

ANEJO Nº 12 – GEOTECNIA DE CIMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS

ANEJO Nº12. GEOTECNIA DE CIMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS

ÍNDICE

1.- INTRODUCCIÓN Y OBJETO	1
2.- CRITERIOS GENERALES DE CIMENTACIÓN	1
2.1. TIPOLOGÍA DE CIMENTACIÓN	1
2.2. METODOLOGÍA DE CALCULO.....	1
2.2.1. SITUACIONES DE PROYECTO	2
2.2.2. VERIFICACIÓN.....	2
2.2.3. ENFOQUE DE PROYECTO (DA)	3
2.3. CIMENTACIÓN SUPERFICIAL.....	4
2.3.1. PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN	4
2.3.2. CIMENTACIÓN EN LAS CERCANÍAS DE UN TALUD	4
2.3.3. VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD GLOBAL	5
2.3.4. VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA AL HUNDIMIENTO EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN SUELOS	7
2.3.5. VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN SUELOS	8
2.3.6. VERIFICACIONES DE ASIENTOS PREVISIBLES EN LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES	9
3.- AGRESIVIDAD AL HORMIGÓN ESTRUCTURAL	11
4.- ESTUDIO PORMENORIZADO DE LAS ESTRUCTURAS	12
4.1.- PASOS SUPERIORES.....	12
4.1.1. PS 1.0	12
4.2.- OBRAS DE DRENAJE	15
4.1.2. OD 0.2.....	15
4.1.3. OD 0.6.....	16
4.1.4. OD 1.4.....	17
4.1.5. OD 1.4.1.....	18
5.- TABLA RESUMEN DE ESTRUCTURAS.....	19

APENDICES

- APÉNDICE 1. SITUACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS
- APÉNDICE 2. ESTRUCTURAS. PLANTAS Y PERFILES
- APÉNDICE 3. CÁLCULOS

ANEJO Nº12. GEOTÉCNIA DE CIMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS

1.- INTRODUCCIÓN Y OBJETO

En el presente Anejo se describirán las principales características y parámetros de los terrenos afectados por la cimentación de las estructuras existentes en el Proyecto de Construcción. A su vez, se establecerá una serie de criterios y recomendaciones de cimentación a adoptar en cada una de las estructuras.

Para la realización de este Anejo se ha contado con la información recogida en las investigaciones geotécnicas realizadas, principalmente con las investigaciones geotécnicas específicas para el ramal de conexión del enlace de Remonde con la carretera N-547.

La situación de los reconocimientos geotécnicos para el estudio de las cimentaciones se recoge, junto al resto de la investigación geotécnica, en las plantas de la cartografía geológica y en los perfiles longitudinales geotécnicos de detalle incluidos en los apéndices del presente Anejo.

Las estructuras planteadas en el proyecto no son significativas, se resumen en la siguiente tabla:

Estructura	Ubicación	Investigaciones realizadas	Observaciones
O.D. 0.2	0+264	CR-501, CR-502, PR-501, PR-502, SR-50	Tubo Ø 1,8m
O.D. 0.6	0+699	PD-502, PD-513, SD-502, CR-504, CD-514, CD-503	Tubo Ø 1,8m
P.S. 1.0	1+040	SE-503, SE-504, CE-506, CE-507, PE-504, PE-505, PS-2, PS-3	Paso superior del camino de Santiago
O.D. 1.4	1+454	PR-508, PR-509, CR-509, CR-510, SR-505	Tubo Ø 1,8m
O.D. 1.4.1	0+205	SD-506, CR-511, CR-511	Marco 2,0 x 2,0m Reposición de camino

2.- CRITERIOS GENERALES DE CIMENTACIÓN

A continuación, se presentan los criterios generales de cimentación adoptados para el diseño de las estructuras pertenecientes al presente Proyecto. Dichos criterios generales podrán verse modificados en función de las singularidades de cada caso.

El terreno afectado por la cimentación de estructuras está constituido principalmente por roca con diferentes grados de alteración, interferida por fallas. El macizo rocoso alterado en grado V y grado IV se considerará como suelo en el estudio de las cimentaciones, y los grados menores inferiores a IV serán tipo roca.

2.1. TIPOLOGÍA DE CIMENTACIÓN

En general, se recomienda adoptar cimentación superficial mediante zapatas o losas, frente a la cimentación profunda, debido a los menores costes que, en principio, ofrece la primera tipología. Sin embargo, se deberá recurrir a cimentación por pilotaje en los siguientes casos:

- Estructuras que atraviesan cauces con espesores grandes de material cuaternario poco competente. Este tipo de cimentación evita los descargas que potencialmente se pueden producir en zapatas durante fuertes crecidas o avenidas, debido a la socavación. No se ha encontrado este caso en el tramo de estudio.
- También se recurrirá a pilotes cuando el terreno donde se sitúa la estructura no ofrece las garantías suficientes de resistencia y deformabilidad, habiéndose preferido transmitir las cargas a un sustrato situado a una mayor profundidad con mejores características resistentes.

En principio, atendiendo a las estructuras planteadas y las características del terreno de apoyo, se estima que el tipo de cimentación sea superficial.

2.2. METODOLOGÍA DE CALCULO

Los cálculos de las cimentaciones del presente Proyecto han sido realizados en base a la normativa "UNE-EN 1997-1:2016 Eurocódigo 7: Proyecto Geotécnico".

Para estos cálculos, además se han considerado como referencia la "Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Bases del proyecto geotécnico", y la "Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Bases del proyecto geotécnico- Cimentaciones superficiales" publicadas por el Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras en el año 2019.

2.2.1. SITUACIONES DE PROYECTO

Una situación de proyecto es un conjunto de condiciones físicas que representan las circunstancias reales que pueden presentarse durante un cierto intervalo de tiempo para el cual en el proyecto se va a comprobar que no se superan los estados límite pertinentes

Las situaciones de proyecto consideradas en los Eurocódigos y definidas según la UNE-EN 1990, 3.2(2), son las siguientes:

- Situaciones persistentes, que corresponden a las condiciones de uso normal de la estructura. Se considera que la geometría de la estructura y su cimentación, así como la configuración y propiedades del terreno, se mantienen constantes durante la vida útil
- Situaciones transitorias, que se producen cuando las condiciones de uso, estado o geometría de la estructura son temporales como, por ejemplo, durante su construcción o reparación, y para las que se considerará el correspondiente periodo de duración
- Situaciones accidentales, que corresponden a condiciones excepcionales aplicables a la estructura o al terreno como, por ejemplo, las provocadas por un impacto, por el fallo de algún elemento o por una avenida. Se considerarán instantáneas (salvo que dicho fallo pueda permanecer sin ser detectado)
- Situaciones sísmicas, que corresponden a condiciones excepcionales aplicables a la estructura o al terreno durante un evento sísmico. La situación sísmica se distingue del resto de situaciones accidentales debido a que en ella se establecen diferentes niveles de la magnitud de la acción en función de los requisitos de seguridad o de servicio

Para cada una de estas situaciones, se deberán verificar los estados límite pertinentes, partiendo de las hipótesis de carga, combinaciones de acciones y coeficientes parciales correspondientes a cada situación y estado límite.

Dadas las características de los elementos a analizar no se analizará la situación accidental dado que no se prevé ninguna problemática relacionada con dicha situación.

2.2.2. VERIFICACIÓN

2.2.2.1. Verificación Estados Límite

Para el caso de las cimentaciones superficiales, los estados límite que se deben verificarse son los siguientes:

Estabilidad global (ELU-GEO)

La pérdida de estabilidad global es un modo de fallo en el que participa una masa de terreno y la cimentación englobada en la misma. Se produce cuando los esfuerzos generados por las solicitaciones superan a la resistencia al corte del terreno según una determinada superficie de rotura. El fallo provoca el deslizamiento del conjunto sobre dicha superficie, ocasionando su ruina.

Este estado límite queda comprobado cuando se verifica la siguiente expresión

$$E_d \leq R_d$$

donde:

E_d : es el valor de cálculo de los efectos de las acciones que dan lugar a la inestabilidad

R_d : es el valor de cálculo de la resistencia correspondiente

Resistencia al hundimiento (ELU-GEO)

La comprobación de la resistencia al hundimiento supone verificar el cimiento frente al modo de fallo de hundimiento, que implica la rotura del terreno sin que se produzca la rotura estructural del propio cimiento. En el caso de suelos, la rotura del terreno se idealiza mediante superficies que parten del plano de cimentación, se incurvan y emergen a cierta distancia del mismo.

Este estado límite queda comprobado cuando se verifica la siguiente expresión

$$V_d \leq R_d$$

Siendo:

V_d : es el valor de cálculo de la fuerza vertical transmitida al terreno

R_d : es el valor de cálculo de la resistencia al hundimiento del terreno frente a cargas normales al mismo (resistencia frente al hundimiento). Este es el valor que resulta de dividir el valor característico de la resistencia al hundimiento R_k , por el coeficiente parcial para la resistencia al hundimiento γ_{Rv} .

El valor de los coeficientes parciales para la resistencia al hundimiento es coherente con el Anejo Nacional y puede consultarse en detalle en el capítulo 2.2.3 de este documento.

Resistencia al deslizamiento (ELU-GEO)

Cuando la cimentación esté sometida a cargas cuya resultante no sea normal al plano de cimentación, se debe verificar el fallo por deslizamiento en dicho plano.

Este estado límite queda comprobado cuando se verifica la siguiente expresión:

$$H_d \leq R_d + R_{p,d}$$

Siendo:

H_d : es el valor de cálculo de la fuerza horizontal aplicada sobre la cimentación, que debe incluir los empujes activos que puedan actuar sobre la cimentación.

R_d : es el valor de cálculo de la resistencia frente al deslizamiento en el contacto entre cimiento y terreno, y

$R_{p,d}$: es el valor de cálculo del empuje pasivo movilizado en el plano vertical que pasa por el borde de la zapata

Asientos de la cimentación (ELS)

Una vez calculados los estados límite últimos, es necesario efectuar con carácter general un cálculo de asientos, absolutos y diferenciales, cuyo resultado se comparará con los valores límite aceptables.

Para la verificación de asientos absolutos en cada punto de apoyo de la estructura, se debe verificar la siguiente expresión:

$$S_{Ed} \leq S_{Cd}$$

Siendo:

S_{Ed} : Valor de cálculo del asiento obtenido

S_{Cd} : Valor límite del asiento absoluto

2.2.3. ENFOQUE DE PROYECTO (DA)

De acuerdo con el Anejo Nacional UNE-EN 1990 y UNE-EN 1997-1, las verificaciones para cimentaciones se deben realizar utilizando el enfoque de proyecto 2 (DA-2), en el cual se mayoran las se mayoran las acciones o los efectos de las acciones, se minoran las resistencias, y no se minoran los parámetros geotécnicos.

Los valores de los coeficientes parciales establecidos en el Anejo Nacional, Se muestran a continuación.

- Coeficientes parciales para las acciones γ_F (Conjunto A1)

Tabla A.3.a: Coeficientes parciales γ_F aplicables a las acciones o γ_E aplicables a los efectos de las acciones, en situaciones persistentes y transitorias, en la comprobación de los estados límite último tipo STR/GEO, excepto el estado límite último de estabilidad global (Conjunto A1)

Tipo de estructura	Tabla de referencia
Estructuras de edificación	Tabla AN.3 (Tabla A1.2(B)) "Valor de cálculo de las acciones (STR/GEO) (Conjunto B)", del Anexo Nacional de la norma UNE-EN 1990
Puentes de carretera y de ferrocarril y pasarelas	Tabla AN.9 (Tabla A2.4(B)) "Valor de cálculo de las acciones (STR/GEO) (Conjunto B)", del Anexo Nacional de la norma UNE-EN 1990

Tabla A2.4(B) – Valores de cálculo de las acciones (STR/GEO) (Conjunto B)

Situación de proyecto permanente y transitoria	Acciones permanentes		Pretensado	Acción variable predominante (*)	Acciones variables de acompañamiento (*)		Situación de proyecto permanente y transitoria	Acciones permanentes		Pretensado	Acción variable predominante (*)	Acciones variables de acompañamiento (*)	
	Desfavorables	Favorables			Principal (si existe)	Otras		Desfavorables	Favorables			Principal (si existe)	Otras
(Ecuación 6.10)	$\gamma_{k,imp} \gamma_{k,imp}$	$\gamma_{k,inf} \gamma_{k,inf}$	γ^P	$\gamma_{0,1} \gamma_{0,1}$		$\gamma_{0,1} \psi_{0,1} \gamma_{0,1}$	(Ecuación 6.10a)	$\gamma_{k,imp} \gamma_{k,imp}$	$\gamma_{k,inf} \gamma_{k,inf}$	γ^P		$\gamma_{0,1} \psi_{0,1} \gamma_{0,1}$	$\gamma_{0,1} \psi_{0,1} \gamma_{0,1}$
							(Ecuación 6.10b)	$\zeta \gamma_{k,imp} \gamma_{k,imp}$	$\gamma_{k,inf} \gamma_{k,inf}$	γ^P	$\gamma_{0,1} \gamma_{0,1}$		$\gamma_{0,1} \psi_{0,1} \gamma_{0,1}$

(*) Las acciones variables son las consideradas en las tablas A2.1 a A2.3.

NOTA 1 La elección entre 6.10, o 6.10a y 6.10b se encontrará en el anexo nacional. En el caso de 6.10a y 6.10b, el anexo nacional puede además modificar 6.10a para incluir sólo acciones permanentes.

NOTA 2 Los valores de γ y ζ pueden establecerse en el anexo nacional. Se recomiendan los siguientes valores al usar las expresiones 6.10, ó 6.10a y 6.10b:
 $\gamma_{k,imp} = 1.35^{(1)}$
 $\gamma_{k,inf} = 1.00$
 $\gamma_0 = 1.35$ cuando Q representa acciones desfavorables debidas al tráfico rodado y peatonal (0 cuando sean favorables)
 $\gamma_0 = 1.45$ cuando Q representa acciones desfavorables debidas al tráfico ferroviario, para los grupos de cargas 11 a 31 (excepto 16, 17, 26⁽¹⁾ y 27⁽¹⁾), los modelos de carga 71, SW/0 y alta velocidad (HSLM), y los trenes reales, cuando se las considera como acciones individuales predominantes del tráfico (0 cuando sean favorables)
 $\gamma_0 = 1.20$ cuando Q representa acciones desfavorables debidas al tráfico ferroviario, para los grupos de cargas 16 y 17, y SW/2 (0 cuando sean favorables)
 $\gamma_0 = 1.50$ para otras acciones del tráfico y otras acciones variables⁽¹⁾
 $\zeta = 0.85$ (de modo que $\zeta \gamma_{k,imp} = 0.85 \times 1.35 \approx 1.15$)
 $\gamma_{0,inf} = 1.20$ en el caso de un análisis elástico lineal, y $\gamma_{0,inf} = 1.35$ en el caso de un análisis no-lineal, para situaciones de proyecto en las que las acciones debidas a asientos diferenciales puedan tener efectos desfavorables. En las situaciones de proyecto en las que las acciones debidas a asientos diferenciales puedan tener efectos favorables, estas acciones no se tienen en cuenta. Véanse también, en las Normas EN 1991 a 1999, los valores de γ a emplear para deformaciones impuestas.
 ψ_0 = los valores recomendados definidos en el Eurocódigo de proyecto relevante.

⁽¹⁾ Este valor cubre: peso propio de elementos estructurales y no estructurales, balasto, tierras, agua subterránea, agua libre, cargas retirables, etc.
⁽²⁾ Este valor cubre: empuje horizontal de tierras por el terreno, el agua subterránea, el agua libre y el balasto, empuje de tierras por la sobrecarga del tráfico, acciones aerodinámicas del tráfico, acciones del viento y térmicas, etc.
⁽³⁾ Para acciones del tráfico ferroviario con los grupos de cargas 26 y 27 puede aplicarse $\gamma_0 = 1.20$ a los componentes individuales de las acciones del tráfico de acompañamiento a SW/2, y $\gamma_0 = 1.45$ a los componentes individuales de las acciones del tráfico de acompañamiento a los modelos de carga 71, SW/0 y alta velocidad (HSLM), etc.

NOTA 3 Los valores característicos de todas las acciones permanentes de una misma fuente se multiplican por $\gamma_{0,inf}$ si el efecto resultante de las acciones es desfavorable, y por $\gamma_{0,inf}$ si el efecto resultante de las acciones es favorable. Por ejemplo, todas las acciones originadas por el peso propio de la estructura pueden considerarse procedentes de una misma fuente; esto también se aplica si hay varios materiales involucrados. Sin embargo, véase el punto (2) del apartado A2.3.1.

NOTA 4 En las verificaciones particulares, los valores de γ_0 y ψ_0 pueden subdividirse en $\gamma_{0,1}$, $\gamma_{0,2}$ y el coeficiente de incertidumbre del modelo $\gamma_{0,inf}$. En la mayoría de los casos comunes puede emplearse un valor de $\gamma_{0,inf}$ en el rango de 1.00-1.15, que puede modificarse en el anexo nacional.

NOTA 5 En el caso de acciones debidas al agua no cubiertas por la Norma EN 1997 (por ejemplo, la del agua fluyente), se pueden especificar las combinaciones de acciones a emplear para cada proyecto particular.

- Coeficientes parciales aplicables a los parámetros geotécnicos γ_M (conjunto M1)

Tabla A.4.a: Coeficientes parciales γ_M aplicables a los parámetros geotécnicos, en situaciones persistentes y transitorias, en la comprobación de los estados límite últimos de tipo STR/GEO, excepto en el estado límite último de estabilidad global (Conjunto M1)

Parámetro geotécnico	Símbolo	Valor
Ángulo de rozamiento interno en efectivas ⁽¹⁾ (φ')	$\gamma_{\varphi'}$	1,0
Cohesión efectiva (c')	$\gamma_{c'}$	1,0
Resistencia al corte sin drenaje (c_u)	γ_{c_u}	1,0
Resistencia a compresión simple (q_u)	γ_{q_u}	1,0
Peso específico (γ)	γ_{γ}	1,0

Nota 1: El coeficiente correspondiente se aplica a ($\tan \varphi'$).

En el caso particular de las Situaciones sísmicas se aplican los coeficientes parciales de aplicación definidos en el Eurocódigo 8 y los anejos nacionales.

- Coeficientes parciales para la resistencia γ_R (conjunto R2)

Tabla A.5: Coeficientes parciales γ_R aplicables a las resistencias, en el cálculo de cimentaciones directas (Conjunto R2)

Acción	Símbolo	Valor	
		Estructuras de edificación	Otras estructuras
Hundimiento	$\gamma_{R,v}$	2,15	1,85
Deslizamiento por la base	$\gamma_{R,h}$	1,10	1,10

De acuerdo con el Anejo Nacional UNE-EN 1990 y UNE-EN 1997-1, La verificación del ELU de estabilidad global se ha de realizar con el DA-, en el cual se mayoran las se mayoran las acciones (o los efectos de las acciones), se mayoran los parámetros geotécnicos y no se minoran las resistencias.

2.3. CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

2.3.1. PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN

Se entiende como profundidad de cimentación, la diferencia entre la cota de terreno natural y la cota de apoyo de la zapata o losa.

La profundidad máxima de cimentación vendrá condicionada por distintos aspectos:

- Dificultades técnicas en la realización de la excavación (terrenos flojos, existencia de nivel freático, estructuras / infraestructuras / servicios cercanos, etc...).
- Aumento excesivo en la altura de muros o pilas, que condicionen en gran medida el diseño estructural.
- Economía frente a la cimentación profunda.
- etc.

En este Proyecto se ha considerado, de forma general, que la máxima profundidad de cimentación sea del orden de:

$$(Prof.\text{MÁXIMA})_{C.SUPERF.} \approx 4 - 5 \text{ m}$$

Así mismo se establece una profundidad mínima de cimentación, de forma que la zapata o losa quede, finalmente, enterrada y rodeada, en esa altura, por material debidamente compactado.

En este Proyecto se ha considerado, de forma general, que la mínima profundidad de cimentación sea de:

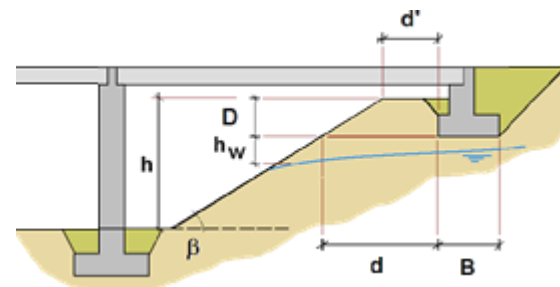
$$Prof.\text{MÍNIMA} = 2,0 \text{ m}$$

En el caso de que en alguna estructura no se pueda cumplir esta condición, o de que se prevea que se pueden realizar excavaciones en el entorno de la cimentación, reduciéndose el peso del relleno circundante, se considerará esta circunstancia, valorando los efectos negativos.

2.3.2. CIMENTACIÓN EN LAS CERCANÍAS DE UN TALUD

Existen algunas estructuras, en concreto, pasos superiores, cuyos estribos se encuentran situados en las cercanías del talud de desmante o relleno. La presión admisible depende de la geometría del problema, sobretodo de la distancia de la zapata al borde del talud.

Se recomienda un resguardo mínimo igual a un ancho de zapata con el fin de garantizar la estabilidad del desmante y de la estructura.



D = Profundidad plano de apoyo.
 h = Altura del talud.
 d = Distancia base de la zapata al talud
 d' = Distancia cabecera del talud a la zapata.
 β = Ángulo del talud.

2.3.3. VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD GLOBAL

Este estado límite debe verificarse en el entorno de las cimentaciones y estructuras de contención, así como en laderas naturales, desmontes y terraplenes. El ELU de estabilidad global queda comprobado cuando se verifica que:

$$E_d \leq R_d$$

Siendo:

E_d : el valor de cálculo de los efectos de las acciones que dan lugar a la inestabilidad.

R_d : es el valor de cálculo de la resistencia correspondiente, desarrollada según la superficie de rotura.

Es habitual ver esta expresión reformulada como sigue: $R_d / E_d \geq 1$.

