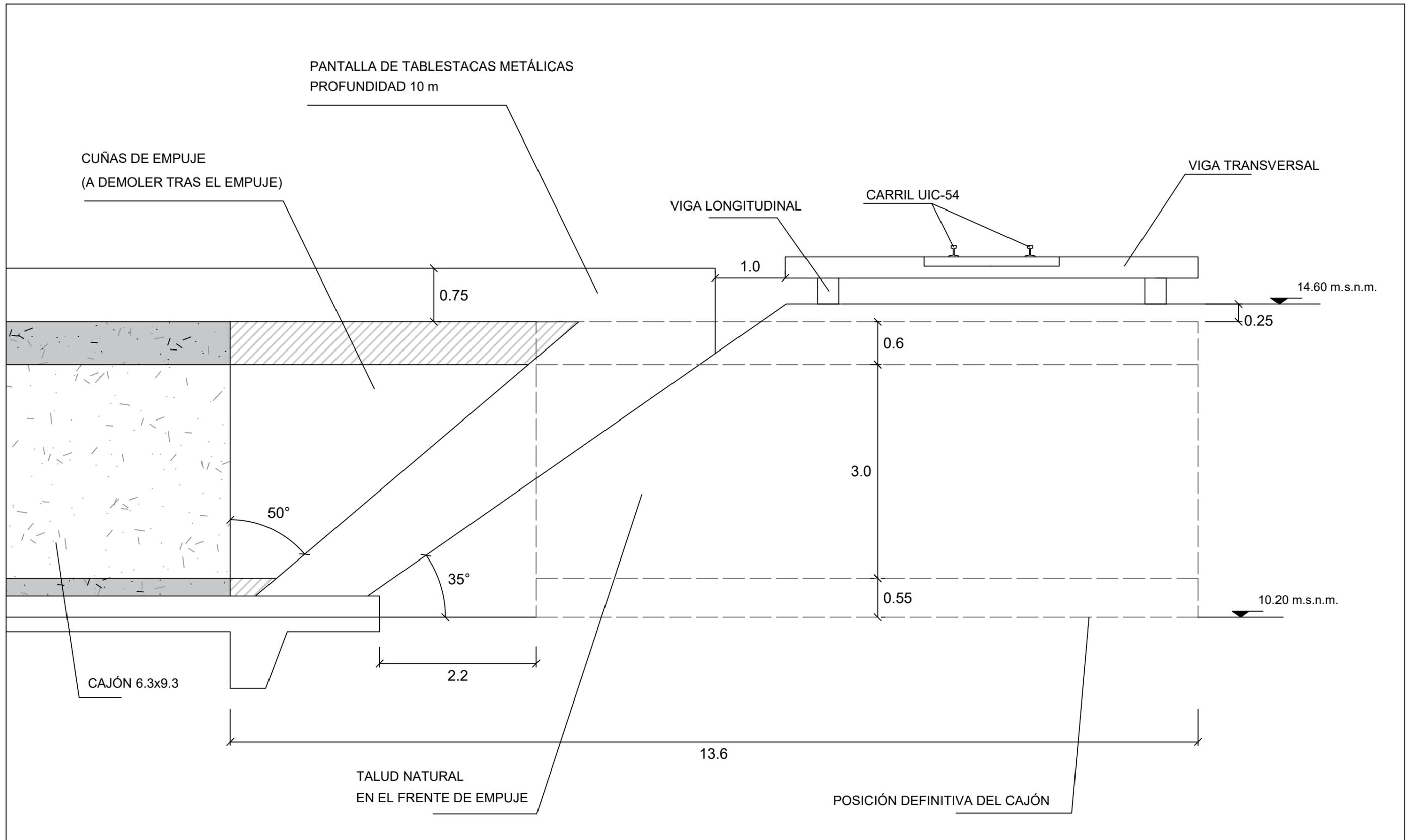


UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

AUTOR ISMAEL MARTÍNEZ SILLA

FECHA 13/06/2021 PLANO ALTERNATIVA 3. PLANTA. APEO DE VÍA

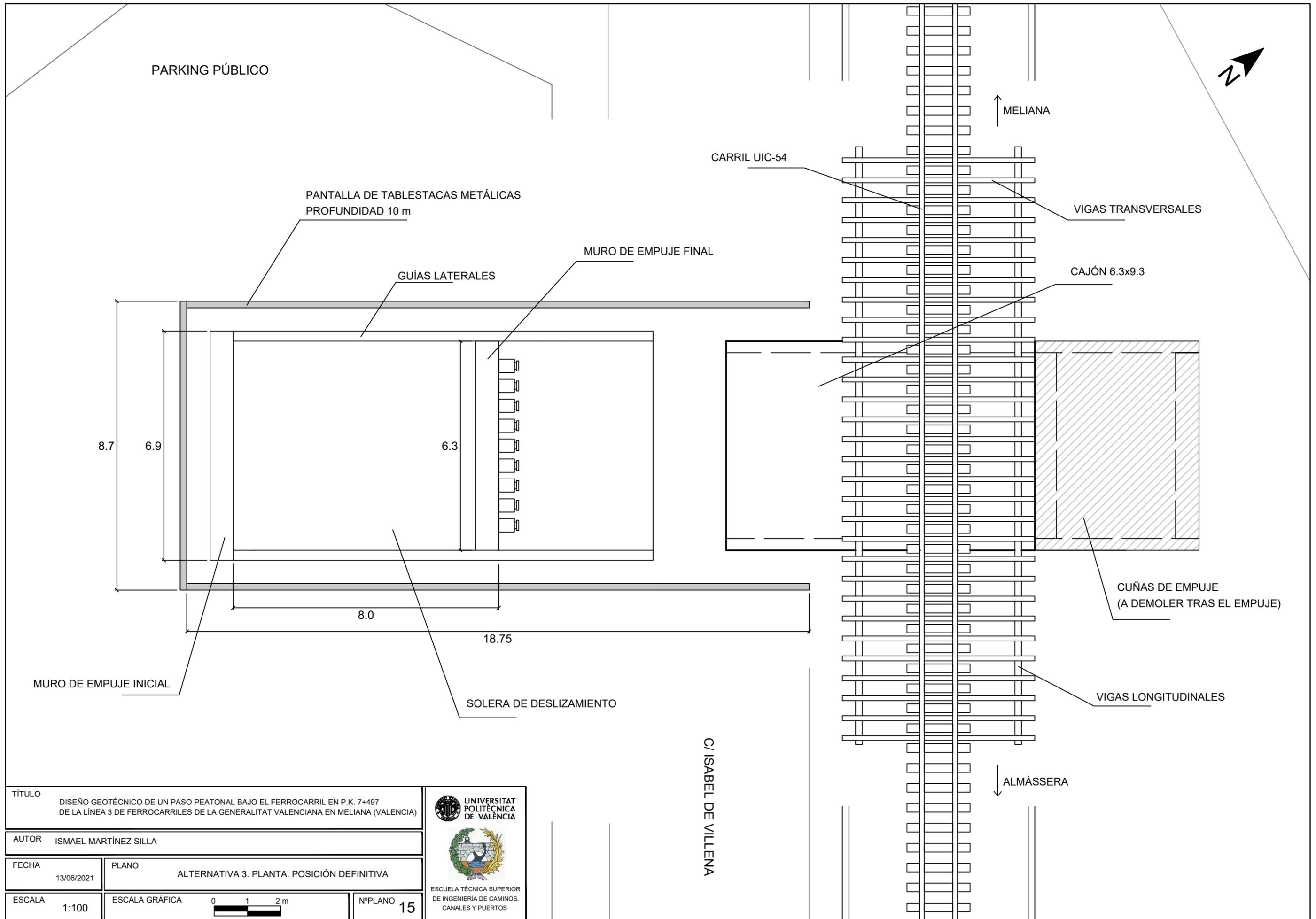
ESCALA 1:100 ESCALA GRÁFICA 0 1 2 m NºPLANO 13



TÍTULO	
DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO PEATONAL BAJO EL FERROCARRIL EN P.K. 7+497 DE LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILES DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN MELIANA (VALENCIA)	
AUTOR	
ISMAEL MARTÍNEZ SILLA	
FECHA	PLANO
13/06/2021	ALTERNATIVA 3. HINCA DE CAJÓN. SECCIÓN A-A'
ESCALA	ESCALA GRÁFICA
1:50	0 0.5 1 m
NºPLANO	14

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



PARKING PÚBLICO



MELIANA

CARRIL UIC-54

PANTALLA DE TABLESTACAS METÁLICAS
PROFUNDIDAD 10 m

VIGAS TRANSVERSALES

MURO DE EMPUJE FINAL

GUÍAS LATERALES

CAJÓN 6.3x9.3

8.7

6.9

6.3

CUÑAS DE EMPUJE
(A DEMOLER TRAS EL EMPUJE)

8.0

18.75

MURO DE EMPUJE INICIAL

VIGAS LONGITUDINALES

SOLERA DE DESLIZAMIENTO

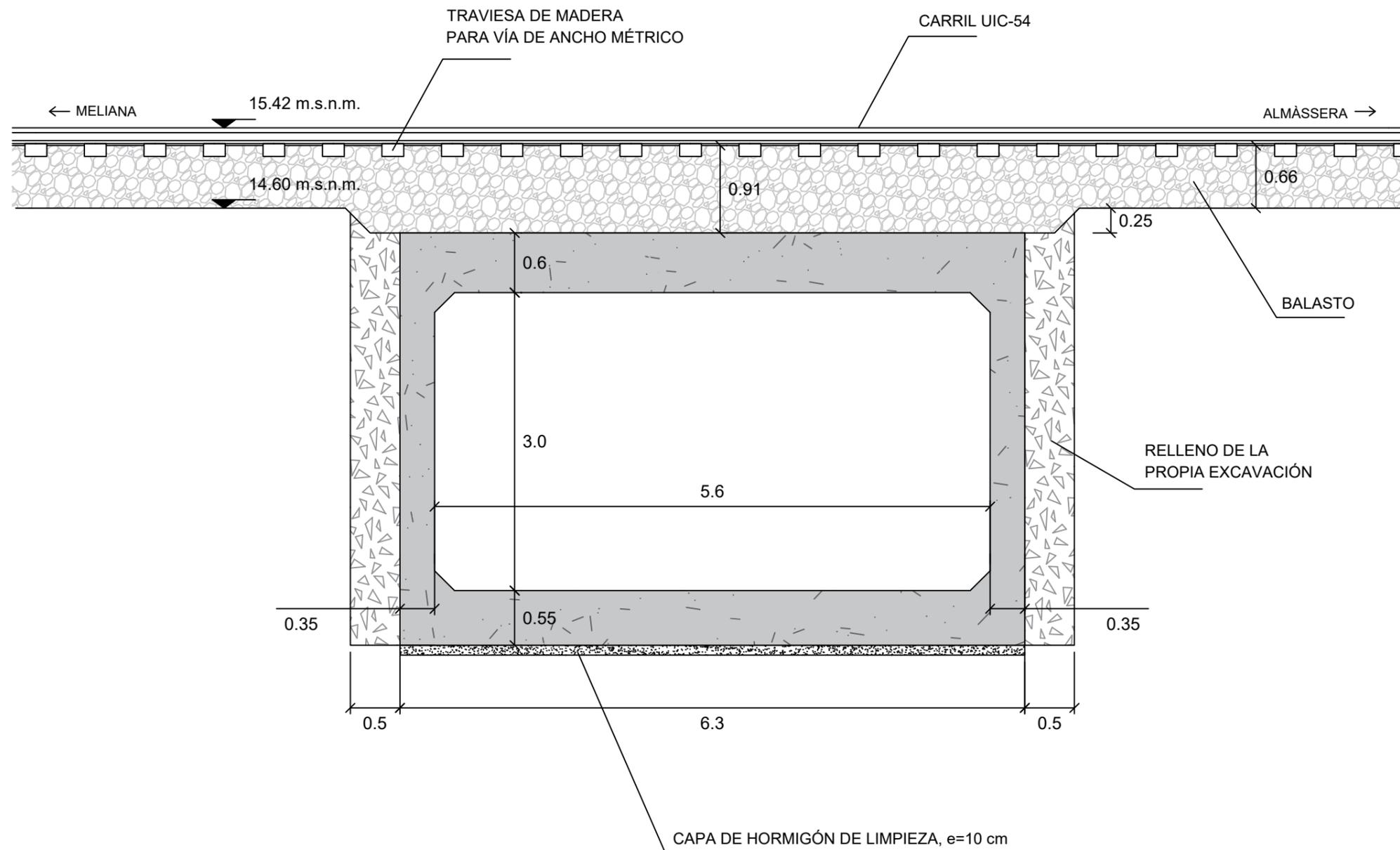
ALMÀSSERA

C/ISABEL DE VILLENA

TÍTULO		DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO PEATONAL BAJO EL FERROCARRIL EN P.K. 7+497 DE LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILES DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN MELIANA (VALENCIA)	
AUTOR		ISMAEL MARTÍNEZ SILLA	
FECHA	PLANO	ALTERNATIVA 3. PLANTA. POSICIÓN DEFINITIVA	
13/06/2021			
ESCALA	ESCALA GRÁFICA	0 1 2 m	NºPLANO 15
1:100			


UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



TÍTULO
DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO PEATONAL BAJO EL FERROCARRIL EN P.K. 7+497 DE LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILES DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN MELIANA (VALENCIA)

AUTOR ISMAEL MARTÍNEZ SILLA

FECHA 6/06/2021 PLANO SECCIÓN DEL DISEÑO DEFINITIVO

ESCALA 1:50 ESCALA GRÁFICA 0 0.5 1 m NºPLANO 16



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
ESCUOLA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



ANEXO Nº6. VALORACIÓN ECONÓMICA DE LA SOLUCIÓN

MARTÍNEZ SILLA, ISMAEL

Trabajo Final de Grado

Curso 2020/2021

Tutor: César Cuesta García

DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO INFERIOR FERROVIARIO EN PK 7+497 DE
LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILS DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN
MELIANA (VALENCIA)



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	3
2. ALTERNATIVA 1	4
3. ALTERNATIVA 2	11
4. ALTERNATIVA 3	15



1. INTRODUCCIÓN

El presente anexo tiene como objetivo determinar de forma estimada el coste relativo a la puesta en obra del cajón y la restitución de la superestructura ferroviaria para dar operabilidad a la línea de la red. Dicha estimación solo tiene un fin comparativo para valorar el factor económico en el análisis multicriterio detallado en el *Anexo Nº3. Condicionantes técnicos y estudio de alternativas*. Las mediciones y costes detallados no se extienden más allá del cajón acorde al alcance de este proyecto académico, por lo que solo se refleja el Presupuesto de Ejecución Material (PEM).

Los costes de cada unidad de obra presentes en este documento son estimaciones tomadas de diferentes bases de precios, siendo éstas las siguientes:

- Base de Precios del Instituto Valenciano de Edificación 2020.
- Generador de precios de la construcción. España. CYPE Ingenieros, S.A.
- Cuadro de precios de referencia de la Dirección General de Carreteras de 2012.
- Base de Precios de Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana (FGV).



2. ALTERNATIVA 1

CAPÍTULO 1. TRABAJOS PREVIOS

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
TP01	M³ DEMOLICIÓN BLOQUE DE HORMIGÓN M ³ Demolición de bloque de hormigón, incluida la retirada de escombros a contenedor o acopio intermedio, sin influir la carga y el transporte a vertedero.	5,12	30,92	158,31
TP02	M² DEMOLICIÓN DEL PAVIMENTO M ² Demolición de pavimento de mezcla bituminosa de 20 cm de espesor mediante martillo rompedor, incluye carga y acopio en lugar asignado por la Dirección Facultativa.	40,60	4,64	188,70
TP03	M³ DEMOLICIÓN DE ACERA M ³ Demolición de acera de espesor 20 cm mediante martillo rompedor, incluye carga y acopio en lugar asignado por la Dirección Facultativa.	3,40	3,08	10,47