De acuerdo con el Anejo Nacional de UNE-EN 1997-1, la verificación ELU de estabilidad global se realiza utilizando el enfoque de proyecto 3 (DA-3) con los valores de los coeficientes parciales siguientes:

- Coeficientes parciales para las acciones γ_F (Conjunto A2)

Tabla A.3.b: Coeficientes parciales γ_F aplicables a las acciones o γ_E aplicables a los efectos de las acciones, en situaciones persistentes y transitorias, en la comprobación de los estados límite último tipo STR/GEO de estabilidad global (Conjunto A2)

Acción		Símbolo	Valor
Permanente	Desfavorable	γ_G	1,0
	Favorable		1,0
Variable	Desfavorable	$\gamma_Q^{(1)}$	1,3
	Favorable		0

Nota 1: De acuerdo a 2.4.7.3.4.4. (Nota 2) este coeficiente se aplica a las acciones actuantes sobre el terreno (por ejemplo: las cargas estructurales o las cargas de tráfico).

- Coeficientes parciales aplicables a los parámetros geotécnicos γ_M (conjunto M2)

Tabla A.4.b: Coeficientes parciales γ_M aplicables a los parámetros geotécnicos, en situaciones persistentes, transitorias y accidentales, en la comprobación del estado límite último de estabilidad global (Conjunto M2)

Estado Límite Último	Actuación	Situación de proyecto ⁽¹⁾	γ_M			
			$c^{(2)}$	$tg\varphi^{(2)}$	$c_u^{(2)}$	γ_{ep}
Estabilidad global sin estructura en coronación o talud	<ul style="list-style-type: none"> • Taludes de desmonte de nueva ejecución ⁽³⁾ • Rellenos compactados (tipo terraplén, pedraplén y todo-uno) • Infraestructuras hidráulicas de menor importancia (pequeñas presas y balsas clasificadas como C) 	Persistente	1,40	1,40	1,40	1,0
		Transitoria	1,25	1,25	1,25	1,0
		Accidental	1,15	1,15	1,15	1,0
Estabilidad global con estructura en coronación o talud ⁽⁴⁾	Estructuras en obras viarias	Persistente	1,50	1,50	1,50	1,0
		Transitoria	1,50	1,50	1,50	1,0
		Accidental	1,15	1,15	1,15	1,0
	Estructuras en obras marítimas o portuarias	Persistente	1,40	1,40	1,40	1,0
		Transitoria	1,40	1,40	1,40	1,0
		Accidental	1,15	1,15	1,15	1,0
	Estructuras de edificación	Persistente	1,80	1,80	1,80	1,0
		Transitoria	1,80	1,80	1,80	1,0
		Accidental	1,30	1,30	1,30	1,0

Nota 1: La situación persistente se debe entender como la situación correspondiente a las condiciones normales durante la vida útil de diseño. La situación transitoria corresponde a las fases de construcción o a taludes y terraplenes provisionales. Por su parte, en el estado límite último de estabilidad global de estructuras, se utilizarán, como cargas actuantes en el cálculo, las correspondientes a dicha situación transitoria [apartados 15.2.3 y 15.2.4 de UNE-EN 1990].

Nota 2: Los valores de los coeficientes parciales γ_M correspondientes a c' , $tg \varphi'$ y c_u podrán reducirse hasta un 7%, cuando las repercusiones sociales, ambientales y económicas de la rotura sean reducidas.

Nota 3: La comprobación de la seguridad de la reparación de taludes, cuando los parámetros del terreno se obtengan mediante "cálculos retrospectivos de estabilidad", con toma de nuevos datos in situ, se puede realizar con valores inferiores a los indicados en esta tabla [Cláusula 11.5.1.(8) de la norma UNE-EN 1997-1].

Nota 4: El equilibrio global de una obra o estructura situada sobre una ladera natural, cuyas condiciones iniciales de estabilidad sean precarias, debe considerarse una actuación de Categoría Geotécnica 3, por lo que estos valores pueden no ser de aplicación. [punto 2.1.(21) de la norma UNE-EN 1997-1].

En el caso particular de las Situaciones sísmicas se aplican los coeficientes parciales de aplicación definidos en el Eurocódigo 8, especificados en la Tabla AN.2 del AN/UNE-EN 1998-5.

Tabla AN/2: Coeficientes parciales γ_M aplicables a los parámetros geotécnicos en la verificación de la estabilidad de taludes y la estabilidad global (conjunto M2).

Estado límite	Actuación	Situación de proyecto (1)	γ_M				
			$\tan\phi'$	c'	c_u	$\tau_{cy,u}$	q_u
Estabilidad de taludes	a) Taludes de desmote de nueva ejecución (sin estructura de coronación o talud)	Accidental con sismo	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
	b) Rellenos compactados (tipo terraplén, pedraplén y todo-uno)						
	c) Infraestructuras hidráulicas de menor importancia (pequeñas presas y balsas clasificadas como C ante el riesgo potencias de rotura)						
Estabilidad global de estructuras	Estructuras en obras viarias		1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
	Estructuras en obras marítimas o portuarias		1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
	Estructuras de edificación		1,2	1,2	1,2	1,2	1,2

Nota 1: Estos coeficientes se aplican a las comprobaciones geotécnicas a realizar con Enfoque de Proyecto 3

Nota 2: Los valores de los coeficientes parciales γ_M correspondientes c_u , c' , $\tan\phi'$, $\tau_{cy,u}$ y q_u podrán reducirse hasta un 7% cuando las repercusiones sociales, ambientales y económicas de la rotura sean reducidas.

- Coeficientes parciales para la resistencia γ_{Re} (conjunto R3)

Tabla A.14: Coeficientes parciales γ_R aplicables a las resistencias, en el cálculo de taludes y estabilidad global (Conjunto R3)

Resistencia	Símbolo	Valor
Resistencia al esfuerzo cortante del terreno	$\gamma_{R,e}$	1,0

Una vez determinados los valores de cálculo de las acciones y de los parámetros geotécnicos, se comprueba el ELU-GEO de estabilidad global. Esta comprobación debe efectuarse teniendo en cuenta las siguientes consideraciones, contenidas en el apartado 11.5.1 de UNE-EN 1997-1:

- Es necesario contemplar situaciones de largo y de corto plazo, a efectos de la consideración de parámetros resistentes del terreno en condiciones drenadas y no drenadas. Conviene aclarar que cuando la comprobación de la estabilidad global en condiciones no drenadas sea determinante, hay que tener en cuenta la secuencia de introducción de las cargas y su relación con la evolución temporal de las características resistentes del terreno.
- El modelo de rotura que se utilice debe ser adecuado a las características del terreno y tener en cuenta al menos los siguientes aspectos:
 - La naturaleza y estructura geológica del terreno (materiales tipo suelo o roca, presencia y características de las discontinuidades, etc.).
 - La distribución de presiones intersticiales. De acuerdo con 11.3(3) de UNE-EN 1997-1, los niveles de agua en lámina libre y piezométricos, o su combinación, "se deben seleccionar a partir de los datos hidrológicos disponibles y de las observaciones in situ, de modo que se establezcan las condiciones más desfavorables que puedan producirse en la situación de proyecto considerada. Debe considerarse también la posibilidad de rotura de drenes, filtros o sellados."
- Para cálculos basados en la teoría del equilibrio límite, la masa de terreno movilizada sobre la superficie de rotura se debe tratar como uno o varios sólidos rígidos en tres dimensiones o bien, cuando resulte suficientemente aproximado, en dos dimensiones

2.3.4. VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA AL HUNDIMIENTO EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN SUELOS

El cálculo de la resistencia del terreno al hundimiento de las cimentaciones superficiales en suelos se ha realizado a partir de la variante de la formulación analítica de Brinch-Hansen.

Condiciones drenadas

La ecuación correspondiente a condiciones drenadas obedece a la siguiente expresión:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{Rv}} = \frac{A'}{\gamma_{Rv}} \left(c' N_c b_c s_c i_c g_c d_c + q' N_q b_q s_q i_q g_q d_q + \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma g_\gamma d_\gamma \right)$$

De manera simplificada:

$$R_d = \frac{q_b * A'}{\gamma_{Rv}}$$

donde:

R_d = valor de cálculo de la resistencia al hundimiento

A' = área efectiva de la cimentación

c' = cohesión del suelo considerado

q' = carga uniformemente distribuida por encima del plano en el que apoya la zapata

q_b = Resistencia unitaria del terreno

γ = peso específico del suelo

B' = ancho eficaz de la cimentación

N_c, N_q, N_γ = coeficientes adimensionales, que dependen del ángulo de rozamiento interno

b_c, b_q, b_γ = coeficientes adimensionales, que dependen de la inclinación del plano de cimentación

s_c, s_q, s_γ = coeficientes adimensionales, que dependen de la forma de la cimentación

i_c, i_q, i_γ = coeficientes adimensionales, que dependen de la inclinación de la carga

g_c, g_q, g_γ = coeficientes adimensionales, que dependen de la superficie del terreno

d_c, d_q, d_γ = coeficientes adimensionales, que dependen de la resistencia del terreno por encima del plano de cimentación

Los factores de capacidad de carga N son los que figuran en las siguientes expresiones

$$N_q = \frac{1 + \text{sen } \varphi}{1 - \text{sen } \varphi} e^{\pi \tan \varphi}$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi}$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \varphi \quad \text{Base rugosa}$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan \varphi \quad \text{Base lisa}$$

El resto de coeficientes adimensionales que aparecen en la expresión, se obtienen según las expresiones que aparecen en la siguiente tabla:

	Término en c	Término en q	Término en γ
b	$b_c = 1 - 0,4\alpha$	$b_q = e^{-2\alpha \tan \varphi}$	$b_\gamma = b_q$
s	$s_c = s_q$	$s_q = 1 + \frac{N_q B'}{N_c L'}$	$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'}$
i	$i_c = \frac{N_c i_q - 1}{N_q - 1} \geq 0$	$i_q = (1 - 0,7 \tan \delta_B)^3 (1 - \tan \delta_L)$	$i_\gamma = (1 - \tan \delta_B)^3 (1 - \tan \delta_L)$
g	$g_c = 1 - 0,4\beta$	$g_q = (1 - 0,5 \tan \beta)^5$	$g_\gamma = g_q$
d	$d_c = 1 + 2 \frac{N_q}{N_c} (1 - \sin \varphi)^2 \operatorname{atan} \left(\frac{d}{B'} \right)$	$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \operatorname{atan} \left(\frac{d}{B'} \right)$	$d_\gamma = 1$

Siendo:

δ_B, δ_L = Inclinaciones de las cargas transmitidas al plano de cimentación, que deben de terminarse mediante los valores de cálculo de las fuerzas perpendicular y parale- las al plano de cimentación en las direcciones de B' y de L', respectivamente

A', B', L' = Área y dimensiones efectivas del cimient

d= Profundidad del plano de cimentación

c', φ' = Cohesión y ángulo de rozamiento interno del terreno en condiciones efectivas

α= Inclinación del plano del cimient expresado en radianes

β= Inclinación del terreno expresado en radianes

2.3.5. VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN SUELOS

Cuando la cimentación esté sometida a cargas cuya resultante no sea normal al plano de cimentación, se debe verificar el fallo por deslizamiento en dicho plano.

Para suelos en condiciones drenadas, la resistencia del terreno al hundimiento se determina mediante la siguiente expresión:

$$R_d = \frac{V'_d \tan \delta_k}{\gamma_{Rh}}$$

Donde:

R_d: es el valor característico de la resistencia frente al deslizamiento del terreno bajo la zapata,

V'_d: es el valor de cálculo de la carga vertical expresado en términos de presiones efectivas,

δ_k: es el valor característico del ángulo de rozamiento entre terreno y cimentación. Puede obtenerse a partir del ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno en condiciones de estado crítico φ'_{cv}:

- δ_k = φ'_{cv,k} para cimentaciones hormigonadas in situ
- δ_k = 2/3 φ'_{cv,k} para cimentaciones prefabricadas lisas

En caso de que no se conozca el valor del ángulo φ'_{cv}, el valor del coeficiente de rozamiento entre terreno y cimient hormigonado *in situ* δ_k, se puede tomar de la siguiente tabla, debiéndose cumplir además la siguiente limitación:

$$\tan \delta_k \leq 0,8 \tan \varphi'_p$$

Tipo de terreno	tan δ _k
Roca sana	0,70
Grava, grava arenosa, arena gruesa	0,55 a 0,60
Arena media y fina, arena gruesa limosa, grava limosa o arcillosa	0,45 a 0,55
Arena fina, arena media y fina, limosa o arcillosa	0,35 a 0,45
Limo fino arenoso, limo no plástico	0,30 a 0,35
Arcilla de resistencia muy alta, arcilla preconsolidada	0,40 a 0,50
Arcilla de resistencia media, arcilla limosa	0,30 a 0,35

2.3.6. VERIFICACIONES DE ASIENTOS PREVISIBLES EN LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Algunas de las metodologías propuestas, como la expuesta para el cálculo de la tensión admisible en terrenos granulares, el asiento máximo permitido se encuentra implementado en la expresión de cálculo; No obstante, en otras metodologías no se contempla el asiento máximo permitido.

A lo largo de las investigaciones efectuadas para este proyecto se ha descartado la presencia de materiales puramente cohesivos en los que puedan producirse asientos de consolidación en condiciones edométricas; es decir, la mayor parte de los asientos que puedan producirse en las cimentaciones proyectadas serán elásticos:

A continuación, se propone una serie de metodologías que podrán ser empleadas para el cálculo de dichos asientos.

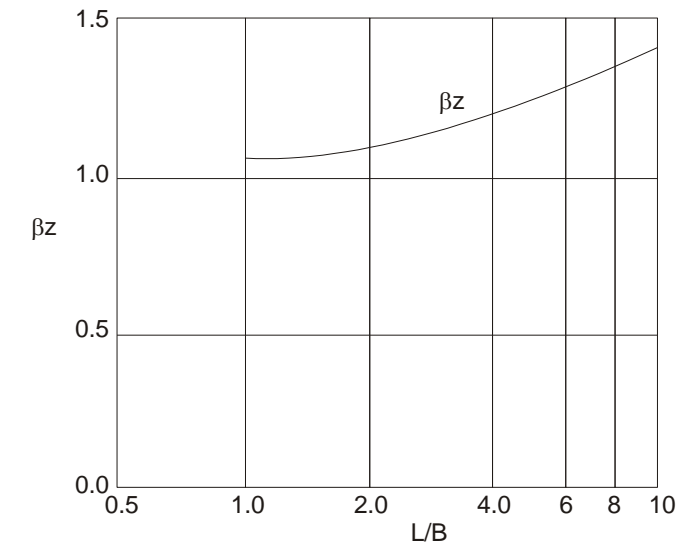
Carga rectangular rígida sobre semiespacio homogéneo.

Para zapatas rectangulares, el asiento máximo previsible se calculará a partir de la solución propuesta por Whitman y Richart cuya expresión es la siguiente:

$$S = \frac{q \times (1 - \nu^2) \times \sqrt{B \times L}}{\beta \times E}$$

Donde:

- βz = parámetro función de las dimensiones del área cargada, se obtiene del ábaco adjunto.
- q = carga media (Kp/cm²).
- B = ancho del cimiento (cm).
- L = longitud del cimiento (cm).
- ν = coeficiente de Poisson.
- E = Módulo de deformación del terreno (kp/cm²).



Factor de forma βz .

Este caso se aplicará a zapatas o losas cimentadas sobre el macizo rocoso o bien cimentaciones de pequeñas dimensiones sobre suelos residuales.

Carga rectangular sobre terreno estratificado

El cálculo de los asientos se ha realizado siguiendo el método de Schmertmann (1970). Se trata de un método multicapa, donde el terreno se modeliza como una sucesión de capas de características geotécnicas similares.

El asiento derivado de una cimentación superficial se obtiene según la siguiente expresión:

$$s = C_1 \cdot C_2 \cdot q_{net} \cdot \sum_1^n \left(\frac{I_n \cdot \Delta z_n}{E_n} \right)$$

Siendo:

- C_1 : Coeficiente corrector en función de la profundidad del plano de cimentación.

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{q_0}{q_{net}} (\geq 0.5)$$

- C_2 : Coeficiente corrector que tiene en cuenta las deformaciones lentas.

$$C_2 = 1.0 + 0.2 \cdot \log\left(\frac{T(\text{años})}{0.1}\right)$$

- q_0 : Tensión efectiva del terreno a cota de apoyo de la cimentación.
- q_{net} : Representa la carga neta aplicada por la cimentación.
- Δz : Espesor de la capa considerada.
- E : Módulo de deformación. Se obtiene en función del tipo de cimentación, la compacidad y la naturaleza del terreno de apoyo:

$$E = 2,5 \cdot q_c \text{ En el caso de zapatas cuadradas.}$$

$$E = 3,5 \cdot q_c \text{ En el caso de zapatas corridas.}$$

Siendo q_c la resistencia a la penetración estática del cono, la cual se puede relacionar con el N del ensayo de penetración estándar en la forma siguiente:

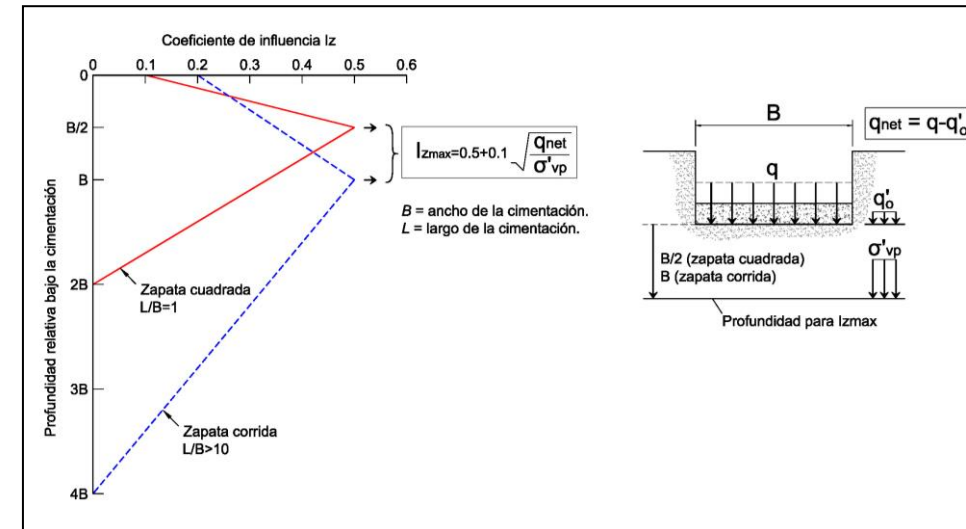
Tipo de suelo:	q_c / N (Kg/cm ²)
Arcilla blanda, turba	2
Limos	3
Arena fina limosa	3-4
Arena media	4-5
Arena gruesa	5-8
Grava	8-12

- I : Factor de deformación de la capa que se obtiene, en función de la profundidad de la capa, las dimensiones de la cimentación y que tiene por valor máximo:

$$I_{Z_{max}} = 0.5 + 0.1 \left(\frac{q_{net}}{\sigma'_{vp}} \right)^{0.5}$$

donde σ'_{vp} es el valor de la presión vertical efectiva a la profundidad donde se obtiene $I_{Z_{max}}$.

En la siguiente figura se recoge la variación del coeficiente I_z en función de la profundidad y forma de la cimentación.



Según diversos autores, la zona de influencia de una cimentación superficial se extiende hasta una profundidad equivalente a 1,5-2 veces la anchura de dicha cimentación.

Esta profundidad corresponde aproximadamente al nivel donde la sobrecarga producida por la cimentación es del orden del 10% de la tensión efectiva presente de forma natural en dicho nivel.

Asumiendo estas consideraciones, mediante esta metodología se calcularán los asentos hasta la profundidad considerada siempre que no exista una capa rígida a una profundidad más somera; en cuyo caso se calcularán los asentos hasta dicha capa.

En el caso de estructuras enterradas con cimentación mediante losa, es recomendable analizar el efecto de “interacción suelo-estructura”.

Este efecto será uno de los principales condicionantes geotécnicos en el diseño de la estructura y podrá introducirse en el cálculo estructural mediante el parámetro denominado “coeficiente de balasto vertical” (k_v).

Dicho coeficiente se define como la relación entre la presión aplicada y el asiento que produce.

$$k_v = \frac{\sigma_v}{s}$$

El “coeficiente de balasto” no es un parámetro geotécnico del terreno sino que depende del nivel de tensiones y de las dimensiones del área cargada, ya que, para una misma presión, el asiento aumenta cuando aumenta la superficie cargada. Por todo ello, el “coeficiente de balasto” es más, un resultado observable, que una propiedad intrínseca del terreno.

En otras palabras, este coeficiente da una idea de la deformabilidad del terreno, si bien, el terreno se deformará no sólo en función de la presión transmitida a la cimentación sino también, de la geometría y dimensiones de ésta, de la rigidez relativa, de la trayectoria tensional, etc.

La determinación del coeficiente de balasto es muy dificultosa, pues depende de la geometría de la losa, de la distribución de las cargas sobre la misma, del espesor de terreno involucrado en las deformaciones de la losa entre puntos sometidos a diferentes cargas, etc.

Es habitual, tomar como partida el coeficiente de balasto obtenido de ensayos con placas de 0,3 cm x 0,3 cm, denominado K_{30} . Existen tablas orientativas propuestas por diversos autores para dicho coeficiente, entre las que destacan la que se recoge en el DB SE-C (2006) y que se adjunta a continuación.