CAPÍTULO 2. LEVANTAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
LS01	ML. LEVANTADO DE CATENARIA ML. Levantado de catenaria convencional, hilo de contacto, sistema de atirantado y ménsulas, ejecutado según normas de seguridad de FGV.	10,90	79,27	864,09
LS02	UD. LEVANTADO DE POSTE DE CATENARIA Unidad. Levantado de poste de catenaria, poste, base, caja de conexiones y cableado, incluida demolición de cimentación, ejecutado según normas de seguridad de FGV.	1	50,81	50,81
LS03	ML. LEVANTADO DE CARRIL M. Levante de carril de cualquier tipo, en plena vía o estación, incluyendo las operaciones de desclavado de sujeción, desembridado de cualquier tipo de brida, cortes de carril si es barra larga soldada, apilado correcto de carril para un posible posterior cargue, recogida y cargue de pequeño material sobre vagón. El apilado del carril se realizará en el lugar designado por el representante de FGV.	21,80	44,32	966,16
LS04	UD. LEVANTADO DE TRAVIESA UD. Levantado de traviesa de cualquier tipo, incluido el acopio y empaquetado de las mismas y la carga y transporte a lugar indicado por la Dirección Facultativa, ejecutado según normas de seguridad de FGV.	19	65,87	1336,08



LS05 M³ RETIRADA DE BALASTO

M³ Retirada de balasto mediante pala cargadora, incluso la carga y transporte a lugar indicado por la dirección facultativa, ejecutado según normas de seguridad de FGV.

31,65 15,67 495,95

CAPÍTULO 3. ELEMENTOS DE CONTENCIÓN Y MOVIMIENTO DE TIERRAS

CÓDIGO DESCRIPCIÓN CANTIDAD PRECIO IMPORTE

EX01 M² HINCADO Y EXTRACCIÓN DE TABLESTACAS

M² Entibación mediante hinca y extracción de pantalla de tablestacas, de 10 m. de longitud, incluso longitud de empotramiento y sobrante superior de 0,50 m. para permitir la extracción.

366 68,91 25221,06

EX02 M³ EXCAVACIÓN POR MEDIOS MECÁNICOS

M³ Excavación a cielo abierto de cualquier tipo de terreno, realizada con medios mecánicos, incluida carga de material y su acopio intermedio

389,52 5,06 1971,00

EX03 M². COMPACTACIÓN MANUAL DE SUELOS

M² Compactación manual superficial de suelos realizada con pisón vibrante, para alojamiento de solera, en terrenos blandos, con un grado de compactación de hasta un 90% del Proctor Modificado.

61,75 4,06 250,70

EX04 M³ RELLENO EN TRASDÓS Y COMPACTACIÓN

M³ Relleno en trasdós de estructuras, con material propio de la excavación, y compactación en tongadas sucesivas de 30 cm. de espesor máximo con pisón vibrante de guiado manual, hasta alcanzar un densidad seca no inferior al 95% de la obtenida del Proctor Modificado realizado según UNE 103501.

73,04 12,30 898,39

CAPÍTULO 4. ESTRUCTURAS

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
---------------	--------------------	-----------------	---------------	----------------

ES01 M³ HORMIGÓN HL-150/B/20

M³ Hormigón HL-150/B/20, fabricado en central y vertido con cubilote, para formación de capa de hormigón de limpieza y nivelado de fondos de cimentación, en el fondo de la excavación previamente realizada.

5,85 81,29 475,55

ES02 UD. MARCO PREFABRICADO

Unidad. Marco prefabricado de dimensiones interiores en sección de 6,3x3 m² y una longitud de 9,3 metros , incluido transporte y colocación definitiva.

1 40.000 40.000



CAPÍTULO 5. RESTITUCIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
RS01	M³ VERTIDO TONGADAS DE BALASTO M ³ Vertido mediante vagón tolva de balasto silíceo de calidad tipo A de 25 cm de espesor y de 4,4 metros de ancho, ejecutado según normas de seguridad de FGV.	38,56	10,48	404,10
RS02	UD. COLOCACIÓN TRAVIESA DE MADERA UD. Colocación mediante dresina con grúa de traviesa de madera sobre bancada de balasto y premontaje de fijación para recibir carril tipo UIC-54, ejecutado según normas de seguridad de FGV.	37	44,75	2039,44
RS03	ML. MONTAJE CARRIL UIC-54 A TRAVIESA ML. Montaje, alineación y embridado provisional de carril UIC-54 en barra de 18 m mediante camión con grúa, ejecutado según normas de seguridad de FGV.	43,40	101,92	2221,85
RS04	M³ VERTIDO TONGADA FINAL Y PERFILADO DE BANQUETA DE BALASTO M ³ Vertido mediante vagón tolva de tongada final de balasto silíceo de calidad tipo A de 20 cm de espesor sobre el emparrillado de vía, bateos necesarios y perfilado final de banqueta de 4,4 de ancho y con un talud 1H:1V, ejecutado según normas de seguridad de FGV.	9,59	28,72	275,42

RS05 ML. NEUTRALIZACIÓN DE BARRA LARGA SOLDADA (BLS)

ML. Neutralización de tensiones de barra larga soldada (BLS) para carril tipo UIC-54 mediante el aflojado de las sujeciones en toda la longitud de vía a neutralizar, colocación de rodillos entre carril y traviesas, retirada de rodillos y apriete de sujeciones, incluido tensores hidráulicos, corte, útiles y medio auxiliares necesarios, sin incluir las soldaduras de carril, ejecutado según normas de seguridad de FGV.

21,80 39,21 854,77

RS06 UD. SOLDADURA ALUMINOTÉRMICA PARA UIC-54

UD. Soldadura aluminotérmica con precalentamiento de aire inducido y propano para la unión de carriles UIC-54 en vía, incluido el desmontaje de bridas y tornillos y aflojado de las sujeciones necesarios para la alineación de los carriles, desbastado y esmerilado de acabado del perfil, ejecutado según normas de seguridad de FGV.

4 324,33 1297,32

RS07 ML. HOMOGENEIZACIÓN DE TENSIONES DE VÍA

ML. Homogeneización de tensiones en barra larga soldada (BLS) para carril tipo UIC-54 mediante el aflojado de las sujeciones en toda la longitud de vía a homogeneizar, colocación de rodillos entre carril y traviesa, deslizamiento de los carriles, retirada de los rodillos apriete de sujeciones, incluidos útiles y medios auxiliares necesarios, ejecutado según normas de seguridad de FGV.

21,80 26,64 580,75



RS09 ML. BATEO, ALINEACIÓN Y NIVELACIÓN DE VÍA

ML. Bateo, alineación y nivelación de vía (una única nivelación), ejecutado según normas de seguridad de FGV.

10,90 13,35 145,51

RS10 UD. MONTAJE DE CATENARIA

UD. Montaje de equipo de ménsula, suspensión y atirantado, en recta, con atirantado por dentro, compuesta de ménsula, tirante, tubo estabilizador y brazo de atirantado, formados por barras aislantes de fibra de vidrio, ejecutado según normas de seguridad de FGV.

1 6477,50 6477,50

El resumen de los capítulos expuestos es:

CAPÍTULO	IMPORTE
CAPÍTULO 1. TRABAJOS PREVIOS	357,48
CAPÍTULO 2. LEVANTAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA	2.791,25
CAPÍTULO 3. ELEMENTOS DE CONTENCIÓN Y MOVIMIENTO DE TIERRAS	28.341,15
CAPÍTULO 4. ESTRUCTURAS	40.475,55
CAPÍTULO 5. RESTITUCIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA	14.296,66
	86.262,09 €

El Presupuesto de Ejecución Material asciende a la cantidad de 86.262,09 € (OCHENTA Y SEIS MIL DOSCIENTOS SESENTA Y DOS EUROS CON NUEVE CÉNTIMOS).



3. ALTERNATIVA 2

CAPÍTULO 1. TRABAJOS PREVIOS

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
TP01	M³ DEMOLICIÓN BLOQUE DE HORMIGÓN M ³ Demolición de bloque de hormigón, incluida la retirada de escombros a contenedor o acopio intermedio, sin influir la carga y el transporte a vertedero.	35,20	30,92	1088,38
TP02	M² DEMOLICIÓN DEL PAVIMENTO M ² Demolición de pavimento de mezcla bituminosa de 20 cm de espesor mediante martillo rompedor, incluye carga y acopio en lugar asignado por la Dirección Facultativa.	23,36	4,64	108,39
TP03	M³ DEMOLICIÓN DE ACERA M ³ Demolición de acera de espesor 20 cm mediante martillo rompedor, incluye carga y acopio en lugar asignado por la Dirección Facultativa.	17,60	3,08	50,20



CAPÍTULO 2. SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
LS01	M. RIPADO DE VÍA M. Ripado de vía de 0,5 a 5 m., incluyendo descubierta de vía si fuera necesario, cortes de carril, introducción de cupón, embridado provisional, empleo de balasto y nivelación, herramientas y medios auxiliares.	163,00	370,00	60.310,00
LS02	ML. ELECTRIFICACIÓN EN VÍA ÚNICA KM. Suministro y montaje de electrificación en vía única.	190,00	270,00	43200,00

CAPÍTULO 3. ELEMENTOS DE CONTENCIÓN Y MOVIMIENTO DE TIERRAS

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
EX01	M² HINCADO Y EXTRACCIÓN DE TABLESTACAS M ² Entibación mediante hinca y extracción de pantalla de tablestacas, de 10 m. de longitud, incluso longitud de empotramiento y sobrante superior de 0,50 m. para permitir la extracción.	451	68,91	31078,41



EX02 M³ EXCAVACIÓN POR MEDIOS MECÁNICOS

M³ Excavación a cielo abierto de cualquier tipo de terreno, realizada con medios mecánicos, incluida carga de material y su acopio intermedio

331,84 5,06 1679,15

EX03 M². COMPACTACIÓN MANUAL DE SUELOS

M² Compactación manual superficial de suelos realizada con pisón vibrante, para alojamiento de solera, en terrenos blandos, con un grado de compactación de hasta un 90% del Proctor Modificado.

61,75 4,06 250,70

EX04 M³ RELLENO EN TRASDÓS Y COMPACTACIÓN

M³ Relleno en trasdós de estructuras, con material propio de la excavación, y compactación en tongadas sucesivas de 30 cm. de espesor máximo con pisón vibrante de guiado manual, hasta alcanzar un densidad seca no inferior al 95% de la obtenida del Proctor Modificado realizado según UNE 103501.

40,92 10,83 443,16

CAPÍTULO 4. ESTRUCTURAS

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
ES01	M³ HORMIGÓN HL-150/B/20			
	M ³ Hormigón HL-150/B/20, fabricado en central y vertido con cubilote, para formación de capa de hormigón de limpieza y nivelado de fondos de cimentación, en el fondo de la excavación previamente realizada.			
		5,85	81,29	475,55



ES02 UD. MARCO PREFABRICADO

Unidad. Marco prefabricado de dimensiones interiores en sección de 6,3x3 m² y una longitud de 9,3 metros , incluido transporte y colocación definitiva.