Valores orientativos del coeficiente de balasto, K_{30}	
Tipo de suelo	K_{30} [MN/m ³]
Arcilla blanda	15 – 30
Arcilla media	30 – 60
Arcilla dura	60 – 200
Limo	15 – 45
Arena floja	10 – 30
Arena media	30 – 90
Arena compacta	90 – 200
Grava arenosa floja	70 – 120
Grava arenosa compacta	120 – 300
Margas arcillosas	200 – 400
Rocas algo alteradas	300 – 5.000
Rocas sanas	> 5.000

Partiendo del K_{30} , puede obtenerse el módulo de balasto para cualquier dimensión de apoyo siguiendo las formulaciones de Terzaghi:

$$K_{s1} = K_{30} (b + 0,30/2b)^2$$

$$K = 2/3 K_{s1} (1 + b/2l)^2$$

Losa cuadrada

Losa rectangular

Siendo:

- b: lado menor de la losa (cm) y l: lado mayor de la losa (cm).
- K_{s1} : coeficiente de balasto de una losa cuadrada (Kp/cm³).
- K: coeficiente de balasto de una losa rectangular (Kp/cm³).
- K_{30} : coeficiente de balasto obtenido de placa de carga 30 x 30.

Existe un gran número de expresiones que proporcionan un valor del coeficiente de balasto en función de distintos parámetros geotécnicos: resistencia a compresión simple, golpeo SPT, módulo de deformación, coeficiente de balasto correspondiente a una placa de pie cuadrado, etc. Muchas de ellas están relacionadas entre sí por correlaciones empíricas entre dichos parámetros geotécnicos.

Adicionalmente se puede estimar el valor del coeficiente de balasto vertical a partir del módulo de deformación, empleando la formulación de Vesic para cimentación corrida:

$$k_v = \frac{0,65 \cdot E}{B \cdot (1 - \nu^2)}$$

Uno de los problemas existentes en el empleo de estas formulaciones en las que el coeficiente de balasto es proporcional al inverso del ancho B, es la elección de dicho valor. Por este motivo es recomendable adoptar un intervalo de valores para, a partir de este, obtener una envolvente de esfuerzos en el elemento estructural.

3.- AGRESIVIDAD AL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Código Estructural (artículo 27.1 Clases de exposición de los elementos de hormigón) en el caso de estructuras sometidas a ataque químico (clase específica de exposición “XA”), la agresividad de las aguas freáticas se clasificará de acuerdo a lo definido en la tabla 27.1.b del Código Estructural, cuyos criterios se resumen a continuación:

TIPO DE MEDIO AGRESIVO	PARÁMETROS	ATAQUE QUIMICO		
		TIPO DE EXPOSICIÓN		
		XA1 Ataque débil	XA2 Ataque medio	XA3 Ataque fuerte
AGUA	Valor del pH	6,5 – 5,5	5,5 – 4,5	< 4,5
	CO2 agresivo [mg CO2 / l]	15 - 40	40 - 100	> 100
	Ión amonio [mg NH4+ / l]	15 - 30	30 - 60	> 60
	Ión magnesio [mg Mg2+ / l]	300 – 1.000	1.000 – 3.000	> 3.000
	Ión sulfato [mg SO4= / l]	200 - 600	600 – 3.000	> 3.000
	Residuo seco [mg / l]	75 - 150	50 - 75	< 50

En cuanto a la agresividad del terreno, el tipo de exposición específica se define según el Código Estructural de acuerdo con los siguientes criterios:

TIPO DE MEDIO AGRESIVO	PARÁMETROS	ATAQUE QUIMICO		
		TIPO DE EXPOSICIÓN		
		XA1 Ataque débil	XA2 Ataque medio	XA3 Ataque fuerte
SUELO	Grado de acidez Baumann-2- Gully	>200	(*)	(*)
	Ión sulfato(mg SO4 /kg de suelo seco)	2000 - 3000	3000 - 12000	> 12000

(*)Estas condiciones no se dan en la práctica

Se han tomado dos muestras de las aguas freáticas, y una del suelo, con el fin de comprobar la agresividad al hormigón estructural, obteniendo los siguientes resultados.

SONDEO	pH	CO2 agresivo [mg CO2/l]	Ión Amonio [mg NH4+/l]	Ión Magnesio [mg Mg2+/l]	Ión Sulfato [mg SO4= /l]	Residuo Seco [mg/l]	Exposición
SE-503	7.89	22	<2	28.2	44	279	XA1
SE-504	7.69	15.4	<2	36.2	43	227.3	XA1

Respecto al análisis de agresividad del suelo al hormigón estructural, realizado sobre los suelos de alteración de esquisto anfibólico, y tomada en el sondeo SE-503 a una profundidad de entre 1.50 y 2.10 metros, el resultado obtenido fue de "NO AGRESIVO". Y el tipo de exposición resultante, debido a la agresividad del agua al hormigón, es XA1,

4.- ESTUDIO PORMENORIZADO DE LAS ESTRUCTURAS

4.1.- PASOS SUPERIORES

4.1.1. PS 1.0

Tipología y descripción

Se trata del cruce del Camino de Santiago sobre el ramal de conexión. El camino mantiene la rasante, siendo el ramal de conexión el que baja su cota.

La estructura consta de dos estribos, sin apoyos o pilas intermedias.

Reconocimientos geotécnicos

El análisis de la cimentación de esta estructura partirá, además de las observaciones superficiales, de los siguientes puntos investigados:

Sondeos	Pentración dinámica	Calicatas	Perfiles sísmicos
SE-503, SE-504	PE-504, PE-505	CE-506, CE-507	PS-2, PS-3

Investigaciones realizadas para el estudio del Paso Superior PS 1.0

Características del terreno

En este punto el trazado discurre por una zona de baja pendiente. El espesor de tierra vegetal es de unos 40 centímetros, habiéndose detectado bajo ella suelos eluviales flojos hasta una profundidad de en torno a 80 cm. Bajo estos suelos, ya hasta una profundidad de entre 5,50 y 6,00 metros se han detectado suelos de alteración de anfibolitas, esquistos anfibólicos y metabasitas

Se trata de suelos de suelos arenosos, en ocasiones limosos, de baja o nula plasticidad y compacidad creciente en profundidad. Se alcanza una compacidad "Muy densa" a partir de unos 2.5 metros de profundidad.

En el sondeo SE-503, se ha realizado un ensayo Triaxial con una muestra de profundidad 2,1 m donde los valores en tensiones efectivas han sido

$$\text{Densidad natural: } 1,86\text{g/cm}^3, \phi' = 40, 51^\circ \text{ y } c' = 0.04 \text{ Kg/cm}^2$$

En el valor utilizado en los cálculos, quedando del lado de la seguridad, han sido:

$$\text{Densidad natural: } 1,8\text{g/cm}^3, \phi' = 38^\circ \text{ y } c' = 0.03 \text{ Kg/cm}^2$$

Y en las penetraciones dinámicas y ensayos Nspt, de muestras, se han obtenido rechazo a profundidades inferiores a 3 m, por lo que el valor utilizado de Nspt en los cálculos de asientos ha sido 50.

Para obtener la deformabilidad se utiliza la correlación propuesta por Stroud para suelos normalmente consolidados, por lo que se toma el valor $E' = 1,0 \text{ NSPT}$.

$E=1.N \text{ (MPa)}$

Por lo que, en base a lo anterior, el valor del módulo de deformación utilizado en los cálculos para los suelos de alteración de anfibolitas, esquistos anfibólicos y metabasitas ha sido:

$$E=50 \text{ MPa}$$

El nivel de anfibolitas, esquistos anfibólicos y metabasitas GM III, bajo los suelos de alteración, ha sido tomado como indeformable.

▪ **Nivel Freático**

El nivel piezométrico detectado en el sondeo SE-503 se sitúa en torno a 7.90 metros de profundidad mientras que en el sondeo SE-504 se detecto a 6.50 metros.

No obstante, la profundidad detectada en este último sondeo parece deberse a circulación preferente a favor del contraste de permeabilidad que supone el contacto litológico entre los suelos y la roca y no a un nivel piezométrico real.

▪ **Tipología, cálculos y condiciones de cimentación.**

Se propone una cimentación superficial apoyada sobre los suelos de alteración del macizo rocoso descrito, una vez alcanzada la compacidad "Muy densa".

Las dimensiones de las zapatas de ambos estribos son de 4,10 x 14m.

Se muestran a continuación las verificaciones realizadas descritas en el apartado 2.3.

Verificaciones de Hundimiento y deslizamiento (ELU-GEO) (DA2)

Tal y como se ha descrito previamente se realizarán las verificaciones de hundimiento y deslizamiento de acorde a lo especificado en el Eurocodigo 7.

- Cargas ULS.

Para las verificaciones se utilizarán las cargas de ELU provenientes del cálculo estructural del paso superior. Los valores considerados pueden consultarse en la tabla siguiente:

Cargas ELU					
Casos	V (kN)	Hb (kN)	HI (kN)	M _b (kNm)	M _l (kNm)
EL1	13.747	3.759	85	12.991	-8.231
EL2	13.747	3.759	85	12.991	-8.231
EL3	14.842	2.359	85	14.745	-4.535
EL4	13.747	3.759	85	12.991	-8.231

- Verificación de la resistencia al hundimiento (ELU-GEO)

De las cuatro combinaciones de carga consideradas la más desfavorable es la EL1, para la cual se obtiene un factor de seguridad de 1.15.

$V_d \text{ (kN)} =$	13.747,30
MEETS THE STANDARD	
$q_b \text{ (kN/m}^2\text{)} =$	834,78
$R_k \text{ (kN)} =$	29.342,68
$R_d \text{ (kN)} =$	15.860,91

FoS 1,15

Los cálculos en detalle de las cuatro combinaciones de carga consideradas pueden consultarse en detalle en el Apéndice 3.

- Verificación de la resistencia al deslizamiento (ELU-GEO)

De las cuatro combinaciones de carga consideradas la más desfavorable es la EL1, para la cual se obtiene un factor de seguridad de 1.99.

$H_d \text{ (kN)} =$	3.758,80
$H_{G,d} + H_{Q,d} + H_{j,d} \text{ (kN)} =$	4.009,84
$H_d \leq R_d + R_{p,d}$	
MEETS THE STANDARD	
$R_d \text{ (kN)} =$	7.811,32
$R_{p,d} \text{ (kN)} =$	185,96

FoS 1,99

Los cálculos en detalle de las cuatro combinaciones de carga consideradas pueden consultarse en detalle en el Apéndice 3.

Verificación de los asientos previsibles (ELS-GEO)

Tal y como se ha descrito previamente se realizará las verificaciones de asientos acorde a lo especificado en el Eurocodigo 7.

- Cargas ELS

Para la verificación de asientos, se utilizan las cargas de ELS proporcionadas por el estructural del paso superior. El valor mas desfavorable obtenido es de 10.953,7 kN de carga vertical, donde:

$$\sigma = F_v / A = F_v / (b * l) = \Delta q'$$

Que corresponde con 190 kPa provenientes del cálculo estructural del paso superior.

Respecto a los asientos esperables, considerando una carga en servicio de 190 kPa o 1,9 kp/cm²; se esperan asientos inferiores a 1 centímetro.

Datos de partida:

Profundidad del plano de cimentación:	D=	2 m
Tipo de zapata (Cuadrada, circular o corrida):		corrida
Ancho de la zapata:	B=	4,1 m
Densidad aparente del terreno:	γ_{ap} =	18 t/m ³
Profundidad del NF:	Z_{NF} =	7 m
Profundidad de influencia bajo el plano de cimentación:	Z_{inf} =	16,4 m
Profundidad del plano de tensión pico:	Z_{vp} =	6,1 m
Presión efectiva inicial en el plano de tensión pico	σ'_{vp} =	11,07 kp/cm ²
Presión efectiva inicial en el plano de cimentación	σ'_D =	4,1 kp/cm ²
Nº de capas consideradas (máximo 8):	n=	8
Presión neta de trabajo:	$\Delta q'$=	1,9 kp/cm²
Tiempo de cálculo en años:	t=	5 años
Coefficiente de influencia de pico:	I_{zp} =	0,541
Coefficiente C ₁ (dep. D y q')	C ₁ =	0,500
Coefficiente C ₂ (depende del tiempo)	C ₂ =	1,340
Profundidad del punto de I max, bajo plano cimentación.	Z^*_{vp} =	4,1 m

Nº capa N	Espesor z _i (m)	Prof. media m	C. influencia I _{z_i}	M. deform. E _i (kp/cm ²)	Asiento s _i (m)
1	1,50	0,75	0,262	500	0,0010
2	1,50	2,25	0,387	500	0,0015
3	2,40	4,20	0,537	25000	0,0001
4	2,40	6,60	0,431	25000	0,0001
5	2,40	9,00	0,326	25000	0,0000
6	2,40	11,40	0,220	25000	0,0000
7	2,40	13,80	0,114	25000	0,0000
8	1,40	15,70	0,031	25000	0,0000

TOTAL 16,40 m S= **0,27** cm

El cálculo de estabilidad global ha sido realizado en el apartado 7.7.1. del Anejo 7- *Geotecnia del corredor*

▪ **Agresividad al hormigón**

Según los análisis realizados, el suelo no es agresivo al hormigón y las aguas subterráneas presentan agresividad débil, XA1.

En cualquier caso, dada la geometría de la cimentación, no se espera que las aguas freáticas puedan afectar a la cimentación.

▪ **Recomendaciones durante la ejecución de las obras**

Se deberá cubrir la cimentación una vez ejecutada.

Se recomienda realizar el apoyo a una profundidad mínima de tres metros bajo la superficie del terreno actual.

Se debe proteger la cara del talud bajo la cimentación del estribo con el fin de evitar erosiones superficiales por cárcavas o similares, evitando futuros descalces puntuales.

4.2.- OBRAS DE DRENAJE

4.2.1. OD 0.2

Tipología y descripción

Se trata de dos tubos, el primero de ellos de 15.50 metros de longitud y 1.80 metros de diámetro y el segundo de 1.20 metros de diámetro y longitud de 6 metros.

Reconocimientos geotécnicos

El análisis de la cimentación de esta estructura partirá, además de las observaciones superficiales, de los siguientes puntos investigados:

Sondeos	Pentración dinámica	Calicatas
SR-501	PR-501, PR-512	CR-501, CR-502

Investigaciones realizadas para el estudio de la obra de drenaje OD 0.2

Características del terreno

Las investigaciones realizadas evidencian la presencia de serpentinitas alteradas en diversos grados.

Bajo un espesor de tierra vegetal variable de entre 30 centímetros y algo más de un metros se han detectado suelos de alteración de serpentina que pueden alcanzar 1.90 metros de profundidad.

Bajo estos suelos aparece la roca alterada en grado III. En cualquier caso, dada la variabilidad de espesor de tierra vegetal y suelos de alteración, puede esperarse la aparición de roca a una profundidad que va desde superficie a hasta casi dos metros de profundidad.

La compacidad obtenida a partir de los ensayos de penetración estándar (SPT) es "Muy densa" con golpes por encima de 50 y en las penetraciones dinámicas sea obtenido rechazo a profundidades de 1,30 m, por lo que el valor de N_{spt} es superior a 50, utilizando las relaciones de este valor con el ángulo de fricción tendremos valores superiores a los 38°

ENSAYO DE SPT Y ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA

	$\phi' = 20^\circ + (0,45, N_c)$
(Peck)	$\phi' = 28,5^\circ + (0,40, N_c)$
(Kishida)	$\phi' = 15^\circ + \sqrt{18, N_c}$
(Hatanaka – Uchida)	$\phi' = 20^\circ + \sqrt{15,4, N_c}$
(Muromachi 1974)	$\phi' = 20^\circ + 3,5\sqrt{N_c}$
(Schmertmann)	$\phi' = \text{Arc tan} \left[\frac{N_c^{0,34}}{27} \right]$
(Peck Hanson Thornburn)	$\phi' = 26,25 \times \left[2 - e^{-\frac{N_c}{20}} \right]$
(Japan National Railway)	$\phi' = 27^\circ + (0,30, N_c)$
(Japan Road Bureau)	$\phi' = 15^\circ + \sqrt{15, N_c}$

Por ello en los cálculos se ha utilizado los valores de

Densidad natural: 2,24 g/cm³, $\phi' = 38^\circ$ y $c' = 0.03$ Kg/cm²

Nivel Freático

Se ha detectado presencia de agua, en el sondeo SE-501, en torno a 1.60 metros de profundidad.

No obstante, el agua detectada parece deberse a circulación preferente a favor del contraste de permeabilidad que supone el contacto litológico entre los suelos y la roca y no a un nivel piezométrico real.

En este sentido, parece que las aguas detectadas se deben a un deficiente drenaje vertical de las aguas de escorrentía, de hecho, en la primera medida tomada, la presencia de agua comenzaba a 4 metros de profundidad.

Atendiendo a estas consideraciones, parece poco probable que sean aguas freáticas y que éstas puedan afectar a la cimentación.

Tipología, cálculos y condiciones de cimentación.

Se propone una cimentación superficial mediante una losa apoyada en suelos de alteración, aunque, localmente, puede apoyar en roca.

Este tipo de estructuras transmiten muy poca tensión al terreno. En cualquier caso, los suelos de alteración son "muy densos" prácticamente desde superficie, una vez saneada

la tierra vegetal y los primeros centímetros de suelo descomprimidos y bioturbados. El apoyo, por tanto, podrá realizarse a una profundidad mínima de 1,6 metros,

Los suelos de alteración varían entre arcillas y gravas limosas. En cualquier caso, dado el escaso espesor antes de alcanzar la roca o el terreno de transición, no se esperan asientos apreciables; en cualquier caso, inferiores a un centímetro.

La compacidad obtenida a partir de los ensayos de penetración estándar (SPT) es “Muy densa” con golpes por encima de 50 y en las penetraciones dinámicas sea obtenido rechazo a profundidades de 1,30 m.

Como se ha comentado anteriormente la estructura se encuentra cimentada en suelos de alteración, y localmente, en roca, por lo que es esperable una alta resistencia al hundimiento del terreno bajo de estructura, y asientos inferiores a un centímetro.

Respecto al coeficiente de balasto para las dimensiones de la losa, podrá adoptarse un valor mínimo de 1.62 Kg/cm³ (caso desfavorable suponiendo un apoyo uniforme sobre suelos de alteración de serpentina).

▪ **Agresividad al hormigón**

No se han realizado ensayos específicos para comprobar la agresividad al hormigón; No obstante, dado que buena parte de la estructura apoyará en roca o terreno de transición a roca, no se esperan terrenos agresivos.

▪ **Recomendaciones durante la ejecución de las obras**

Se debe sanear el suelo vegetal y los suelos de alteración superficiales y descomprimidos.

Se deberá uniformizar la superficie de apoyo, dado que se espera un apoyo parcial en suelo y parcial en roca.

4.2.2. OD 0.6

▪ **Tipología y descripción**

Se trata de un tubo de 1.80 metros de diámetro y 15.50 metros de longitud.

▪ **Reconocimientos geotécnicos**

El análisis de la cimentación de esta estructura partirá, además de las observaciones superficiales, de los siguientes puntos investigados:

Sondeos	Penetración dinámica	Calicatas
SD-502	PD-502, PD-513	CD-503, CD-514

Investigaciones realizadas para el estudio de la obra de drenaje OD 0.6

▪ **Características del terreno**

Las investigaciones realizadas evidencian la presencia de suelos de alteración serpentinas y esquisto anfibólico, alterados en grado V, de compacidad media a densa (firme en el caso de los suelos cohesivos).

Se trata de suelos de carácter variable, clasificándose entre arcillas (serpentinadas) y arena limosa (esquisto anfibólico).

El espesor de tierra vegetal varía entre 0,30 y 0.60 metros, si bien contando los suelos eluviales superficiales descomprimidos, el espesor de suelos a sanear puede alcanzar un metro.

Una vez alcanzados los suelos de alteración de serpentina o esquisto anfibólico podrá apoyarse la estructura proyectada.

Por lo que los valores utilizados para el cálculo son los característicos de los suelos de alteración de serpentina o esquisto anfibólico, justificados anteriormente en el paso superior PS1.0.

Densidad natural: 2,24 g/cm³, $\phi' = 38^\circ$ y $c' = 0.03 \text{ Kg/cm}^2$

Para el cálculo de los asientos se ha empleado el resultado del ensayo de penetración dinámica PD-502 por considerarlo es más desfavorable.

▪ **Nivel Freático**

El nivel piezométrico en esta zona se sitúa en torno a 5 metros de profundidad, por lo que no se espera que afecte a la cimentación.

▪ **Tipología, cálculos y condiciones de cimentación.**

Se propone una cimentación superficial mediante una losa de 15.50 x 2.20 metros apoyada en los suelos de alteración descritos. Este tipo de estructuras transmiten muy poca tensión al terreno

Se han calculado los asentamientos que pudieran producirse, para las dimensiones mencionadas, y contemplando que el apoyo fuese uniforme sobre arcillas. El resultado obtenido fue de 2.15 cm considerando una tensión de servicio de 1.5 Kg/cm² y de 3.0 cm considerando una tensión de servicio de 2.0 Kg/cm²

El cálculo ha sido conservador, la realidad es que el terreno varía a lo largo de la longitud de la obra de drenaje, por lo que el asiento será menor.

Respecto al coeficiente de balasto para las dimensiones de la losa, podrá adoptarse un valor mínimo de 0.7 Kg/cm³ (caso desfavorable suponiendo un apoyo uniforme sobre suelos de alteración arcillosa).

▪ **Agresividad al hormigón**

No se han realizado ensayos específicos para comprobar la agresividad al hormigón; No obstante, partiendo de resultados obtenidos en suelos similares, no se espera que estos suelos sean agresivos.

▪ **Recomendaciones durante la ejecución de las obras**

Se debe sanear el suelo vegetal y los suelos de alteración superficiales y descomprimidos.

4.2.3. OD 1.4

▪ **Tipología y descripción**

Se trata de un tubo de 1.80 metros de diámetro y 23.50 metros de longitud.

▪ **Reconocimientos geotécnicos**

El análisis de la cimentación de esta estructura partirá, además de las observaciones superficiales, de los siguientes puntos investigados:

Sondeos	Penetración dinámica	Calicatas
SR-505	PR-508, PR-509	CR-509, CR-510

Investigaciones realizadas para el estudio de la obra de drenaje OD 1.4

▪ **Características del terreno**

El terreno en este entorno presenta una ligera pendiente, por lo que la obra de drenaje estará parcialmente soterrada en un extremo y con un apoyo, lo más superficial posible en el otro.

Se sitúa en el eje de una pequeña vaguada que acumula un pequeño espesor de coluvión bajo el que se han detectado suelos de alteración de Anfibolita en copos. En la calicata CR-509, además, se han descrito eluviales indiferenciados bajo los coluviones.

El coluvión está constituido por limos y arenas, con algo de grava fina y compacidad suelta. Por su parte, el eluvial indiferenciado se ha clasificado como arenas arcillosas de compacidad media.

Los suelos de alteración de anfibolita (Anfibolita V y IV), han sido clasificados como limos de alta plasticidad en sus términos más superficiales, pasando a arenas limosas en profundidad.

La altura del relleno sobre la estructura varía entre 3.5 y 4 metros de altura.

El espesor de tierra vegetal varía entre 0.10 y 0.60 metros si bien, contando los coluviones ricos en materia orgánica y, localmente, los eluviales arcillosos, el espesor de materiales a sanear alcanzaría entre 0.80 y 1.30 metros de espesor.

Una vez alcanzados los suelos de alteración de anfibolita (grados V-IV) podrá apoyarse la estructura proyectada con plenas garantías de estabilidad.

Por lo que los valores utilizados para el cálculo son los característicos de los suelos de los suelos de alteración de anfibolita, justificados en el paso superior PS1.0

$$\text{Densidad natural: } 1,80 \text{ g/cm}^3, \phi' = 38^\circ \text{ y } c' = 0.03 \text{ Kg/cm}^2$$

Para el cálculo de los asentamientos se ha empleado el resultado del ensayo de penetración dinámica PD-508 por considerarlo es más desfavorable.

▪ **Nivel Freático**

El nivel piezométrico en esta zona se sitúa en torno a 4.9 metros de profundidad, por lo que no se espera que afecte a la cimentación.

▪ **Tipología, cálculos y condiciones de cimentación.**

Se propone una cimentación superficial mediante una losa 23.50 x 2.20 metros apoyada en los suelos de alteración de anfíbolita en copos (GM V ó IV). Este tipo de estructuras transmiten muy poca tensión al terreno

La tensión del terreno será baja. Considerando una losa de cimentación de 23.50 x 2.20 metros, la resistencia al hundimiento bajo la estructura es superior a 8.0 kg/cm²

Se han calculado los asentamientos que pudieran producirse, para las dimensiones mencionadas, y contemplando que el apoyo fuese uniforme sobre limos (caso más desfavorable posible). Se ha empleado el resultado del ensayo de penetración dinámica PD-508 por considerarlo es más desfavorable y prolongándolo con los resultados del sondeo a rotación SR-505.

El resultado obtenido fue de 2.10 cm considerando una tensión de servicio de hasta 3.0 Kg/cm². El cálculo ha sido conservador, por lo que se espera un asiento inferior.

Respecto al coeficiente de balasto para las dimensiones de la losa, podrá adoptarse un valor mínimo de 1.45 Kg/cm³ (caso desfavorable suponiendo un apoyo uniforme sobre suelos de alteración limoso).

▪ **Agresividad al hormigón**

No se han realizado ensayos específicos para comprobar la agresividad al hormigón; No obstante, partiendo de resultados obtenidos en suelos similares, no se espera que estos suelos sean agresivos.

▪ **Recomendaciones durante la ejecución de las obras**

Se debe sanear el suelo vegetal, los coluviones y los suelos alterados flojos que se han detectado localmente bajo los coluviones.

4.2.4. OD 1.4.1

▪ **Tipología y descripción**

Se trata de un marco de 2 x 2 metros y 24.02 metros de longitud que será soterrado un máximo de un metro.

▪ **Reconocimientos geotécnicos**

El análisis de la cimentación de esta estructura partirá, además de las observaciones superficiales, de los siguientes puntos investigados:

Sondeos	Penetración dinámica	Calicatas
SR-505	PR-508, PR-509	CR-509, CR-510

Investigaciones realizadas para el estudio de la obra de drenaje OD 1.4.1

▪ **Características del terreno**

Esta estructura se localiza en un terreno que será sometido a excavación. La profundidad de excavación alcanzará entorno a 3 metros de profundidad desde superficie.

Atendiendo a esta realidad, la estructura apoyará sobre suelos de alteración de anfíbolita, de compacidad "Muy Densa" o bien sobre el grado de alteración IV, sobre anfíbolita en copos con grado de alteración IV-III. En cualquier caso se pueden considerar suelos de tendencia granular.

En el sondeo SE-505, se ha realizado un ensayo de corte directo con una muestra de profundidad 5,40 m donde los valores en tensiones efectivas han sido

$$\text{Densidad natural: } 2,29\text{g/cm}^3, \phi' = 53^\circ \text{ y } c' = 1,48 \text{ Kg/cm}^2$$

Los valores utilizados para el cálculo son los característicos de los suelos de los suelos de alteración de anfíbolita, justificados en el paso superior PS1.0

$$\text{Densidad natural: } 1,97 \text{ g/cm}^3, \phi' = 38^\circ \text{ y } c' = 0.03 \text{ Kg/cm}^2$$

Y en las penetraciones dinámicas y ensayos Nspt, de muestras, se han obtenido rechazo a profundidades de 3 o 4 m, por lo que el valor utilizado de Nspt en los cálculos de asentamientos ha sido 50.

▪ **Nivel Freático**

El nivel piezométrico en esta zona se sitúa en torno a 9.50 metros de profundidad, por lo que no se espera que afecte a la cimentación.

▪ **Tipología, cálculos y condiciones de cimentación.**

Se propone una cimentación superficial de 24.02 x 2.2 metros apoyada en los suelos de alteración de anfíbolita en copos (GM V ó IV), sobre roca con grado de alteración GM III-IV.

La tensión transmitida al terreno será baja y prácticamente compensada por la excavación previa. Atendiendo a la compensación de tierras y la compacidad del terreno en esa zona,

el asiento esperable es despreciable. No obstante, se han estimado los asientos que puedan producirse despreciando el efecto de la compensación.

El resultado obtenido fue de 1.6 cm suponiendo una tensión de servicio de 3 Kg/cm². El cálculo ha sido conservador, por lo que se espera un asiento inferior.

Respecto al coeficiente de balasto para las dimensiones de la losa, podrá adoptarse un valor mínimo de 2.0 Kg/cm³.

▪ **Agresividad al hormigón**

No se han realizado ensayos específicos para comprobar la agresividad al hormigón; No obstante, partiendo de resultados obtenidos en suelos similares, no se espera que estos suelos sean agresivos.

▪ **Recomendaciones durante la ejecución de las obras**

No se contempla ninguna recomendación especial durante la ejecución de esta obra.

5.- TABLA RESUMEN DE ESTRUCTURAS

Estructura	Ubicación PPKK	Tipología	Profundidad mínima de apoyo	Tipo de cimentación	Agresividad del hormigón
P.S. 1.0	1+040	Paso superior del camino de Santiago	3,0 m	Zapata corrida	Terreno no agresivo
O.D. 0.2	0+264	Tubo Ø 1,8m	1,6 m	Losa	Terreno no agresivo
O.D. 0.6	0+699	Tubo Ø 1,8m	2,0 m	Losa	Terreno no agresivo
O.D. 1.4	1+454	Tubo Ø 1,8m	0,5 m	Losa	Terreno no agresivo
O.D. 1.4.1	0+205	Marco 2,0 x 2,0m Reposición de camino	0,5 m	Marco	Terreno no agresivo

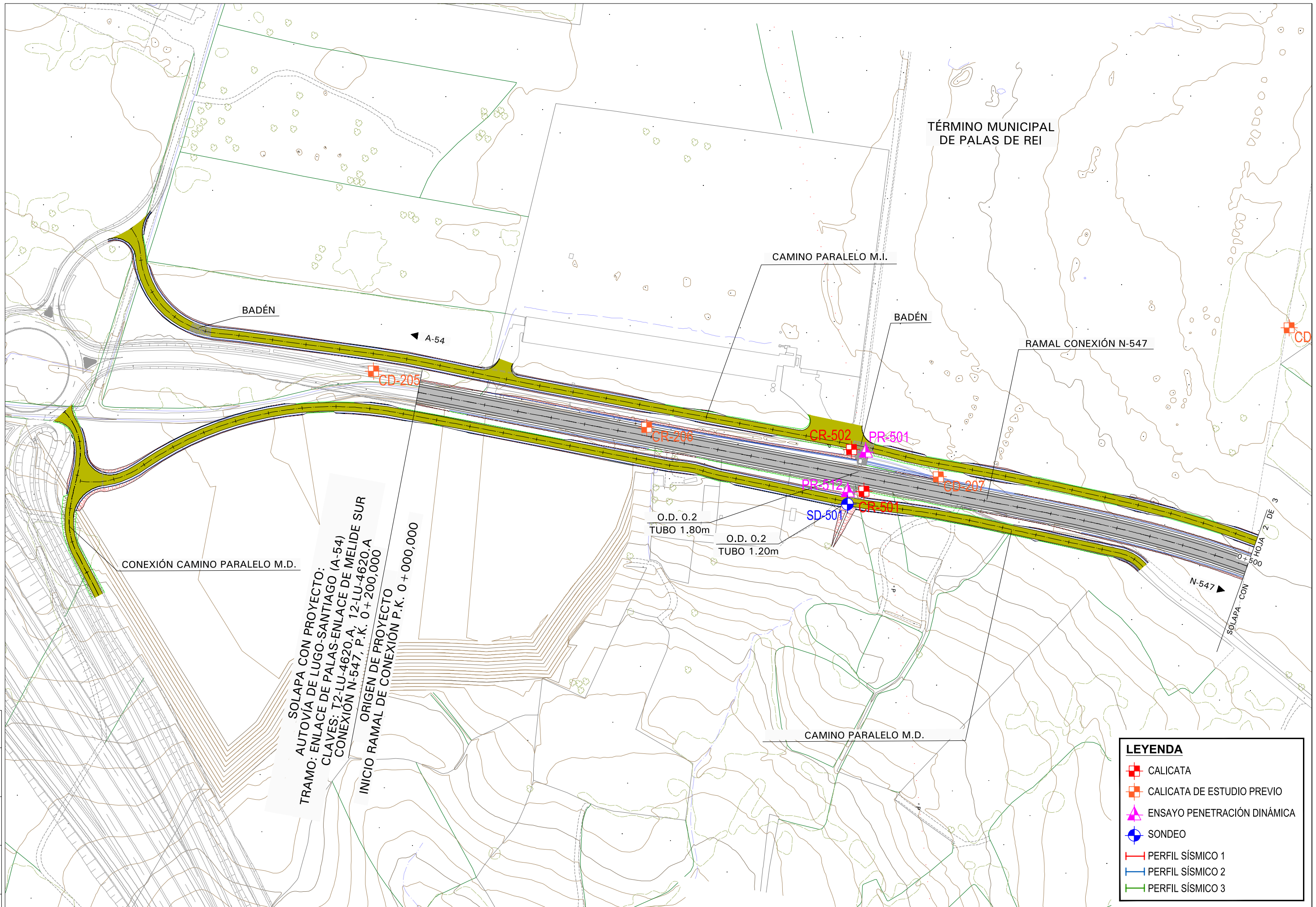
A Coruña, Febrero de 2024

EL INGENIERO AUTOR DEL ANEJO

Fdo: Ignacio Barroso Sánchez

APÉNDICES

APÉNDICE 1 – SITUACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

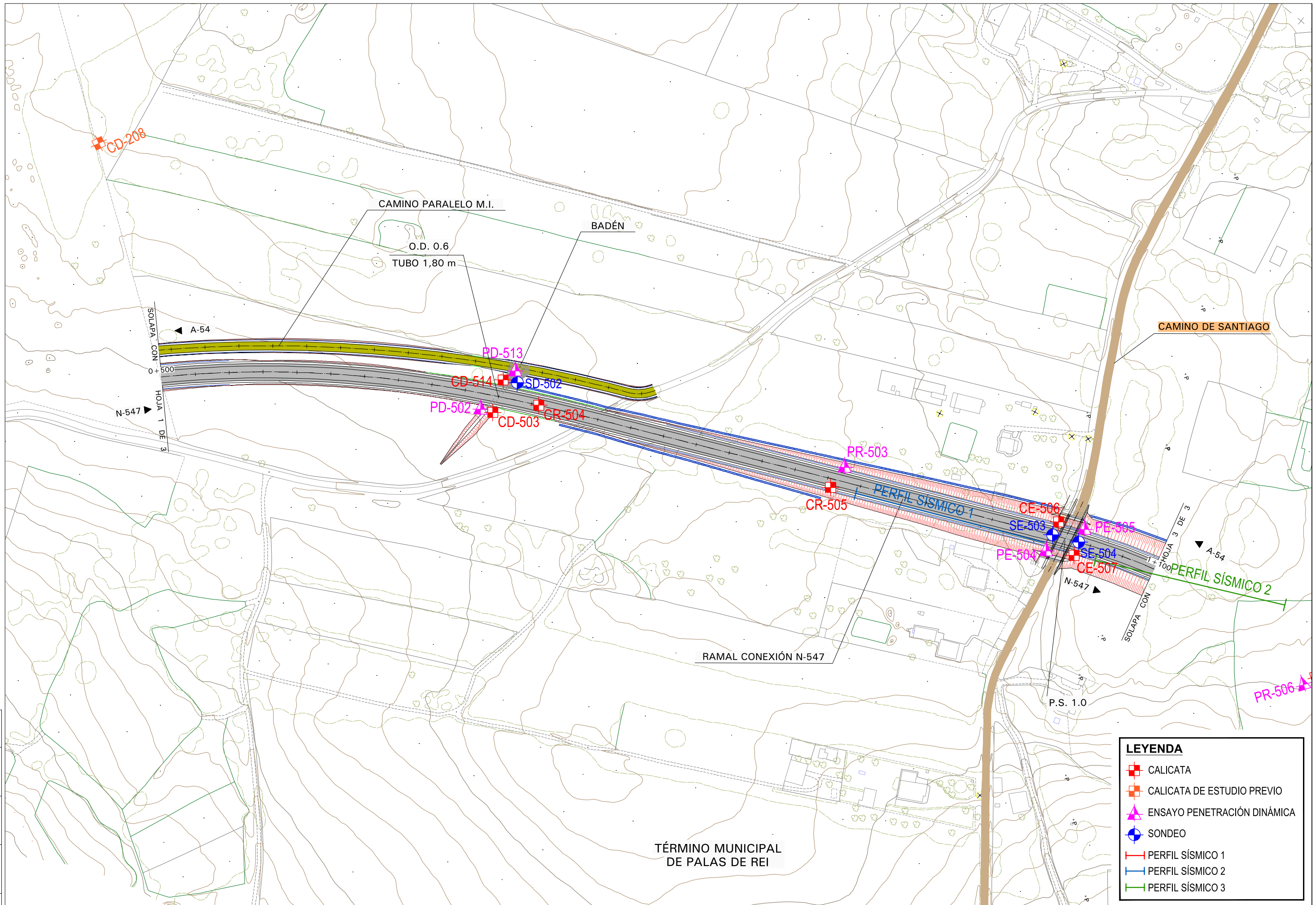


SOLAPA CON PROYECTO:
 AUTOVÍA DE LUGO-SANTIAGO (A-54)
 CLAVES: T2-LU-4620.A, 12-LU-4620.A
 CONEXIÓN N-547, P.K. 0+200,000
 ORIGEN DE PROYECTO
 INICIO RAMAL DE CONEXION P.K. 0+000,000

LEYENDA

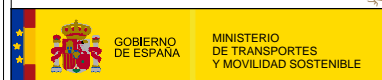
- CALICATA
- CALICATA DE ESTUDIO PREVIO
- ▲ ENSAYO PENETRACIÓN DINÁMICA
- SONDEO
- PERFIL SÍSMICO 1
- PERFIL SÍSMICO 2
- PERFIL SÍSMICO 3

CÓDIGO:	Nº REVIS.:
DIBUJADO:	FECHA:
REVISADO:	



LEYENDA	
	CALICATA
	CALICATA DE ESTUDIO PREVIO
	ENSAYO PENETRACIÓN DINÁMICA
	SONDEO
	PERFIL SÍSMICO 1
	PERFIL SÍSMICO 2
	PERFIL SÍSMICO 3

CÓDIGO:	Nº REVIS.:
DIBUJADO:	FECHA:
REVISADO:	



SECRETARÍA DE ESTADO DE TRANSPORTES Y MOVILIDAD SOSTENIBLE
 SECRETARÍA GENERAL DE TRANSPORTE TERRESTRE
 DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS
 DEMARCACIÓN DE CARRETERAS DEL ESTADO EN GALICIA
 Unidad de Carreteras en Lugo

LOS CONSULTORES:
AECOM **TECPRO** **INTEC**

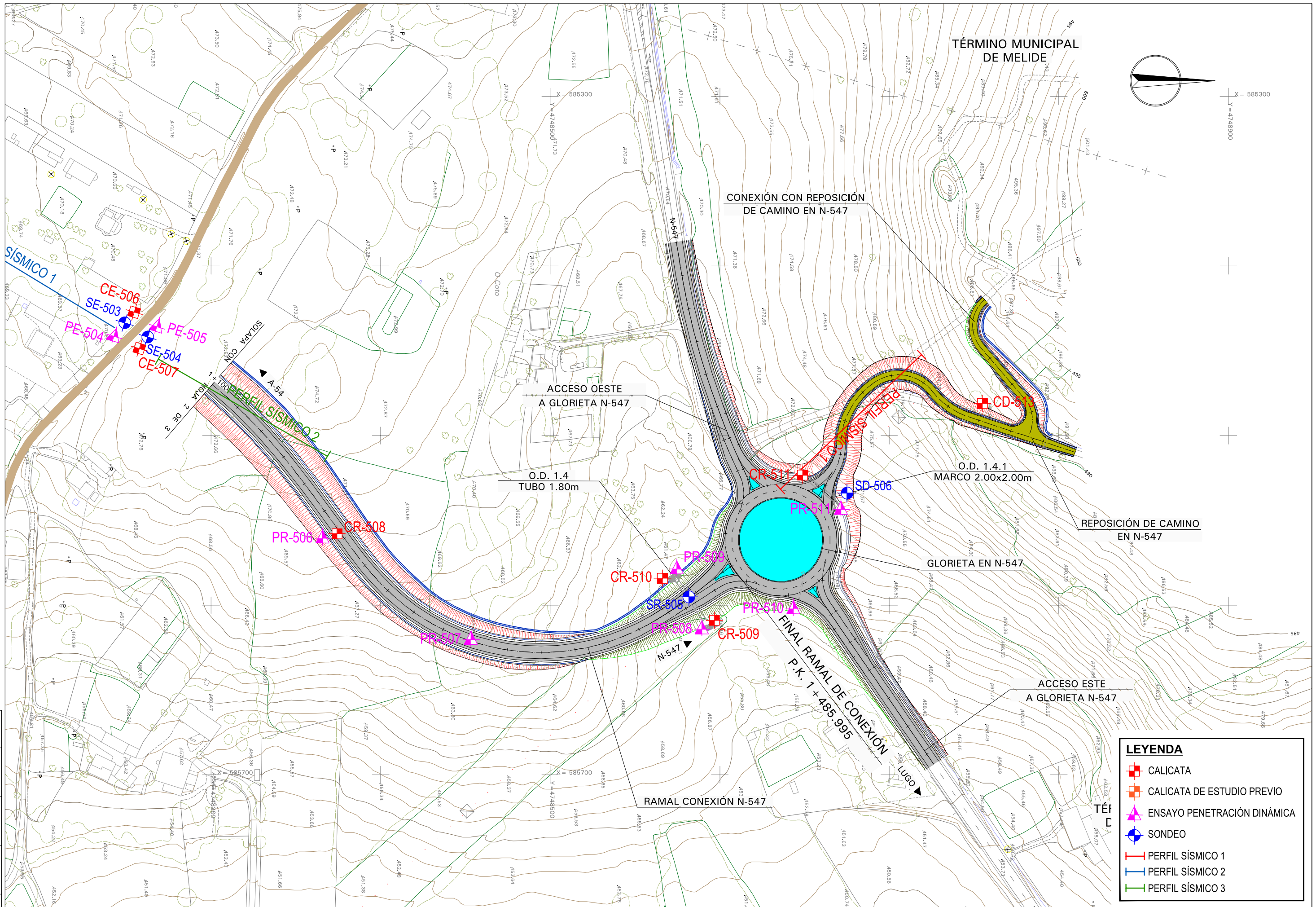
TÍTULO DEL PROYECTO:
 PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN AUTOVÍA LUGO - SANTIAGO (A-54)
 TRAMO: RAMAL DE CONEXIÓN DEL ENLACE DE REMONDE CON LA CARRETERA N-547

ESCALAS:
 E: 1/1000
 ORIGINAL DYN A-1
 GRÁFICAS

CLAVE: 12-LU-4620.B
 N° ANEJO: 12-Ap.1
 HOJA 2. DE 3.