1 40.000 40.000,00

ES03 ML. MURO GUARDABALASTO

ML. Muro guardabalasto prefabricado con dimensiones de 1,15 metros de altura y 0,5 metros de base.

6,30 22,60 142,38

El resumen de los capítulos expuestos es:

CAPÍTULO	IMPORTE
CAPÍTULO 1. TRABAJOS PREVIOS	1.246,97
CAPÍTULO 2. SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA	130.510,00
CAPÍTULO 3. ELEMENTOS DE CONTENCIÓN Y MOVIMIENTO DE TIERRAS	33.451,42
CAPÍTULO 4. ESTRUCTURAS	40.617,93
	178.826,32 €

El Presupuesto de Ejecución Material asciende a la cantidad de 178.826,32 € (CIENTO SETENTA Y OCHO MIL OCHOCIENTOS VEINTISÉIS EUROS CON TREINTA Y DOS CÉNTIMOS).



4. ALTERNATIVA 3

CAPÍTULO 1. TRABAJOS PREVIOS

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
TP01	M³ DEMOLICIÓN BLOQUE DE HORMIGÓN M ³ Demolición de bloque de hormigón, incluida la retirada de escombros a contenedor o acopio intermedio, sin influir la carga y el transporte a vertedero.	20,00	30,92	618,40
TP02	M² DEMOLICIÓN DEL PAVIMENTO M ² Demolición de pavimento de mezcla bituminosa de 20 cm de espesor mediante martillo rompedor, incluye carga y acopio en lugar asignado por la Dirección Facultativa.	210,00	4,64	974,40
TP03	M³ DEMOLICIÓN DE ACERA M ³ Demolición de acera de espesor 20 cm mediante martillo rompedor, incluye carga y acopio en lugar asignado por la Dirección Facultativa.	2,14	3,08	6,59



CAPÍTULO 2. ELEMENTOS DE CONTENCIÓN Y MOVIMIENTO DE TIERRAS

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
EX01	M² HINCADO Y EXTRACCIÓN DE TABLESTACAS			
	M ² Entibación mediante hinca y extracción de pantalla de tablestacas, de 11 m. de longitud, incluso longitud de empotramiento y sobrante superior de 0,50 m. para permitir la extracción.			
		467	68,91	32180,97
EX02	M³ EXCAVACIÓN POR MEDIOS MECÁNICOS			
	M ³ Excavación a cielo abierto de cualquier tipo de terreno, realizada con medios mecánicos, incluida carga de material y su acopio intermedio.			
		1027,19	5,06	5197,58

CAPÍTULO 3. ESTRUCTURAS

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
ES01	M² SISTEMA DE ENCOFRADO METÁLICO			
	M ² Montaje de sistema de encofrado recuperable metálico, incluye elementos de sustentación, fijación y acodamientos necesarios para su estabilidad y líquido desencofrante y posterior desmontaje de los paneles.			
		16,56	24,81	410,85

ES02	M³ SUMINISTRO Y VERTIDO HORMIGÓN			
	M ³ Suministro de hormigón HA-30/B/20/Ila/Qa vertido mediante bomba en losa, incluido vibrado y curado del hormigón según EHE-08, DBSE-C del CTE y NTS-CS.			
		66,75	4,06	271,00
ES03	UD. MARCO PREFABRICADO			
	Unidad. Marco prefabricado de dimensiones interiores en sección de 6,3x3 m ² y una longitud de 9,3 metros, incluido transporte y colocación definitiva.			
		1	40000	40.000,00
ES04	UD. APEO DE VÍA			
	Unidad. Montaje del apeo de vía formado por vigas de refuerzo longitudinales y transversales, incluye desmontaje del sistema de apeo.			
		1	62000	62.000,00
ES05	UD. SISTEMA DE EMPUJE OLEODINÁMICO			
	Unidad. Suministro y montaje del equipo oleodinámico para el empuje del cajón			
		1	25000	25.000,00
ES06	M³ DEMOLICIÓN DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN			
	M ³ Demolición de elementos de hormigón armado mediante martillo neumático y equipo de oxicorte, incluida la retirada de escombros a contenedor.			
		16,07	189.56	3047,30



CAPÍTULO 4. RESTITUCIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
RS01	M³ VERTIDO TONGADAS DE BALASTO M ³ Vertido mediante vagón tolva de balasto silíceo de calidad tipo A de 25 cm de espesor y de 4,4 metros de ancho, ejecutado según normas de seguridad de FGV.	28,02	10,48	293,64
RS05	M³ VERTIDO TONGADA FINAL Y PERFILADO DE BANQUETA DE BALASTO M ³ Vertido mediante vagón tolva de tongada final de balasto silíceo de calidad tipo A de 20 cm de espesor sobre el emparrillado de vía, bateos necesarios y perfilado final de banqueta de 4,4 de ancho y con un talud 1H:1V, ejecutado según normas de seguridad de FGV.	6,16	28,72	176,91
RS09	ML. BATEO, ALINEACIÓN Y NIVELACIÓN DE VÍA ML. Bateo, alineación y nivelación de vía (una única nivelación), ejecutado según normas de seguridad de FGV.	12,00	13,35	160,51



El resumen de los capítulos expuestos es:

CAPÍTULO	IMPORTE
CAPÍTULO 1. TRABAJOS PREVIOS	1.599,39
CAPÍTULO 2. ELEMENTOS DE CONTENCIÓN Y MOVIMIENTO DE TIERRAS	37.378,75
CAPÍTULO 3. ESTRUCTURAS	130.047,30
CAPÍTULO 4. RESTITUCIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA FERROVIARIA	631,96
	<hr/>
	170.338,05 €

El Presupuesto de Ejecución Material asciende a la cantidad de 170.338,05 € (CIENTO SETENTA MIL TRESCIENTOS TREINTA Y OCHO EUROS CON 5 CÉNTIMOS).