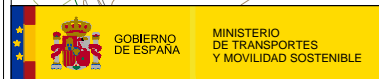
DESIGNACIÓN DEL PLANO:
 SITUACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

FECHA: DICIEMBRE 2023
 N° PÁGINA:



LEYENDA	
	CALICATA
	CALICATA DE ESTUDIO PREVIO
	ENSAYO PENETRACIÓN DINÁMICA
	SONDEO
	PERFIL SÍSMICO 1
	PERFIL SÍSMICO 2
	PERFIL SÍSMICO 3

CÓDIGO:	Nº REVIS.:
DIBUJADO:	FECHA:
REVISADO:	



SECRETARÍA DE ESTADO DE TRANSPORTES Y MOVILIDAD SOSTENIBLE
 SECRETARÍA GENERAL DE TRANSPORTE TERRESTRE
 DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS
 DEMARCACIÓN DE CARRETERAS DEL ESTADO EN GALICIA
 Unidad de Carreteras en Lugo

LOS CONSULTORES:
AECOM **TECPRO** **INGENIERÍA CIVIL**

ESCALAS:
 E: 1/1000
 ORIGINAL DN A-1
 GRÁFICAS



TÍTULO DEL PROYECTO:
 PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN AUTOVÍA LUGO - SANTIAGO (A-54)
 TRAMO: RAMAL DE CONEXIÓN DEL ENLACE DE REMONTE CON LA CARRETERA N-547

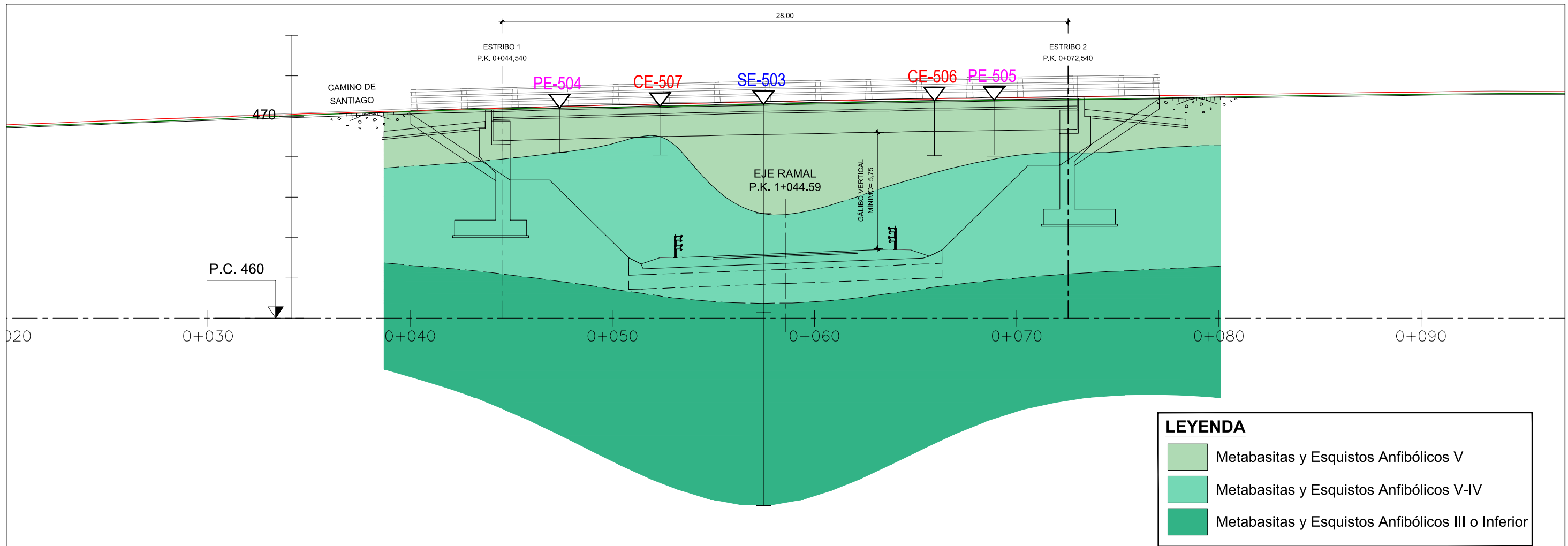
CLAVE:
 12-LU-4620.B

Nº ANEJO:
 12-Ap.1
 HOJA 3 DE 3

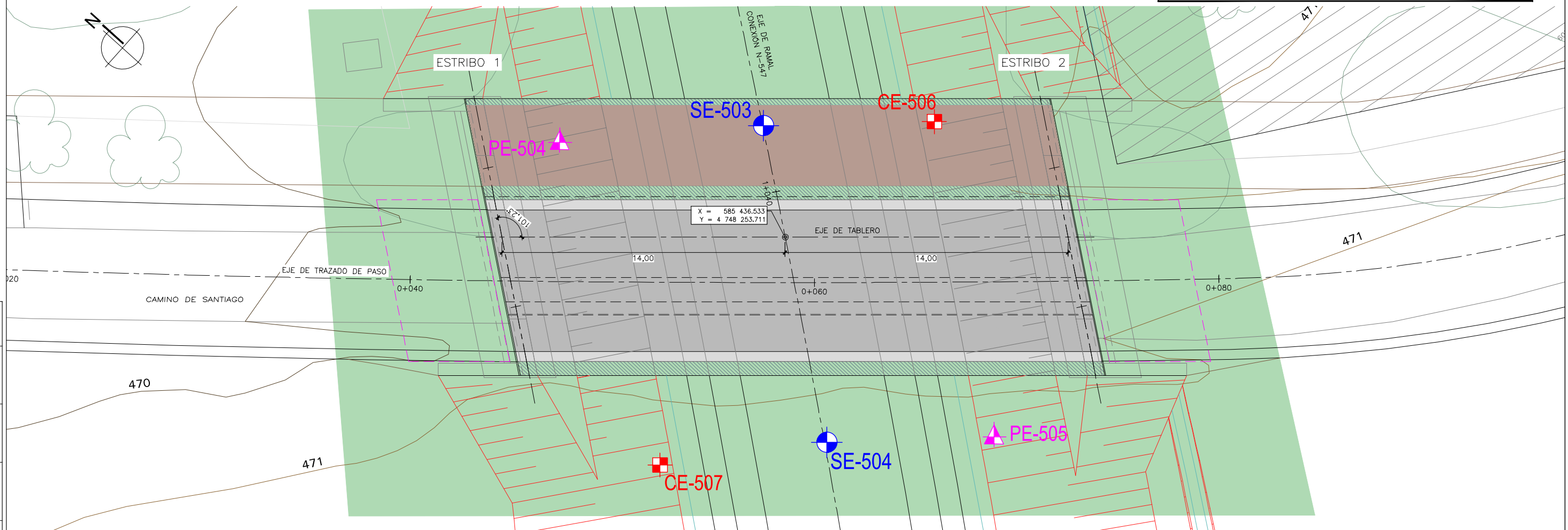
DESIGNACIÓN DEL PLANO:
 SITUACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

FECHA:
 DICIEMBRE 2023
 Nº PÁGINA:

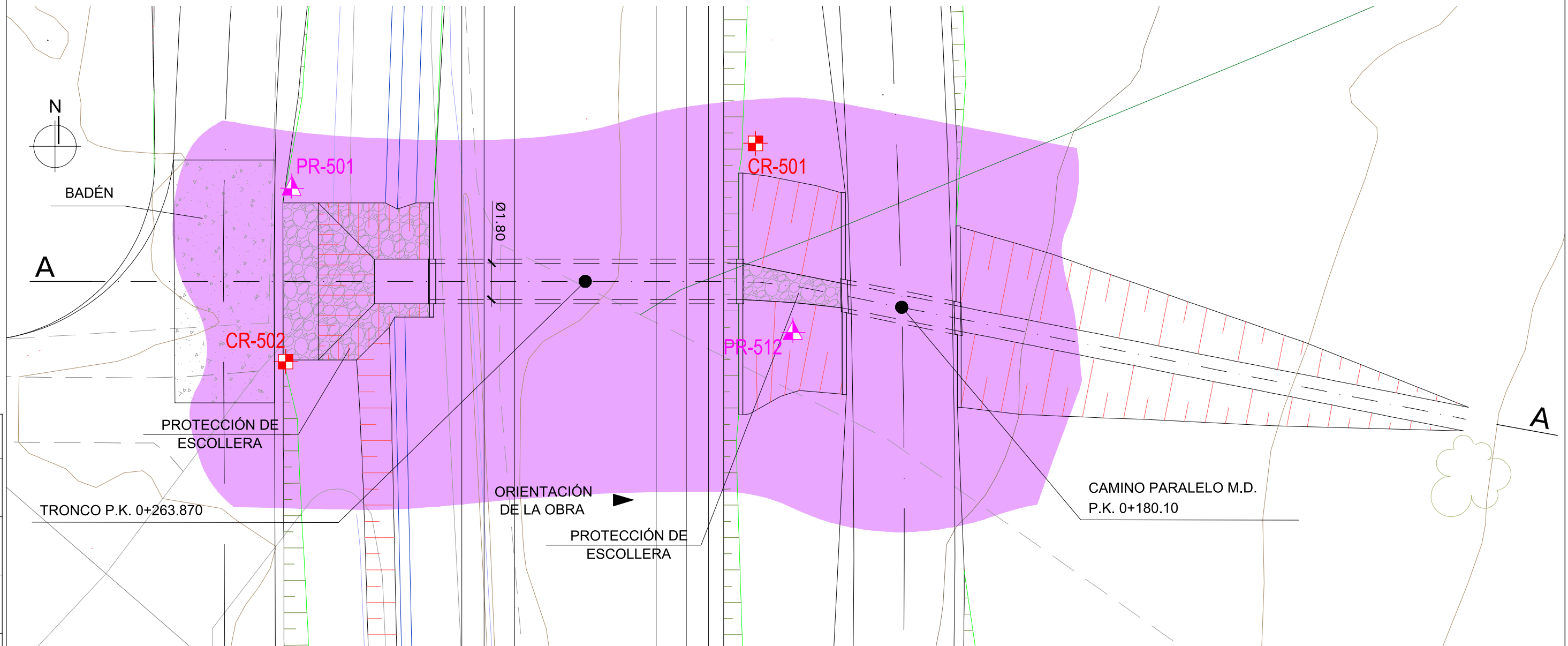
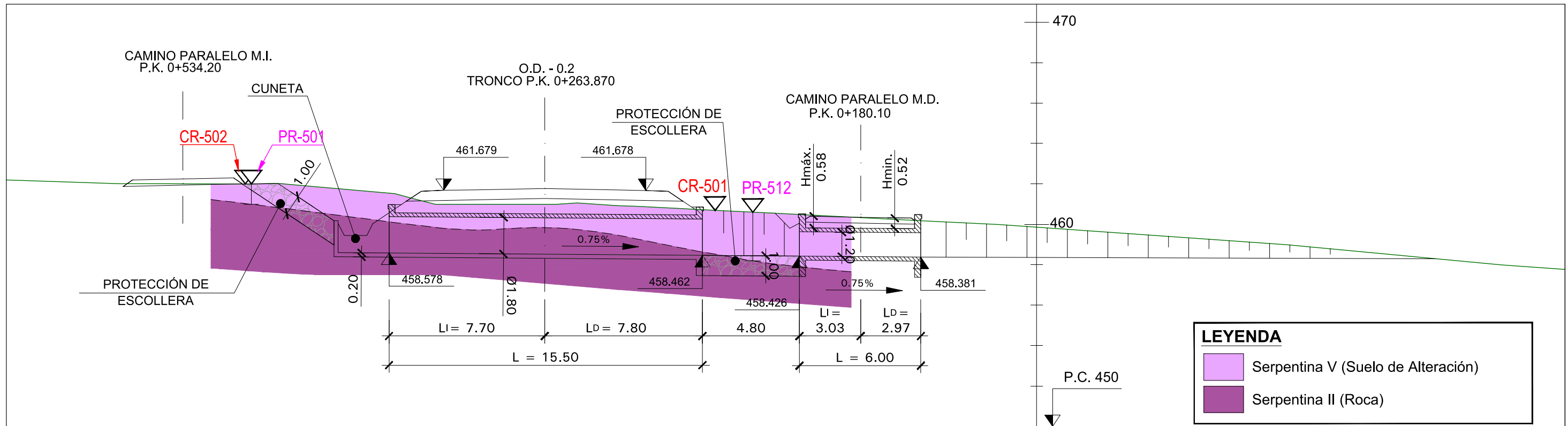
APÉNDICE 2 – ESTRUCTURAS. PLANTAS Y PERFILES



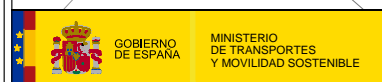
LEYENDA	
	Metabasitas y Esquistos Anfibólicos V
	Metabasitas y Esquistos Anfibólicos V-IV
	Metabasitas y Esquistos Anfibólicos III o Inferior



CÓDIGO:	Nº REVIS.:
DIBUJADO:	FECHA:
REVISADO:	



CÓDIGO:	
DIBUJADO:	
REVISADO:	
FECHA:	
Nº REVIS.:	



SECRETARÍA DE ESTADO DE TRANSPORTES Y MOVILIDAD SOSTENIBLE
SECRETARÍA GENERAL DE TRANSPORTE TERRESTRE
DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS
DEMARCACIÓN DE CARRETERAS DEL ESTADO EN GALICIA
Unidad de Carreteras en Lugo

LOS CONSULTORES:
AECOM **TECPRO** **M.I.J.A.**

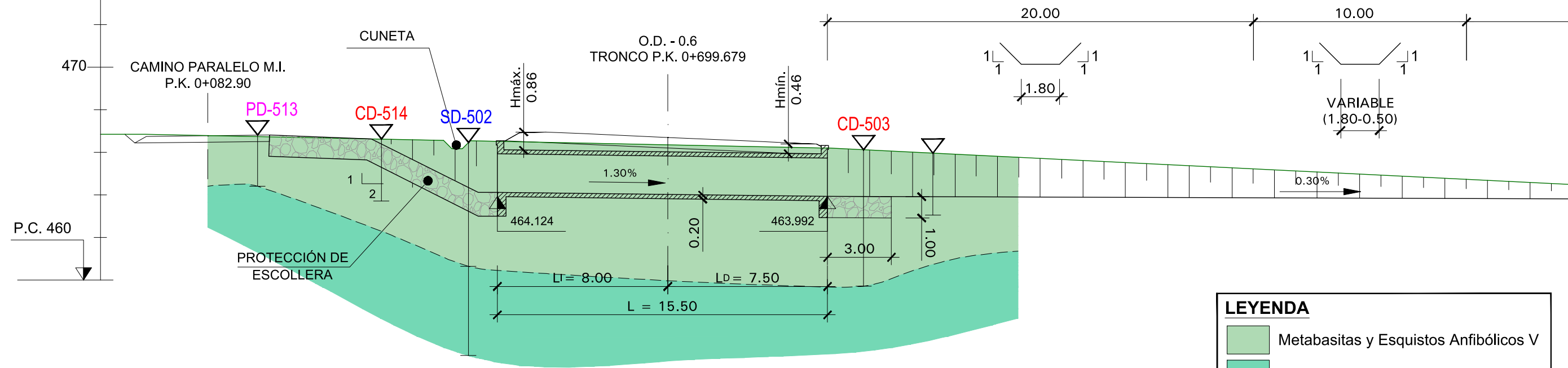
ESCALAS:
E: 1/100
ORIGINAL DIN A-1
GRÁFICAS

TÍTULO DEL PROYECTO:
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN AUTOVÍA LUGO - SANTIAGO (A-54)
TRAMO: RAMAL DE CONEXIÓN DEL ENLACE DE REMONDE CON LA CARRETERA N-547

CLAVE: 12-LU-4620.B
Nº ANEJO: 12-Ap.2
DESIGNACIÓN DEL PLANO: PERFILES GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS OBRA DE DRENAJE TRANSVERSAL 0.2

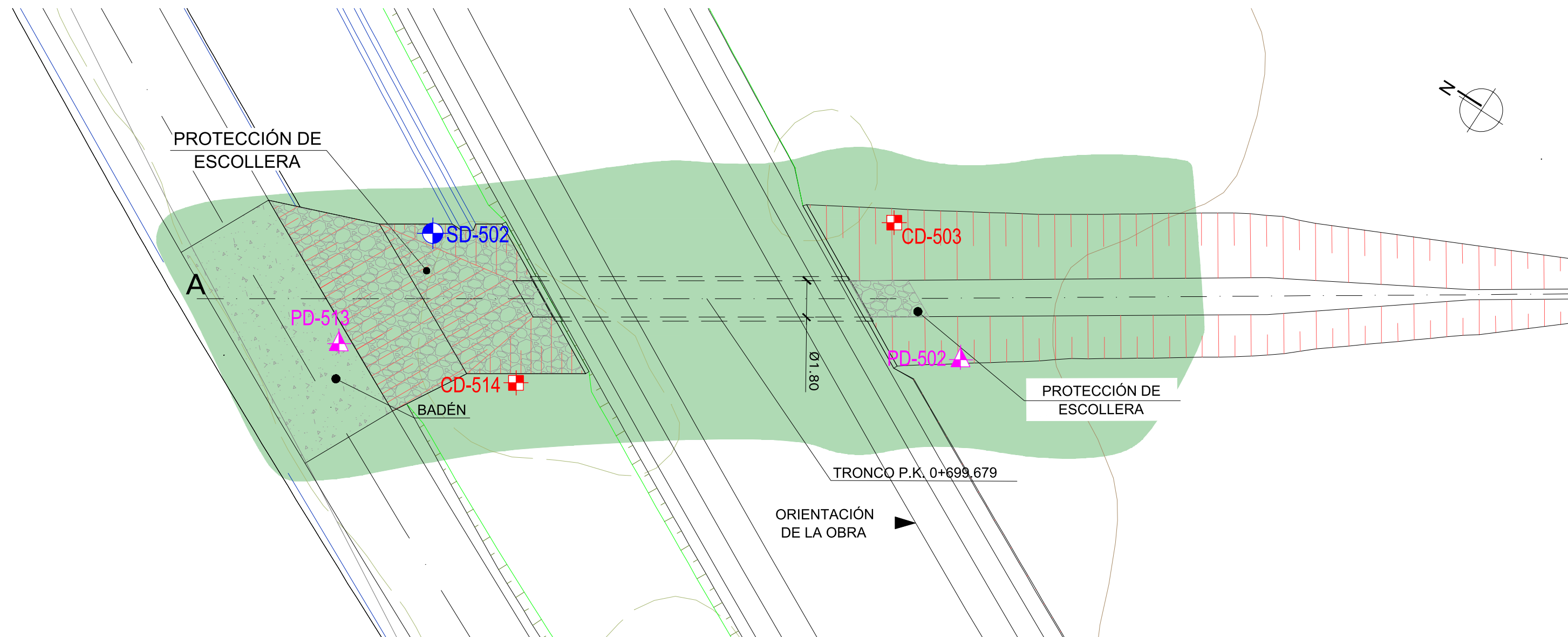
FECHA: DICIEMBRE 2023
Nº PÁGINA:

HOJA 2 DE 5

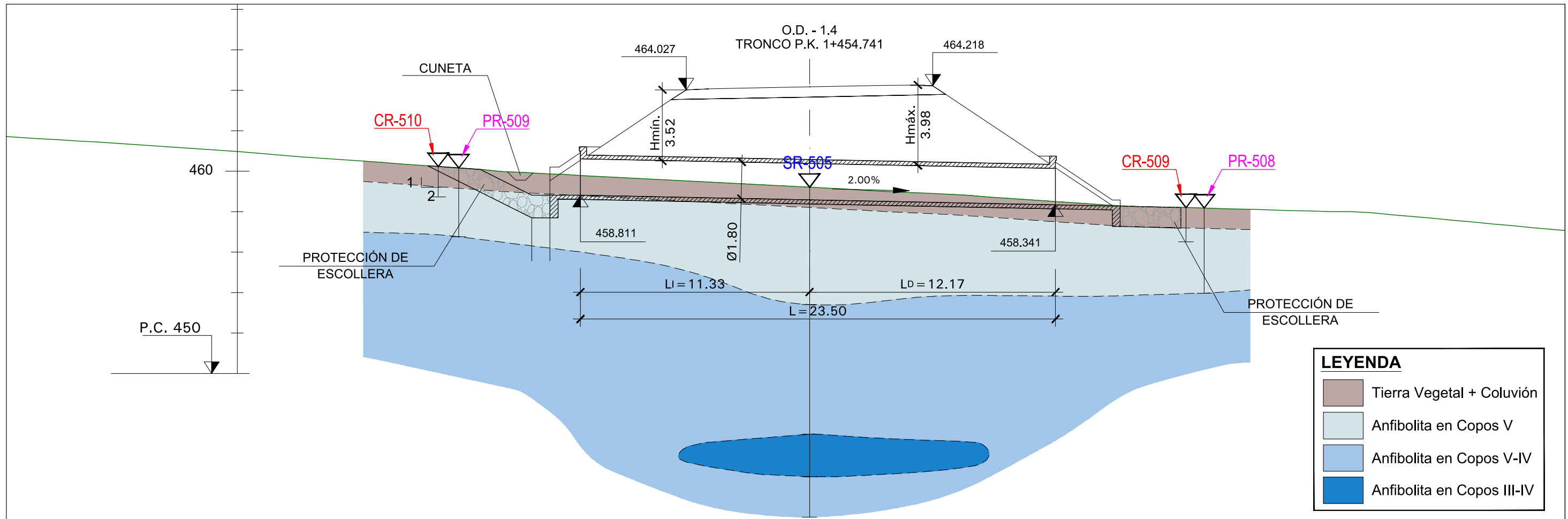


LEYENDA

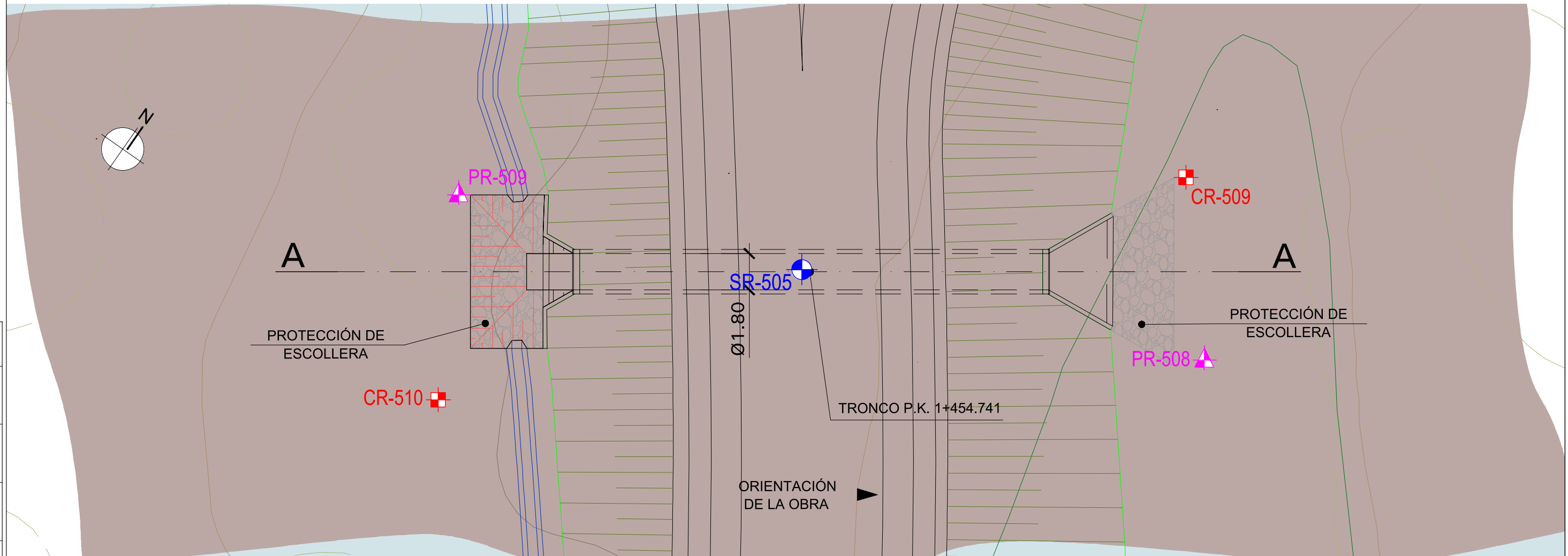
	Metabasitas y Esquistos Anfibólicos V
	Metabasitas y Esquistos Anfibólicos IV