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



ANEXO Nº7.

**RELACIÓN CON LOS OBJETIVOS DE
DESARROLLO SOSTENIBLE DE LA AGENDA 2030
DE NACIONES UNIDAS**

MARTÍNEZ SILLA, ISMAEL

Trabajo Final de Grado

Curso 2020/2021

Tutor: César Cuesta García

DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO INFERIOR FERROVIARIO EN PK 7+497 DE
LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILS DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN
MELIANA (VALENCIA)



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	3
2. RELACION CON LOS OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE	3

1. INTRODUCCIÓN

El objetivo de este último anejo es justificar la relación del presente Trabajo Final de Grado con los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) de la agenda 2030 de Naciones Unidas. En 2015, la Organización de las Naciones Unidas aprobó una agenda en la que figuran 17 ODS de aplicación universal con el fin de impulsar el crecimiento económico, el compromiso con las necesidades sociales y la protección del medio ambiente.

2. RELACION CON LOS OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE

Los 17 objetivos definidos por la Agenda de Desarrollo Sostenible 2030 son:

- ODS 1. Fin de la pobreza. Poner fin a la pobreza en todas sus formas en todo el mundo.
- ODS 2. Hambre cero. Poner fin al hambre, lograr la seguridad alimentaria y la mejora de la nutrición y promover la agricultura sostenible.
- ODS 3. Salud y bienestar. Garantizar una vida sana y promover el bienestar para todos en todas las edades.
- ODS 4. Educación de calidad. Garantizar una educación inclusiva, equitativa y de calidad y promover oportunidades de aprendizaje durante toda la vida para todos.
- ODS 5. Igualdad de género. Lograr la igualdad entre los géneros y empoderar a todas las mujeres y las niñas.
- ODS 6. Agua limpia y saneamiento. Garantizar la disponibilidad de agua y su gestión sostenible y el saneamiento para todos.
- ODS 7. Energía asequible y no contaminante. Garantizar el acceso a una energía asequible, segura, sostenible y moderna para todos.
- ODS 8. Trabajo decente y crecimiento económico. Promover el crecimiento económico sostenido, inclusivo y sostenible, el empleo pleno y productivo y el trabajo decente para todos.
- ODS 9. Industria, innovación e infraestructuras. Construir infraestructuras resilientes, promover la industrialización sostenible y fomentar la innovación.
- ODS 10. Reducción de las desigualdades. Reducir la desigualdad en y entre los países.
- ODS 11. Ciudades y comunidades sostenibles. Lograr que las ciudades y los asentamientos humanos sean inclusivos, seguros, resilientes y sostenibles.
- ODS 12. Producción y consumo responsables. Garantizar modalidades de consumo y producción sostenibles.
- ODS 13. Acción por el clima. Adoptar medidas urgentes para combatir el cambio climático y sus efectos.
- ODS 14. Vida submarina. Conservar y utilizar en forma sostenible los océanos, los mares y los recursos marinos para el desarrollo sostenible.
- ODS 15. Vida de ecosistemas terrestres. Gestionar sosteniblemente los bosques, luchar contra la desertificación, detener e invertir la degradación de las tierras y detener la pérdida de biodiversidad.

- ODS 16. Paz, justicia e instituciones sólidas. Promover sociedades, justas, pacíficas e inclusivas.
- ODS 17. Alianzas para lograr objetivos. Revitalizar la Alianza Mundial para el Desarrollo Sostenible.

En la siguiente tabla se determina de manera subjetiva el grado de relación de cada ODS en diferentes niveles:

Objetivos de Desarrollo Sostenibles	Alto	Medio	Bajo	No Procede
ODS 1. Fin de la pobreza.				X
ODS 2. Hambre cero.				X
ODS 3. Salud y bienestar.		X		
ODS 4. Educación de calidad.				X
ODS 5. Igualdad de género.				X
ODS 6. Agua limpia y saneamiento.				X
ODS 7. Energía asequible y no contaminante.				X
ODS 8. Trabajo decente y crecimiento económico.				X
ODS 9. Industria, innovación e infraestructuras.	X			
ODS 10. Reducción de las desigualdades.				X
ODS 11. Ciudades y comunidades sostenibles.	X			
ODS 12. Producción y consumo responsables.				X
ODS 13. Acción por el clima.				X
ODS 14. Vida submarina.				X
ODS 15. Vida de ecosistemas terrestres.				X
ODS 16. Paz, justicia e instituciones sólidas.				X
ODS 17. Alianzas para lograr objetivos.				X

Obviamente, por las características propias y las funciones que presenta el diseño de un paso peatonal inferior, no se abarca la totalidad de los objetivos expuestos. Los objetivos que llegan a tener relación con el objeto de este Trabajo Final de Grado son los siguientes y vienen justificados como:

- ODS 3. Salud y bienestar: el motivo de la mejora de la permeabilización del ferrocarril no es otro que reducir el riesgo que supone un paso peatonal a nivel. La interacción del recorrido del viandante con el del ferrocarril conlleva un cierto peligro, por lo tanto, al

ejecutarse esta obra de paso se logra garantizar la salud y promover el bienestar de cada individuo.