CÓDIGO:	
DIBUJADO:	
REVISADO:	
FECHA:	
Nº REVIS.:	

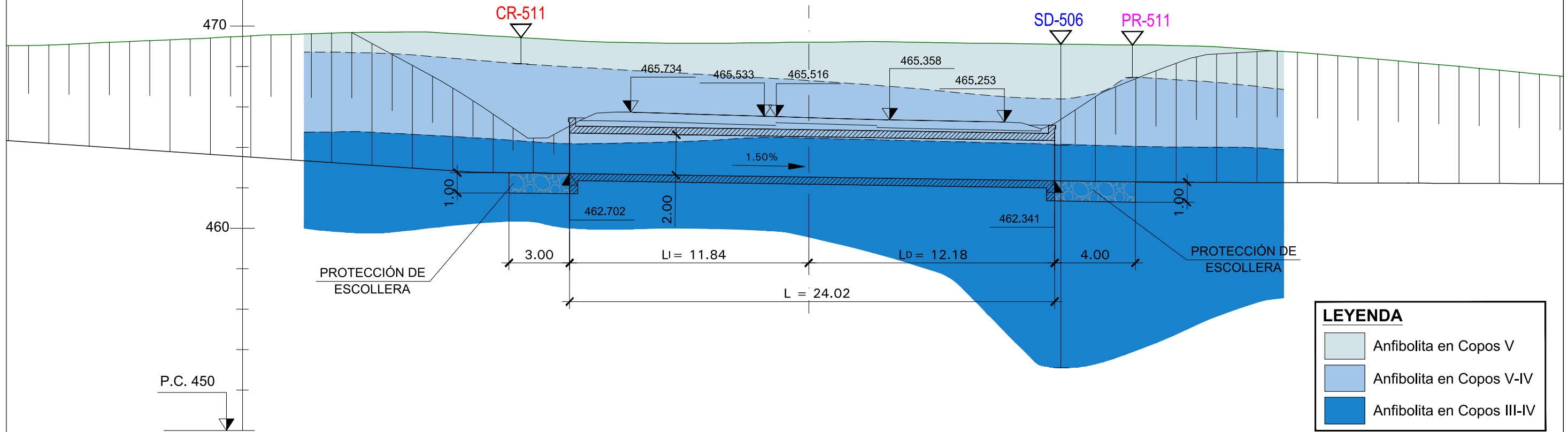


LEYENDA	
	Tierra Vegetal + Coluvión
	Anfibolita en Copos V
	Anfibolita en Copos V-IV
	Anfibolita en Copos III-IV

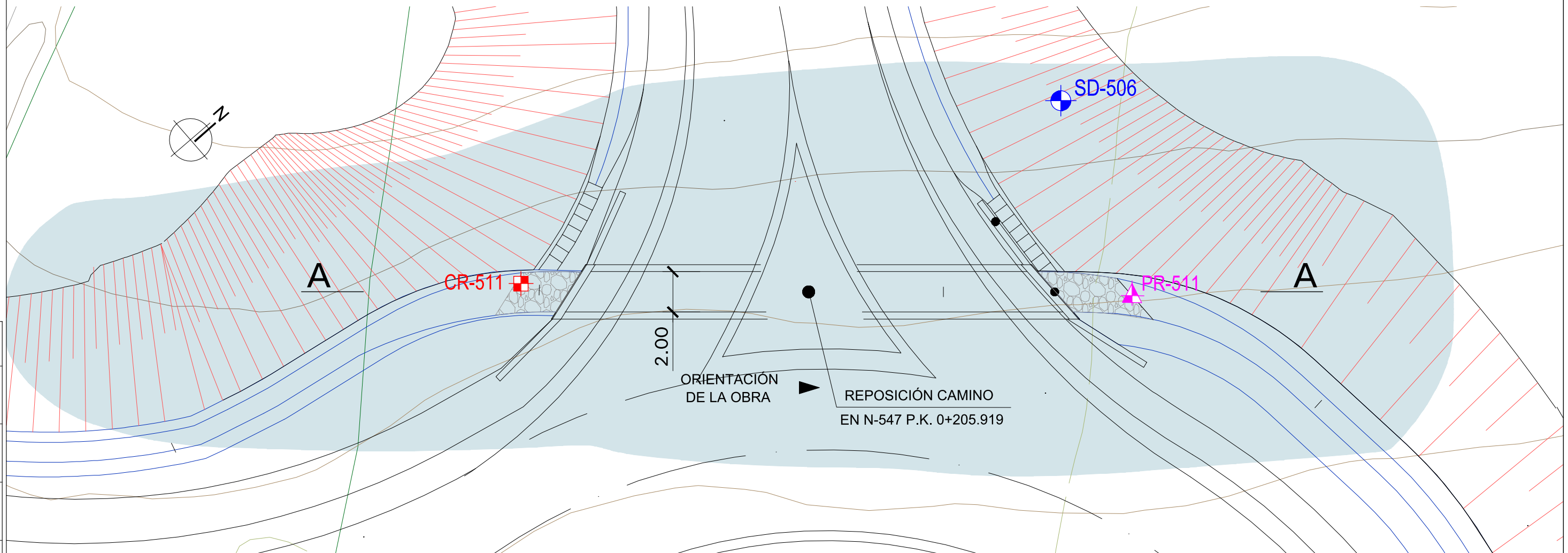


CÓDIGO:	
DIBUJADO:	
REVISADO:	
FECHA:	
Nº REVIS.:	

O.D. - 1.4.1
REPOSICIÓN CAMINO
EN N-547 P.K. 0+205.919

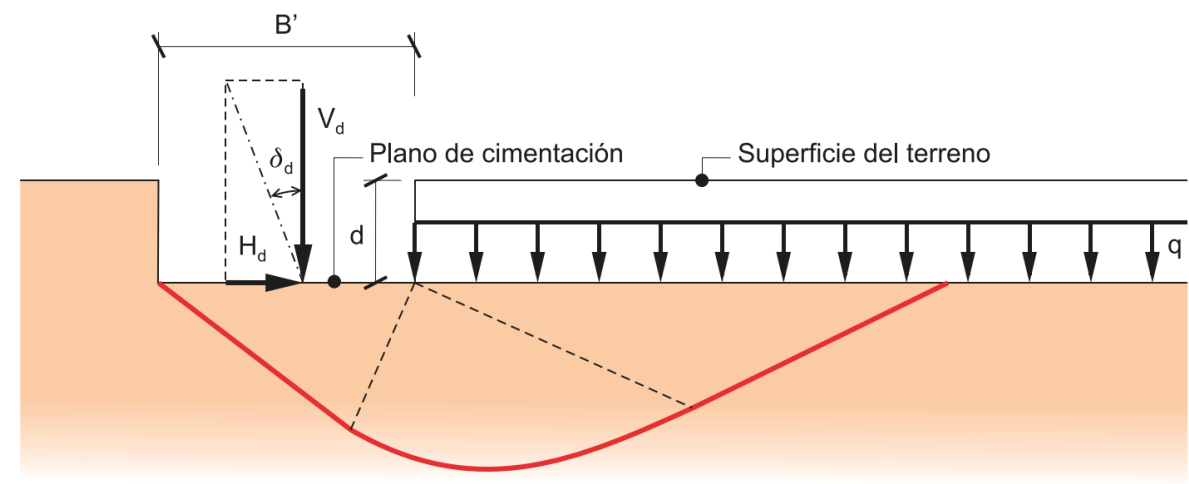
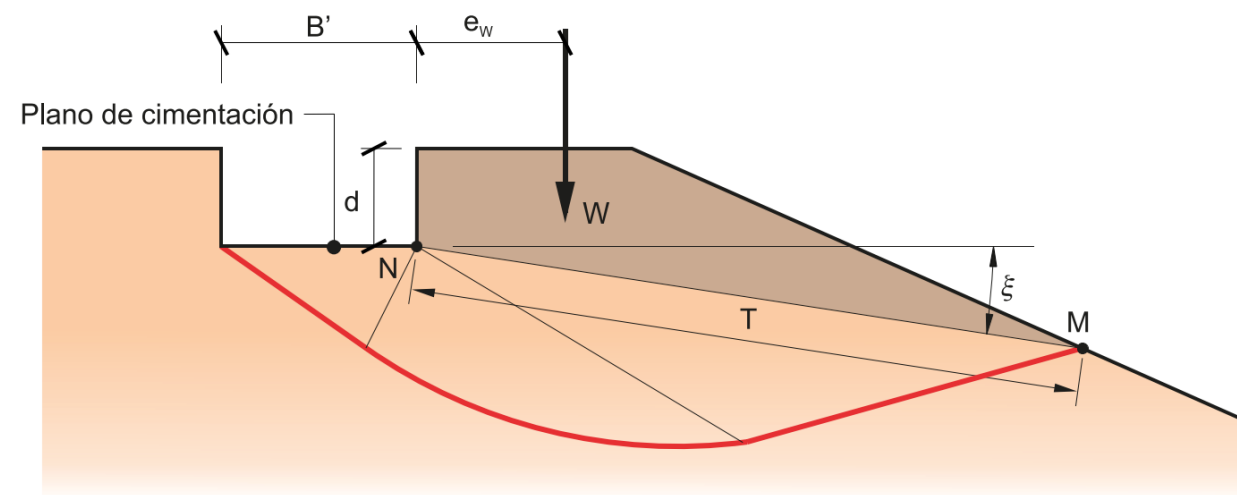
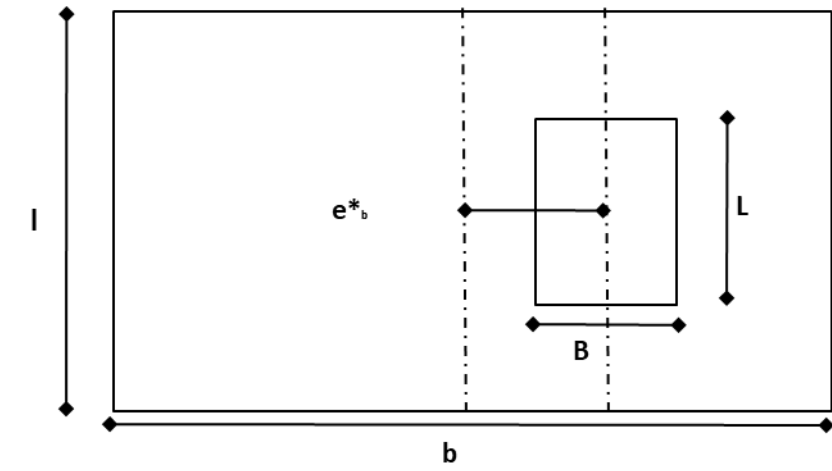
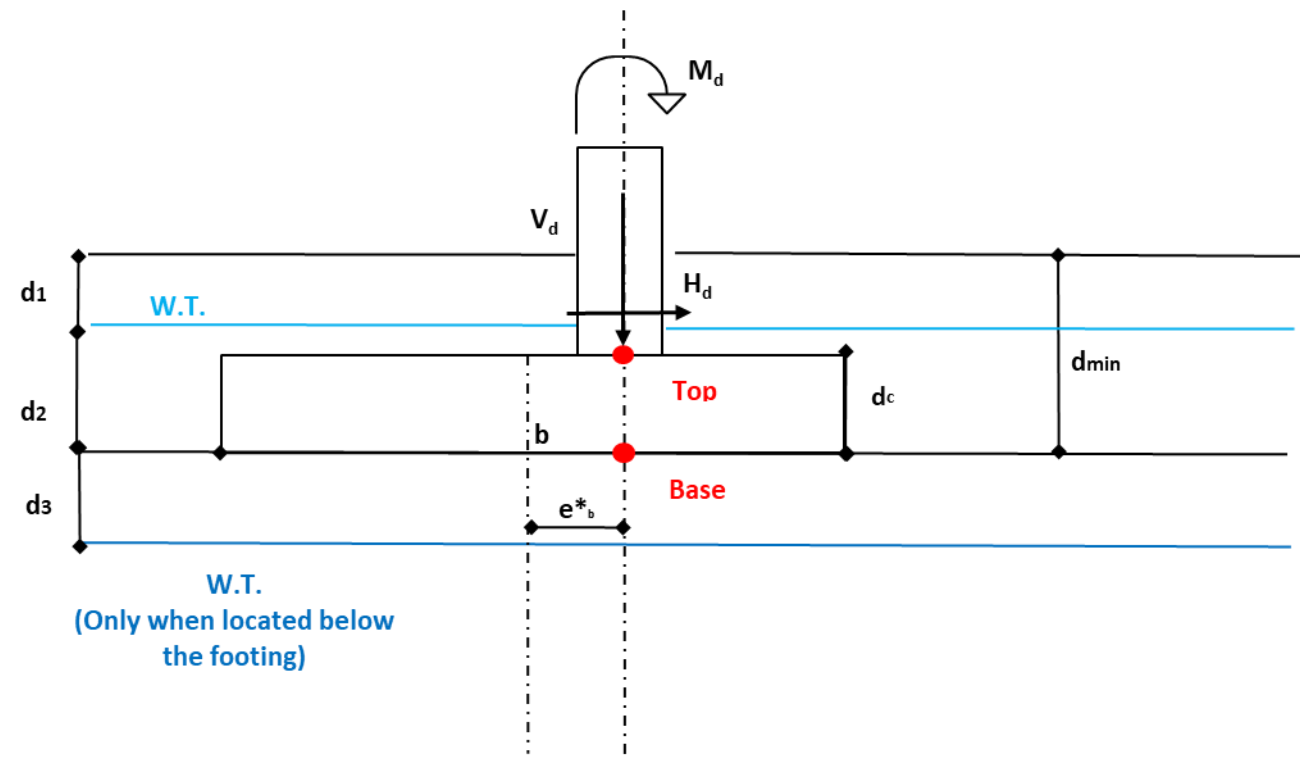


LEYENDA	
	Anfibolita en Copos V
	Anfibolita en Copos V-IV
	Anfibolita en Copos III-IV



CÓDIGO:	Nº REVIS.:
FECHA:	
REVISADO:	
DIBUJADO:	

APÉNDICE 3 – CÁLCULOS



HUNDIMIENTO / BEARING CAPACITY ACCORDING TO EC7

Tipo de Calculo / Type of Calculation	ELU - GEO Hundimiento, Deslizamiento, vuelco (DA2)
Situación de proyecto / Project situation	Persistente / Permanent
Tipología estructural / Structural typology	Obras viarias / Rail works
Tipo de Terreno / Soil Type	Suelo / Soil

V_d (kN)	=	13.747,30	FoS	1,15
MEETS THE STANDARD				
q_b (kN/m ²)	=	834,78		
R_k (kN)	=	29.342,68		
R_d (kN)	=	15.860,91		

Parametros Manuales / Manual Parameters

	Coef	In use		Location	In use
vF (A)	Fav	1	✓	Base	✓
	Desfav	1,5			
yM (M)	Y _{av}	1	✓	Base	✓
	Y _c or Y _{cu}	1			
	Y _u	1			
yR (R)	y _{lv}	1,85	✓		

Loads	In use
v (kN/m)	981,95
h (kN/m)	268,43
m _b (kNm/m)	927,93
m _i (kNm/M)	587,91
e _{1v} (m)	0,00
e _{1i} (m)	0,00

Geotechnical	In use
c' or C _u (kN/m ²)	3
φ _v (°)	38
γ (kN/m ³)	18
γ' (kN/m ³)	8,5

Parametros de Calculo

Geotechnical Parameters	Manual
c' or c _{uk} (kN/m ²)	3,00
φ _v (°)	38,00
γ (kN/m ³)	18,00
γ' (kN/m ³)	8,50

Design Coefficients	Manual
Y _c or Y _{cu}	1,00
Y _{av}	1,00
Y _u	1,00
y _{lv}	1,85

Loads (Top of Foundation)	Manual
V (kN)	13.747,30
Hb (kN)	3.758,00
Hi (kN)	85,00
M _b (kNm)	12.991,00
M _i (kNm)	8.230,70
θ (°)	90,00

Design Parameters	
c' or c _{ud} (kN/m ²)	3,00
φ _d (°)	38,00
q' (kN/m ²)	29,50

Dimensions of the foundation	
b (m)	4,10
l (m)	14,00
d _c (m)	0,80

Talud Cercano / Slope close	
Talud / Slope	Yes
Talud Cercano ?	✓
β (°) calculo	17,96

Loads (Base of Foundation)	
V (kN)	13.747,30
Hb (kN)	3.758,00
Hi (kN)	85,00
M _b (kNm)	12.991,00
M _i (kNm)	8.230,70

Groundwater level	
Water Table above the base	No
Water Table under the base and within beff	No
d or d _{min} (m)	2,8
d ₁ (m)	0
d ₂ (m)	2,80
d ₃ (m) (Only used if WT is below the base)	1,20

Earth pressure at foundation level	
γ _v (kN/m ³)	18,00
γ _{v'} (kN/m ³)	8,50
γ _{sat} (kN/m ³)	18,00
q' (kN/m ²)	50,40

Slopes & Foundation Characteristics	
α (°)	0,0
β (°)	45,0
Contact Base	Rugosa / Rough
D (m)	3,0

Casos de Carga

ELU - EL1	ELU - EL2	ELU - EL3	ELU - EL4
V (kN)	13.747,30	V (kN)	14.841,90
Hb (kN)	3.758,00	Hb (kN)	2.359,40
Hi (kN)	85,00	Hi (kN)	85,00
M _b (kNm)	12.991,00	M _b (kNm)	14.744,70
M _i (kNm)	-8.230,70	M _i (kNm)	-4.535,40

ELU - EL1	ELU - EL2	ELU - EL3	ELU - EL4
v (kN/m)	981,95	v (kN/m)	1.060,14
hb (kN/m)	268,43	hb (kN/m)	168,53
m _b (kNm/m)	927,93	m _b (kNm/m)	1.053,19
m _i (kNm/M)	587,91	m _i (kNm/M)	323,96
Hi (kN)	85,00	Hi (kN)	85,00

Calculo Variante de la formulación analítica

Effective dimensions	
e _b (m)	0,60
e _i (m)	0,94
b _{eff} (m)	2,90
l _{eff} (m)	12,11
A _{eff} (m ²)	35,15
m _b	1,81
m _i	0,00
m	1,81
δB	15,66
δL	0,35

Load Factors	
N _c	61,35
N _q	48,93
N _γ	74,90

Base Factors	
b _c	1,00
b _q	1,00
b _γ	1,00

Shape Factors	B	L
s _c	1,19	4,33
s _q	1,19	4,33
s _γ	0,90	0,90

Inclination Factors	
i _c	0,52
i _q	0,53
i _γ	0,38

Ground Factors	
g _c	0,87
g _q	0,41
g _γ	0,41

Depth Factors	B	L
d _c	1,18	1,05
d _q	1,18	1,05
d _γ	1,00	

Auxiliar β (°) calculation

q	29,50	ξ (Iterativa)	17,9561	Xp	Yp
ew	3,27	comp	0,00	T	8,58
T	9,02	ξ (Final)	17,96	L	-5,58
D	3,00	L	7,8922		
d	2,80	β (°)	45,00		
		y _b (kN/m ³)	18,00		
		S	2,80		

	x
W	366,91
W1	8,40
W2	3,92
W3	8,06

HUNDIMIENTO / BEARING CAPACITY ACCORDING TO EC7

Tipo de Calculo / Type of Calculation	ELU - GEO Hundimiento, Deslizamiento, vuelco (DA2)
Situación de proyecto / Project situation	Persistente / Permanent
Tipología estructural / Structural typology	Obras viarias / Rail works
Tipo de Terreno / Soil Type	Suelo / Soil

V_d (kN)	=	13.747,30	FoS	1,15
MEETS THE STANDARD				
q_b (kN/m ²)	=	834,63		
R_k (kN)	=	29.337,49		
R_d (kN)	=	15.858,10		

Parametros Manuales / Manual Parameters

	Coef	In use		Location	In use
vF (A)	Fav	1	✓	Base	✓
	Desfav	1,5			
yM (M)	Y _{av}	1	✓	Base	✓
	Y _c or Y _{cu}	1			
	Y _v	1			
yR (R)	y _{lv}	1,85	✓		

Loads	In use
v (kN/m)	981,95
h (kN/m)	268,49
m _b (kNm/m)	927,93
m _i (kNm/M)	587,91
e _v (m)	0,00
e _i (m)	0,00

Geotechnical	In use
c' or C _v (kN/m ²)	3
φ _v (°)	38
γ (kN/m ³)	18
γ' (kN/m ³)	8,5

Parametros de Calculo

Geotechnical Parameters	Manual
c' or c _{uk} (kN/m ²)	3,00
φ _v (°)	38,00
γ (kN/m ³)	18,00
γ' (kN/m ³)	8,50