La decisión de optar por un cajón prefabricado en todas las alternativas planteadas supone un compromiso con la salud y bienestar, en este caso, de los ciudadanos. Las labores en fábrica evitan muchos trabajos a pie de obra, minimizando el ruido, levantamiento de polvo o la generación de residuos entre otras consecuencias.

- ODS 9. Industria, innovación e infraestructuras: el objetivo define el tema de resiliencia, entiendo ésta como la capacidad de recuperación funcional antes situaciones adversas siendo de gran importancia en cuanto a resiliencia estructural. La situación de enterramiento en la que se encuentra tendrá que hacer frente a la cierta agresividad de las aguas subterráneas, con dichas consideraciones el paso peatonal será resiliente ante la agresividad.
El desarrollo de infraestructuras fiables, sostenibles y de calidad es la base de un modelo económico competitivo y del bienestar humano, así lo recoge una de las metas de este ODS. La obra de paso satisface estos criterios cumpliendo así el objetivo.
- ODS 11. Ciudades y comunidades sostenibles: este objetivo persigue establecer un vínculo entre urbanización y desarrollo para configurar ciudades fundamentadas en la equidad, justicia y paz. Entre sus metas está proporcionar acceso a sistemas de transportes seguros y mejorar la seguridad vial, además de la reducción de riesgo en ciudades. Atendiendo a los criterios nombrados, la implantación de un paso peatonal a diferente nivel proporciona la seguridad necesaria para acceder a cada andén de la estación de Meliana sin tener que usar el paso a nivel colindante a la misma. Es la misma justificación dada en el *ODS 3. Salud y bienestar*, ya que la corta envergadura del proyecto solo llegar a ofrecer principalmente la anulación del riesgo al cruzar la vía al mismo nivel que el ferrocarril, procurando así el bienestar y salud de la ciudadanía.

Detallados los diferentes Objetivos de Desarrollo Sostenible, se concluye la relación que éstos presentan con la implantación del paso peatonal acompañados con las justificaciones correspondientes.



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



ANEXO Nº8. REFERENCIAS

MARTÍNEZ SILLA, ISMAEL

Trabajo Final de Grado

Curso 2020/2021

Tutor: César Cuesta García

DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN PASO INFERIOR FERROVIARIO EN PK 7+497 DE
LA LÍNEA 3 DE FERROCARRILS DE LA GENERALITAT VALENCIANA EN
MELIANA (VALENCIA)



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	3
2. REFERENCIAS.....	3



1. INTRODUCCIÓN

En este anexo se detallan todos los documentos consultados para el desarrollo de este Trabajo Final de Grado con el propósito de defender el contenido del mismo, atribuir el trabajo citado al autor correspondiente y permitir al lector de comprobar la validez del material que el autor ha utilizado.

2. REFERENCIAS

Unidad de Ingeniería e I+D+i de FFCC de la Generalitat Valenciana. (2016). *Informe sobre la situación de los pasos a nivel peatonales y los pasos entre andenes en FGV-Valencia*.

Diari Oficial de la Generalitat Valenciana. (2018). *Llei 7/2018, de 26 de març, de la Generalitat, de seguretat ferroviària*.

Instituto Geológico y Minero de España. (1974). *Mapa Geológico de España. E 1:50.000. Burjassot*.

Ministerio para la Transición Ecológica. (2019). *Informe de evolución de niveles piezométricos en la demarcación hidrográfica del Júcar*.

Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino (2010). *Análisis de la evolución y del estado de las masas de agua subterránea utilizadas en épocas de sequía en la cuenca del Júcar*.

Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino (2010). *Acuíferos subterráneos de la Comunidad Valenciana. Características hidrogeológicas e hidroquímicas*.

UNE Normalización Española. (2006). *Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de campo. Parte 3: Ensayo de penetración estándar (ISO 22476-3:2006)*.

American Association of State Highway and Transportation Officials (1996). *Standard Specifications for Highway Bridges*.

Ministerio de Fomento. (2012). *Recomendaciones sobre la campaña geotécnica en los proyectos de la Dirección General de Carreteras*.

Ministerio de Fomento. (2019). *Documento Básico de Seguridad Estructural, CTE. Cimientos. DBSE-C*.

Ministerio de Fomento (2009). *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y edificación (NCSE-02)*.

Ministerio de Urbanismo. (1977). *Normativas Tecnológica de la Edificación. Cimientos. Contenciones. NTE-C*.

Ministerio de Vivienda. (2006). *Código Técnico de la Edificación, Parte I, CTE*.

Ministerio de Fomento. (2009). *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera*.



Escribano Méndez, R & López Palomar, R. (1989). *La construcción prefabricada de pasos inferiores al ferrocarril y su puesta en obra mediante la técnica de empuje o del cajón hincado. Informes de la Construcción, Vol. 41, n.º403.*

Administración de Infraestructuras Ferroviarias, ADIF. (2020). *NAP 6-2-5.1 Norma ADFI Plataforma. Apeos de vía.*

Ministerio de Fomento. (2010). *Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril, IAPF.*

Ministerio de Fomento. (2018). *Cuadro de precios de referencia de la Dirección General de Carreteras.*

Ministerio de Obras Públicas y Transportes. (1989). *Colección de pequeñas obras de paso. Obras de Paso de Carreteras.*