Design Coefficients	Manual
Y _c or Y _{cu}	1,00
Y _{av}	1,00
Y _v	1,00
y _{lv}	1,85

Loads (Top of Foundation)	Manual
V (kN)	13.747,30
Hb (kN)	3.758,80
Hi (kN)	85,00
M _b (kNm)	12.991,00
M _i (kNm)	8.230,70
θ (°)	90,00

Design Parameters	
c' or c _{ed} (kN/m ²)	3,00
φ _d (°)	38,00
q' (kN/m ²)	29,50

Dimensions of the foundation	
b (m)	4,10
l (m)	14,00
d _c (m)	0,80

Talud Cercano / Slope close	
Talud / Slope	Yes
Talud Cercano ?	✓
β (°) calculo	17,96

Loads (Base of Foundation)	
V (kN)	13.747,30
Hb (kN)	3.758,80
Hi (kN)	85,00
M _b (kNm)	12.991,00
M _i (kNm)	8.230,70

Geotechnical Parameters	Manual
Water Table above the base	No
Water Table under the base and within beff	No
d or d _{min} (m)	2,8
d ₁ (m)	0
d ₂ (m)	2,80
d ₃ (m) (Only used if WT is below the base)	1,20

Groundwater level	Checked
Water Table above the base	No
Water Table under the base and within beff	No

Earth pressure at foundation level	
γ _v (kN/m ³)	18,00
γ _{v'} (kN/m ³)	8,50
γ _{sat} (kN/m ³)	18,00
q' (kN/m ²)	50,40

Slopes & Foundation Characteristics	
α (°)	0,0
β (°)	45,0
Contact Base	Rugosa / Rough
D (m)	3,0

Casos de Carga

ELU - EL1	ELU - EL2	ELU - EL3	ELU - EL4
V (kN)	13.747,30	V (kN)	14.841,90
Hb (kN)	3.758,80	Hb (kN)	2.359,40
Hi (kN)	85,00	Hi (kN)	85,00
M _b (kNm)	12.991,00	M _b (kNm)	14.744,70
M _i (kNm)	-8.230,70	M _i (kNm)	-4.535,40

ELU - EL1	ELU - EL2	ELU - EL3	ELU - EL4
v (kN/m)	981,95	v (kN/m)	1.060,14
hb (kN/m)	268,43	hb (kN/m)	168,53
m _b (kNm/m)	927,93	m _b (kNm/m)	1.053,19
m _i (kNm/M)	587,91	m _i (kNm/M)	323,96
Hi (kN)	85,00	Hi (kN)	85,00

Calculo Variante de la formulación analítica

Effective dimensions	
e _b (m)	0,60
e _i (m)	0,94
b _{eff} (m)	2,90
l _{eff} (m)	12,11
A _{eff} (m ²)	35,15
m _b	1,81
m _i	0,00
m	1,81
δB	15,67
δL	0,35

Load Factors	
N _c	61,35
N _q	48,93
N _γ	74,90

Base Factors	
b _c	1,00
b _q	1,00
b _γ	1,00

Shape Factors	B	L
s _c	1,19	4,33
s _q	1,19	4,33
s _γ	0,90	0,90

Inclination Factors	
i _c	0,52
i _q	0,53
i _γ	0,38

Ground Factors	
g _c	0,87
g _q	0,41
g _γ	0,41

Depth Factors	B	L
d _c	1,18	1,05
d _q	1,18	1,05
d _γ	1,00	

Auxiliar β (°) calculation

q	29,50	ξ (Iterativa)	17,9548	Xp	Yp
ew	3,27	comp	0,00	T	8,58
T	9,02	ξ (Final)	17,96	L	-5,58
D	3,00	L	7,8917		
d	2,80	β (°)	45,00		
		y _b (kN/m ³)	18,00		
		S	2,80		

	x
W	366,90
W1	8,40
W2	3,92
W3	8,06

HUNDIMIENTO / BEARING CAPACITY ACCORDING TO EC7

Tipo de Calculo / Type of Calculation	ELU - GEO Hundimiento, Deslizamiento, vuelco (DA2)
Situación de proyecto / Project situation	Persistente / Permanent
Tipología estructural / Structural typology	Obras viarias / Rail works
Tipo de Terreno / Soil Type	Suelo / Soil

V_d (kN) =	14.841,90	FoS	1,44
MEETS THE STANDARD			
q_b (kN/m ²) =	945,23		
R_k (kN) =	39.616,13		
R_d (kN) =	21.414,12		

Parametros Manuales / Manual Parameters

	Coef	In use		Location	In use
vF (A)	Fav	1	✓	Base	✓
	Desfav	1,5			
γM (M)	γ _g	1	✓	Base	✓
	γ _c or γ _{cu}	1			
	γ _s	1			
vR (R)	γ _{ltv}	1,85	✓		

Loads	In use
v (kN/m)	1.060,14
h (kN/m)	168,53
m _b (kNm/m)	1.053,19
m _i (kNm/M)	323,96
e _{1s} (m)	0,00
e _{1i} (m)	0,00

Geotechnical	In use
c' or C _u (kN/m ²)	3
φ _v (°)	38
γ (kN/m ³)	18
γ' (kN/m ³)	8,5

Parametros de Calculo

Geotechnical Parameters	Manual
c' or c _{uk} (kN/m ²)	3,00
φ _v (°)	38,00
γ (kN/m ³)	18,00
γ' (kN/m ³)	8,50

Design Coefficients	Manual
γ _c or γ _{cu}	1,00
γ _g	1,00
γ _s	1,00
γ _{ltv}	1,85

Loads (Top of Foundation)	Manual
V (kN)	14.841,90
Hb (kN)	2.359,40
Hi (kN)	85,00
M _b (kNm)	14.744,70
M _i (kNm)	4.535,40
θ (°)	90,00

Design Parameters	
c' or c _{ud} (kN/m ²)	3,00
φ _d (°)	38,00
q' (kN/m ²)	28,16

Dimensions of the foundation	
b (m)	4,10
l (m)	14,00
d _c (m)	0,40

Talud Cercano / Slope close	
Talud / Slope	Yes
Talud Cercano ?	✓
β (°) calculo	22,92

Loads (Base of Foundation)	
V (kN)	14.841,90
Hb (kN)	2.359,40
Hi (kN)	85,00
M _b (kNm)	14.744,70
M _i (kNm)	4.535,40

Groundwater level	
Water Table above the base	No
Water Table under the base and within beff	No
d or d _{min} (m)	2,8
d ₁ (m)	0
d ₂ (m)	2,80
d ₃ (m) (Only used if WT is below the base)	1,20

Earth pressure at foundation level	
γ _b (kN/m ³)	18,00
γ _s (kN/m ³)	8,50
γ _{es} (kN/m ³)	18,00
q' (kN/m ²)	50,40

Slopes & Foundation Characteristics	
α (°)	0,0
β (°)	45,0
Contact Base	Rugosa / Rough
D (m)	3,0

Casos de Carga

ELU - EL1	ELU - EL2	ELU - EL3	ELU - EL4
V (kN)	13.747,30	V (kN)	14.841,90
Hb (kN)	3.758,00	Hb (kN)	2.359,40
Hi (kN)	85,00	Hi (kN)	85,00
M _b (kNm)	12.991,00	M _b (kNm)	14.744,70
M _i (kNm)	-8.230,70	M _i (kNm)	-4.535,40

ELU - EL1	ELU - EL2	ELU - EL3	ELU - EL4
v (kN/m)	981,95	v (kN/m)	1.060,14
hb (kN/m)	268,43	hb (kN/m)	168,53
m _b (kNm/m)	927,93	m _b (kNm/m)	1.053,19
m _i (kNm/M)	587,91	m _i (kNm/M)	323,96
Hi (kN)	85,00	Hi (kN)	85,00

Calculo Variante de la formulación analítica

Effective dimensions	
e _b (m)	0,31
e _i (m)	0,99
b _{eff} (m)	3,49
l _{eff} (m)	12,01
A _{eff} (m ²)	41,91
m _b	1,77
m _i	0,00
m	1,77
δB	9,11
δL	0,33

Load Factors	
N ₁	61,35
N ₂	48,93
N ₃	74,90

Base Factors	
b _c	1,00
b _i	1,00
b _y	1,00

Shape Factors	B	L
s _c	1,23	3,75
s _i	1,23	3,75
s _y	0,88	0,88

Inclination Factors	
i _c	0,69
i _i	0,70
i _y	0,59

Ground Factors	
g _c	0,84
g _i	0,30
g _y	0,30

Depth Factors	B	L
d _c	1,16	1,05
d _i	1,16	1,05
d _y	1,00	

Auxiliar β (°) calculation

q	28,16	ξ (Iterativa)	22,9228	Xp	Yp
ew	3,78	comp	0,00	T	10,05
T	10,91	ξ (Final)	22,92	L	-7,05
D	3,00	L	9,9700		
d	2,80	β (°)	45,00		
		γ _b (kN/m ³)	18,00		
		S	2,80		

	x
W	443,61
W1	8,40
W2	3,92
W3	12,32

HUNDIMIENTO / BEARING CAPACITY ACCORDING TO EC7

Tipo de Cálculo / Type of Calculation	ELU - GEO Hundimiento, Deslizamiento, vuelco (DA2)
Situación de proyecto / Project situation	Persistente / Permanent
Tipología estructural / Structural typology	Obras viarias / Rail works
Tipo de Terreno / Soil Type	Suelo / Soil

V_d (kN)	=	13.747,30	FoS	1,15
MEETS THE STANDARD				
q_b (kN/m ²)	=	834,84		
R_k (kN)	=	29.344,92		
R_d (kN)	=	15.862,12		

Parametros Manuales / Manual Parameters

	Coef	In use		Location	In use
vF (A)	Fav	1	✓	Base	✓
	Desfav	1,5			
γM (M)	γ _g	1	✓	Base	✓
	γ _c or γ _{cu}	1			
	γ _s	1			
γR (R)	γ _{ltv}	1,85	✓		

Loads	In use
v (kN/m)	981,95
h (kN/m)	268,49
m _b (kNm/m)	927,93
m _i (kNm/M)	587,91
e _{1s} (m)	0,00
e _{1i} (m)	0,00

Geotechnical	In use
c' or C _v (kN/m ²)	3
φ _v (°)	38
γ (kN/m ³)	18
γ' (kN/m ³)	8,5

Parametros de Cálculo

Geotechnical Parameters	Manual
c' or c _{uk} (kN/m ²)	3,00
φ _v (°)	38,00
γ (kN/m ³)	18,00
γ' (kN/m ³)	8,50

Design Coefficients	Manual
γ _c or γ _{cu}	1,00
γ _g	1,00
γ _s	1,00
γ _{ltv}	1,85

Loads (Top of Foundation)	Manual
V (kN)	13.747,30
Hb (kN)	3.758,80
Hi (kN)	85,00
M _b (kNm)	12.991,00
M _i (kNm)	8.230,70
θ (°)	90,00

Design Parameters	
c' or c _{ud} (kN/m ²)	3,00
φ _{ud} (°)	38,00
q' (kN/m ²)	29,50

Dimensions of the foundation	
b (m)	4,10
l (m)	14,00
d _c (m)	0,40

Talud Cercano / Slope close	
Talud / Slope	Yes
Talud Cercano ?	✓
β (°) calculo	17,96

Loads (Base of Foundation)	
V (kN)	13.747,30
Hb (kN)	3.758,80
Hi (kN)	85,00
M _b (kNm)	12.991,00
M _i (kNm)	8.230,70

Earth pressure at foundation level	
γ _b (kN/m ³)	18,00
γ _s (kN/m ³)	8,50
γ _{es} (kN/m ³)	18,00
q' (kN/m ²)	50,40

Slopes & Foundation Characteristics	
α (°)	0,0
β (°)	45,0
Contact Base	Rugosa / Rough
D (m)	3,0

Groundwater level	
Water Table above the base	No
Water Table under the base and within beff	No
d or d _{min} (m)	2,8
d ₁ (m)	0
d ₂ (m)	2,80
d ₃ (m) (Only used if WT is below the base)	1,20

Checked	
Water Table above the base	Checked

Casos de Carga

ELU - EL1	ELU - EL2	ELU - EL3	ELU - EL4
V (kN)	13.747,30	V (kN)	14.841,90
Hb (kN)	3.758,00	Hb (kN)	2.359,40
Hi (kN)	85,00	Hi (kN)	85,00
M _b (kNm)	12.991,00	M _b (kNm)	14.744,70
M _i (kNm)	-8.230,70	M _i (kNm)	-4.535,40

ELU - EL1	ELU - EL2	ELU - EL3	ELU - EL4
v (kN/m)	981,95	v (kN/m)	1.060,14
hb (kN/m)	268,43	hb (kN/m)	168,53
m _b (kNm/m)	927,93	m _b (kNm/m)	1.053,19
m _i (kNm/M)	587,91	m _i (kNm/M)	323,96
Hi (kN)	85,00	Hi (kN)	85,00

Calculo Variante de la formulación analítica

Effective dimensions	
e _b (m)	0,60
e _i (m)	0,94
b _{eff} (m)	2,90
l _{eff} (m)	12,11
A _{eff} (m ²)	35,15
m _b	1,81
m _i	0,00
m	1,81
δB	15,67
δL	0,35

Load Factors	
N _c	61,35
N _s	48,93
N _y	74,90

Base Factors	
b _c	1,00
b _s	1,00
b _y	1,00

Shape Factors	B	L
s _c	1,19	4,33
s _s	1,19	4,33
s _y	0,90	0,90

Inclination Factors	
i _c	0,52
i _s	0,53
i _y	0,38

Ground Factors	
g _c	0,87
g _s	0,41
g _y	0,41

Depth Factors	B	L
d _c	1,18	1,05
d _s	1,18	1,05
d _y	1,00	

Auxiliar β (°) calculation

q	29,50	ξ (Iterativa)	17,9548	Xp	Yp
ew	3,27	comp	0,00	T	8,58
T	9,02	ξ (Final)	17,96	L	-5,58
D	3,00	L	7,8917		
d	2,80	β (°)	45,00		
		γ _b (kN/m ³)	18,00		
		S	2,80		

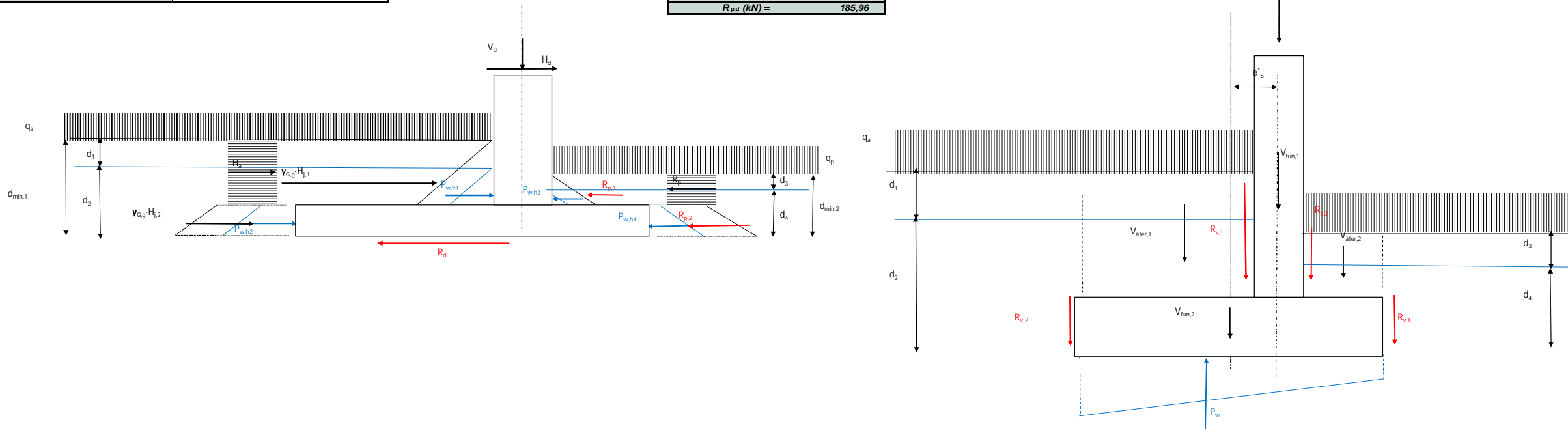
	x
W	366,90
W1	8,40
W2	3,92
W3	8,06

Deslizamiento / Sliding TO EC7

Tipo de Calculo / Type of Calculation	ELU - GEO Hundimiento, Deslizamiento, vuelco (DA2)
Situacion de proyecto / Project situation	Persistente / Permanent
Tipologia estructural / Structural typology	Obras viarias / Rail works
Tipo de Terreno / Soil Type	Suelo / Soil
Muro o Zapata	Zapata / Shallow

H_d (kN) =	3.758,80
$H_{Q,d} + H_{O,d} + H_{I,d}$ (kN) =	4.009,84
$H_d \leq R_d + R_{p,d}$	MEETS THE STANDARD
R_d (kN) =	7.811,32
$R_{p,d}$ (kN) =	185,96

FoS 1,99



Parametros de Calculo

Geotechnical Parameters	Manual
c'_k or c_{uk} (kN/m ²)	3,00
ϕ'_k (°)	38,00
γ (kN/m ³)	18,00
γ' (kN/m ³)	8,00

Design Coefficients	Manual
$\gamma_{c,1}$ or $\gamma_{c,2}$	1,00
$\gamma_{p,1}$	1,00
$\gamma_{p,2}$	1,00
γ_{Rh}	1,10

Loads (Top of Foundation)	Manual
V_d (kN)	13747,30
$H_{d,1}$ (kN)	3758,80
$H_{d,2}$ (kN)	85,00
$M_{b,d}$ (kNm)	12991,00
$M_{t,d}$ (kNm)	8230,70
B (°)	90,00

Design Parameters	Manual
$c'_{d,1}$ or $c'_{d,2}$ (kN/m ²)	3,00
$\phi'_{d,1}$ (°)	38,00

Prefabricated?	NO
γ_d	1,00

Dimensions of the foundations	Manual
b (m)	4,10
l (m)	14,00
d (m)	0,80
e_b (m)	0,60
e_l (m)	0,94
b_{int} (m)	2,90
l_{int} (m)	12,11
A_{int} (m)	35,15

Permanent Vertical Loads	Manual
V (kN)	13.747,30
$V_{fun,1}$ (kN)	0,00
$V_{fun,2}$ (kN)	0,00
$V_{ster,1}$ (kN)	0,00
$V_{ster,2}$ (kN)	0,00
V_d (kN)	13.747,30

Dimensions of the column/wall	Manual
e'_b (m)	0,00
B (m)	1,00
L (m)	14,00
H (m)	0,00

Loads (Base of Foundation)	Manual
$V_{G,d}$	1,00
$V_{d,b}$ (kN)	13.747,30

Resistance	Manual
R_d ($\phi/k \neq 0$)	7811,32
R_d ($\phi/k = 0$)	1342,10

Back Face Horizontal Loads	Manual
Desfavorable / Unfavourable	
$V_{O,d}$	1,35
$H_{1,1}$ (kN)	0,00
$H_{1,2}$ (kN)	185,96
$H_{2,1}$ (kN)	0,00
$H_{2,2}$ (kN)	185,96

Water Loads	Manual
Desfavorable / Unfavourable	
$V_{G,d}$	1,35
$P_{w,h,1}$ (kN)	0,00
$P_{w,h,2}$ (kN)	0,00
$P_{w,b}$ (kN)	0,00

Earth Horizontal Loads	Manual
Favorable / Favourable	
$R_{p,d,1}$ (kN)	0,00
$R_{p,d,2}$ (kN)	185,96
R_p (kN)	0,00
$R_{p,d}$ (kN)	185,96

Water Loads	Manual
Favorable / Favourable	
$P_{w,h,3}$ (kN)	0,00
$P_{w,h,4}$ (kN)	0,00

Parametros Manuales / Manual Parameters

yF (A)	Coef		In use
	Fav	1	✓
yM (M)	Desfav	1,5	
	$\gamma_{c,1}$ or $\gamma_{c,2}$	1	
yR (R)	$\gamma_{c,1}$	1	
	γ_{Rh}	1,1	

Loads	In use
	Location

Geotechnical	In use
	c' or C_u (kN/m ²)
ϕ'_k (°)	38
γ (kN/m ³)	18
γ' (kN/m ³)	8

Casos de Carga

ELU - EL1	ELU - EL2	ELU - EL3	ELU - EL4
V (kN)	13.747,30	14.841,90	13.747,30
H_b (kN)	3.758,80	2.359,40	3.758,80
H_l (kN)	85,00	85,00	85,00
M_b (kNm)	12.991,00	14.744,70	12.991,00
M_t (kNm)	-8.230,70	-8.230,70	-8.230,70

ELU - EL1	ELU - EL2	ELU - EL3	ELU - EL4
v (kN/m)	981,95	1.060,14	981,95
h_b (kN/m)	268,49	168,53	268,49
m_b (kNm/m)	927,93	1.053,19	927,93
m_t (kNm/m)	587,91	323,96	587,91
H_l (kN)	85,00	85,00	85,00

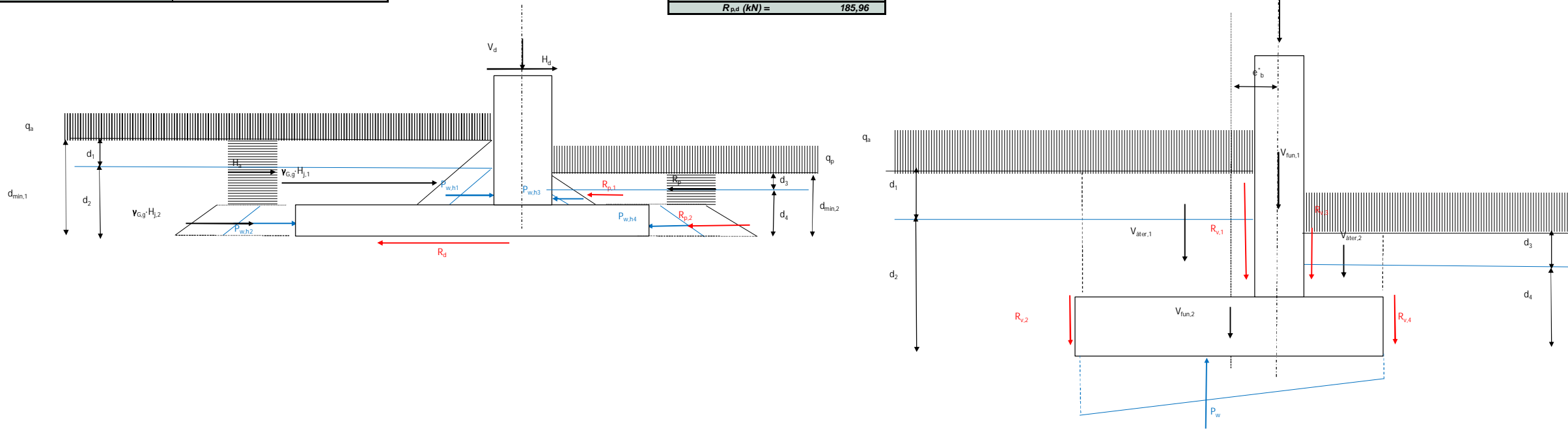
Superficial Distributed Loads	Manual
q_a (kN/m ²)	10,00
H_a (kN)	0,00
q_b (kN/m ²)	10,00
R_p (kN)	0,00

Deslizamiento / Sliding TO EC7

Tipo de Calculo / Type of Calculation	ELU - GEO Hundimiento, Deslizamiento, vuelco (DA2)
Situacion de proyecto / Project situation	Persistente / Permanent
Tipologia estructural / Structural typology	Obras viarias / Rail works
Tipo de Terreno / Soil Type	Suelo / Soil
Muro o Zapata	Zapata / Shallow

H_d (kN) =	3.758,80
$H_{G,d} + H_{Q,d} + H_{I,d}$ (kN) =	4.009,84
$H_d \leq R_d + R_{p,d}$	MEETS THE STANDARD
R_d (kN) =	7.811,32
$R_{p,d}$ (kN) =	185,96

FoS 1,99



Parametros de Calculo

Geotechnical Parameters	Manual
c'_k or $c_{u,k}$ (kN/m ²)	3,00
ϕ'_k (°)	38,00
γ (kN/m ³)	18,00
γ' (kN/m ³)	8,00

Design Coefficients	Manual
$\gamma_{c,1}$ or $\gamma_{c,u}$	1,00
$\gamma_{p,1}$	1,00
$\gamma_{c,2}$	1,00
γ_{Rh}	1,10

Loads (Top of Foundation)	Manual
V_d (kN)	13747,30
$H_{G,d}$ (kN)	3758,80
$H_{Q,d}$ (kN)	85,00
$M_{b,d}$ (kNm)	12991,00
$M_{i,d}$ (kNm)	8230,70
B (°)	90,00

Design Parameters	Manual
$c'_{d,1}$ or $c_{u,d}$ (kN/m ²)	3,00
$\phi'_{d,1}$ (°)	38,00

Prefabricated?	NO
γ_d	1,00

Dimensions of the foundations	Manual
b (m)	4,10
l (m)	14,00
d (m)	0,80
e_b (m)	0,94
e_i (m)	0,60
b_{int} (m)	2,21
l_{int} (m)	12,80
A_{int} (m)	28,29

Permanent Vertical Loads	Manual
V (kN)	13.747,30
$V_{fun,1}$ (kN)	0,00
$V_{fun,2}$ (kN)	0,00
$V_{at,1}$ (kN)	0,00
$V_{at,2}$ (kN)	0,00
V_d (kN)	13.747,30

Dimensions of the column/wall	Manual
e'_b (m)	0,00
B (m)	1,00
L (m)	14,00
H (m)	0,00

Loads (Base of Foundation)	Manual
$V_{G,d}$	1,00
$V_{Q,d}$ (kN)	13.747,30

Resistance	Manual
R_d ($\phi'_k \neq 0$)	7811,32
R_d ($\phi'_k = 0$)	1080,32

Back Face Horizontal Loads	Manual
Desfavorable / Unfavourable	
$Y_{G,d}$	1,35
$H_{1,1}$ (kN)	0,00
$H_{1,2}$ (kN)	185,96
$H_{1,3}$ (kN)	0,00
$H_{1,4}$ (kN)	185,96

Water Loads	Manual
Desfavorable / Unfavourable	
$V_{G,d}$	1,35
$P_{w,h,1}$ (kN)	0,00
$P_{w,h,2}$ (kN)	0,00
$P_{w,h}$ (kN)	0,00

Earth Horizontal Loads	Manual
Favorable / Favourable	
$R_{p,d,1}$ (kN)	0,00
$R_{p,d,2}$ (kN)	185,96
$R_{p,d}$ (kN)	0,00
$R_{p,d}$ (kN)	185,96

Water Loads	Manual
Favorable / Favourable	
$P_{w,h,3}$ (kN)	0,00
$P_{w,h,4}$ (kN)	0,00

Parametros Manuales / Manual Parameters

yF (A)	Coef		In use
	Fav	1	✓
yM (M)	Desfav	1,5	
	$\gamma_{c,1}$ or $\gamma_{c,u}$	1	
yR (R)	$\gamma_{c,2}$	1	
	γ_{Rh}	1,1	

Loads	In use
	Location

Geotechnical	In use
c' or c_u (kN/m ²)	3
ϕ'_k (°)	38
γ (kN/m ³)	18
γ' (kN/m ³)	8

Casos de Carga

ELU - EL1	ELU - EL2	ELU - EL3	ELU - EL4
V (kN) 13.747,30	V (kN) 13.747,30	V (kN) 14.841,90	V (kN) 13.747,30
H_b (kN) 3.758,80	H_b (kN) 3.758,80	H_b (kN) 2.359,40	H_b (kN) 3.758,80
H_i (kN) 85,00	H_i (kN) 85,00	H_i (kN) 85,00	H_i (kN) 85,00
M_b (kNm) 12.991,00	M_b (kNm) 12.991,00	M_b (kNm) 14.744,70	M_b (kNm) 12.991,00
M_i (kNm) -8.230,70	M_i (kNm) -8.230,70	M_i (kNm) -4.535,40	M_i (kNm) -8.230,70

ELU - EL1	ELU - EL2	ELU - EL3	ELU - EL4
v (kN/m) 981,95	v (kN/m) 981,95	v (kN/m) 1.060,14	v (kN/m) 981,95
h_b (kN/m) 268,49	h_b (kN/m) 268,49	h_b (kN/m) 168,53	h_b (kN/m) 268,49
m_b (kNm/m) 927,93	m_b (kNm/m) 927,93	m_b (kNm/m) 1.053,19	m_b (kNm/m) 927,93
m_i (kNm/m) 587,91	m_i (kNm/m) 587,91	m_i (kNm/m) 323,96	m_i (kNm/m) 587,91
H_i (kN) 85,00	H_i (kN) 85,00	H_i (kN) 85,00	H_i (kN) 85,00

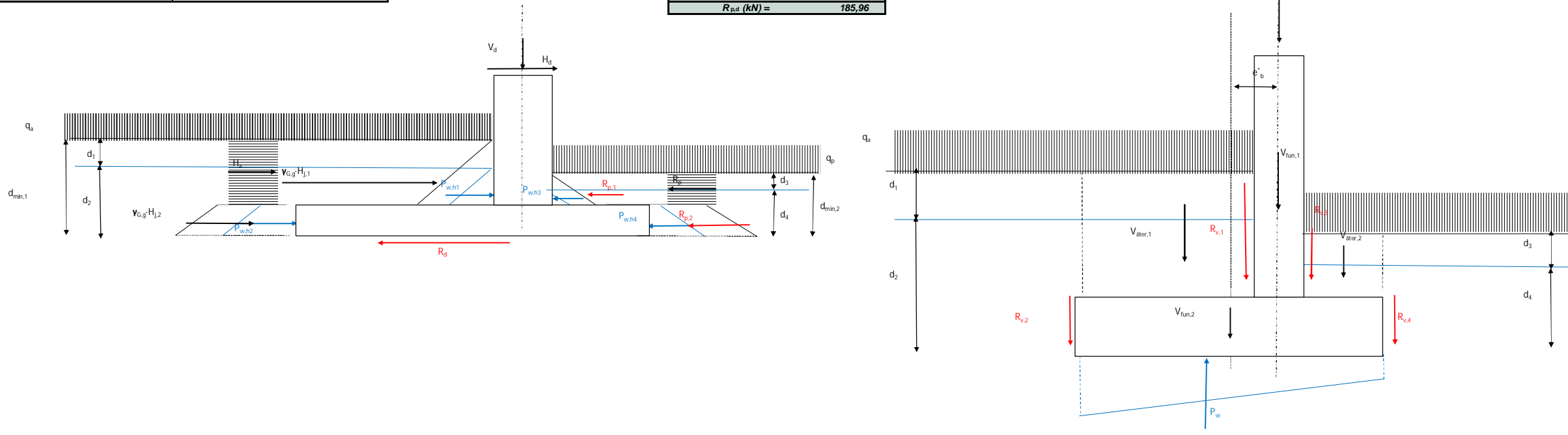
Superficial Distributed Loads	Manual
q_a (kN/m ²)	10,00
H_a (kN)	0,00
q_b (kN/m ²)	10,00
R_p (kN)	0,00

Deslizamiento / Sliding TO EC7

Tipo de Calculo / Type of Calculation	ELU - GEO Hundimiento, Deslizamiento, vuelco (DA2)
Situacion de proyecto / Project situation	Persistente / Permanent
Tipologia estructural / Structural typology	Obras viarias / Rail works
Tipo de Terreno / Soil Type	Suelo / Soil
Muro o Zapata	Zapata / Shallow

H_d (kN) =	2.359,40
$H_{Q,d} + H_{O,d} + H_{I,d}$ (kN) =	2.610,44
$H_d \leq R_d + R_{p,d}$	MEETS THE STANDARD
R_d (kN) =	8.433,28
$R_{p,d}$ (kN) =	185,96

FoS 3,30



Parametros de Calculo

Geotechnical Parameters	Manual
c'_k or c_{uk} (kN/m ²)	3,00
ϕ'_k (°)	38,00
γ (kN/m ³)	18,00
γ' (kN/m ³)	8,00

Design Coefficients	Manual
$\gamma_{c, or \gamma_{ul}}$	1,00
γ_{ϕ}	1,00
γ_{ψ}	1,00
γ_{Rh}	1,10

Loads (Top of Foundation)	Manual
V_d (kN)	14841,90
H_{dH} (kN)	2359,40
H_{dV} (kN)	85,00
$M_{b,d}$ (kNm)	14744,70
$M_{t,d}$ (kNm)	4535,40
B (°)	90,00

Design Parameters	Manual
$c'_{d, or c_{ud}}$ (kN/m ²)	3,00
$\phi'_{d, or \phi'_{ud}}$ (°)	38,00

Prefabricated?	NO
γ_d	1,00

Dimensions of the foundations	Manual
b (m)	4,10
l (m)	14,00
d (m)	0,80
e_b (m)	0,99
e_l (m)	0,31
b_{int} (m)	2,11
l_{int} (m)	13,39
A_{int} (m)	28,29

Permanent Vertical Loads	Manual
V (kN)	14.841,90
$V_{fun,1}$ (kN)	0,00
$V_{fun,2}$ (kN)	0,00
$V_{des,1}$ (kN)	0,00
$V_{des,2}$ (kN)	0,00
V_d (kN)	14.841,90

Dimensions of the column/wall	Manual
e'_b (m)	0,00
B (m)	1,00
L (m)	14,00
H (m)	0,00

Loads (Base of Foundation)	Manual
$\gamma_{G,d}$	1,00
$\gamma_{Q,d}$ (kN)	14.841,90

Resistance	Manual
R_d ($\phi'_k \neq 0$)	8433,28
R_d ($\phi'_k = 0$)	1080,24

Back Face Horizontal Loads	Manual
Desfavorable / Unfavourable	
$\gamma_{O,d}$	1,35
$H_{1,1}$ (kN)	0,00
$H_{1,2}$ (kN)	185,96
$H_{1,3}$ (kN)	0,00
$H_{1,4}$ (kN)	185,96

Water Loads	Manual
Desfavorable / Unfavourable	
$\gamma_{G,d}$	1,35
$P_{w,h1}$ (kN)	0,00
$P_{w,h2}$ (kN)	0,00
$P_{w,h}$ (kN)	0,00

Earth Horizontal Loads	Manual
Favorable / Favourable	
$R_{p,d1}$ (kN)	0,00
$R_{p,d2}$ (kN)	185,96
$R_{p,d}$ (kN)	0,00
$R_{p,d}$ (kN)	185,96

Water Loads	Manual
Favorable / Favourable	
$P_{w,h3}$ (kN)	0,00
$P_{w,h4}$ (kN)	0,00

Parametros Manuales / Manual Parameters

yF (A)	Coef		In use
	Fav	1	✓
yM (M)	Desfav	1,5	
	γ_{ψ}	1	
yR (R)	$\gamma_{c, or \gamma_{ul}}$	1	
	γ_{ψ}	1	
	γ_{Rh}	1,1	

Loads	In use
	Location

Geotechnical	In use
c' or c_{uk} (kN/m ²)	3
ϕ'_k (°)	38
γ (kN/m ³)	18
γ' (kN/m ³)	8

Casos de Carga

ELU - EL1	ELU - EL2	ELU - EL3	ELU - EL4
V (kN)	13.747,30	14.841,90	13.747,30
H_b (kN)	3.758,80	2.359,40	3.758,80
H_l (kN)	85,00	85,00	85,00
M_b (kNm)	12.991,00	14.744,70	12.991,00
M_t (kNm)	-8.230,70	-4.535,40	-8.230,70

ELU - EL1	ELU - EL2	ELU - EL3	ELU - EL4
v (kN/m)	981,95	1.060,14	981,95
h_b (kN/m)	268,49	168,53	268,49
m_b (kNm/m)	927,93	1.053,19	927,93
m_t (kNm/m)	587,91	323,96	587,91
H_l (kN)	85,00	85,00	85,00

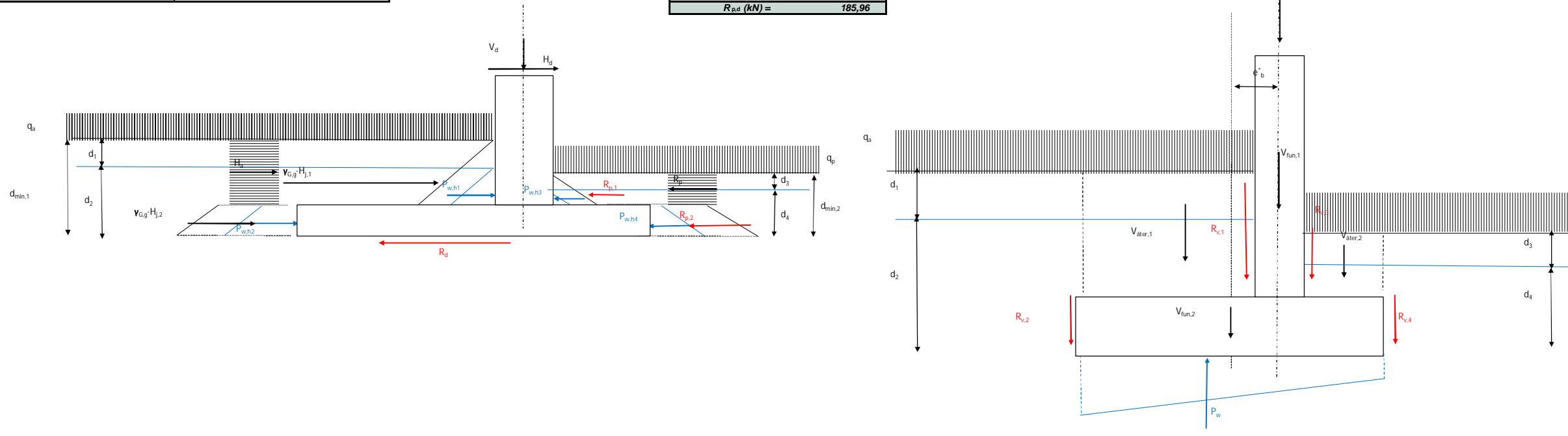
Superficial Distributed Loads	Manual
q_a (kN/m ²)	10,00
H_a (kN)	0,00
q_p (kN/m ²)	10,00
R_p (kN)	0,00

Deslizamiento / Sliding TO EC7

Tipo de Calculo / Type of Calculation	ELU - GEO Hundimiento, Deslizamiento, vuelco (DA2)
Situacion de proyecto / Project situation	Persistente / Permanent
Tipologia estructural / Structural typology	Obras viarias / Rail works
Tipo de Terreno / Soil Type	Suelo / Soil
Muro o Zapata	Zapata / Shallow

H_d (kN) =	3.758,80
$H_{Q,d} + H_{O,d} + H_{I,d}$ (kN) =	4.009,84
$H_d \leq R_d + R_{p,d}$	MEETS THE STANDARD
R_d (kN) =	7.811,32
$R_{p,d}$ (kN) =	185,96

FoS 1,99



Parametros de Calculo

Geotechnical Parameters	Manual
c'_k or c_{uk} (kN/m ²)	3,00
ϕ'_k (°)	38,00
γ (kN/m ³)	18,00
γ' (kN/m ³)	8,00

Design Coefficients	Manual
$\gamma_{c, \text{ or } \gamma_{os}}$	1,00
γ_{ϕ}	1,00
γ_{ψ}	1,00
γ_{Rh}	1,10

Groundwater level	Manual
Back Face	
Groundwater above the base	NO
$d_{min,1}$ (m)	2,8
d_1 (m)	0
d_2 (m)	2,80
Front Face	
Groundwater above the base	NO
$d_{min,2}$ (m)	2,8
d_3 (m)	0
d_4 (m)	2,80

Design Parameters	Manual
$c'_{d, \text{ or } c_{ud}}$ (kN/m ²)	3,00
ϕ'_d (°)	38,00

Backfill properties	Manual
Back Face	
γ_b (kN/m ³)	18,00
γ'_b (kN/m ³)	8,00
ϕ'_k (°)	38,00
δ'_k (°)	38,00
δ'_d (°)	38,00
K_{ϕ}	0,38
K_{ψ}	0,24
K_{ρ}	4,20
Front Face	Same as front
γ_b (kN/m ³)	18,00
γ'_b (kN/m ³)	8,00
ϕ'_k (°)	38,00
δ'_k (°)	38,00
δ'_d (°)	38,00
K_{ϕ}	0,38
K_{ψ}	0,24
K_{ρ}	4,20

Dimensions of the foundations	Manual
b (m)	4,10
l (m)	14,00
d (m)	0,80
e_b (m)	0,94
e_l (m)	0,60
b_{eff} (m)	2,21
l_{eff} (m)	12,80
A_{eff} (m ²)	28,29

Dimensions of the column/wall	Manual
e'_b (m)	0,00
B (m)	1,00
L (m)	14,00
H (m)	0,00

Resistance	Manual
R_d ($\phi/k \neq 0$)	7811,32
R_d ($\phi/k = 0$)	1080,32

Superficial Distributed Loads	Manual
q_a (kN/m ²)	10,00
H_a (kN)	0,00
q_p (kN/m ²)	10,00
R_p (kN)	0,00

Loads (Top of Foundation)	Manual
V_d (kN)	13747,30
H_{Dh} (kN)	3758,80
H_{Dv} (kN)	85,00
$M_{b,d}$ (kNm)	12991,00
$M_{l,d}$ (kNm)	8230,70
B (°)	90,00
Prefabricated?	NO
γ_d	1,00

Permanent Vertical Loads	Manual
V (kN)	13.747,30
$V_{fun,1}$ (kN)	0,00
$V_{fun,2}$ (kN)	0,00
$V_{str,1}$ (kN)	0,00
$V_{str,2}$ (kN)	0,00
V_g (kN)	13.747,30

Loads (Base of Foundation)	Manual
$V_{G,d}$	1,00
$V_{G,b}$ (kN)	13.747,30

Back Face Horizontal Loads	Manual
Desfavorable / Unfavourable	
$Y_{O,d}$	1,35
$H_{1,1}$ (kN)	0,00
$H_{1,2}$ (kN)	185,96
$H_{1,3}$ (kN)	0,00
$H_{1,4}$ (kN)	185,96

Water Loads	Manual
Desfavorable / Unfavourable	
$V_{G,d}$	1,35
$P_{w,h,1}$ (kN)	0,00
$P_{w,h,2}$ (kN)	0,00
$P_{w,b}$ (kN)	0,00

Earth Horizontal Loads	Manual
Favorable / Favourable	
$R_{p,d1}$ (kN)	0,00
$R_{p,d2}$ (kN)	185,96
$R_{p,d}$ (kN)	0,00
$R_{p,d}$ (kN)	185,96

Water Loads	Manual
Favorable / Favourable	
$P_{w,h,3}$ (kN)	0,00
$P_{w,h,4}$ (kN)	0,00

Parametros Manuales / Manual Parameters

yF (A)	Coef		In use
	Fav	1	✓
yM (M)	Desfav	1,5	
	γ_{ψ}	1	
yR (R)	γ_c or γ_{os}	1	
	γ_{ψ}	1	
	γ_{Rh}	1,1	

Loads	In use
	Location
v (kN/m)	981,95
h (kN/m)	268,49
m_b (kN ² /m/m)	927,93
m_l (kN ² /m/m)	587,91
e'_b (m)	0,00
e'_l (m)	0,00

Geotechnical	In use
c' or c_{uk} (kN/m ²)	3
ϕ'_k (°)	38
γ (kN/m ³)	18
γ' (kN/m ³)	8

Casos de Carga

ELU - EL1	ELU - EL2	ELU - EL3	ELU - EL4
V (kN) 13.747,30	V (kN) 13.747,30	V (kN) 14.841,90	V (kN) 13.747,30
Hb (kN) 3.758,80	Hb (kN) 3.758,80	Hb (kN) 2.359,40	Hb (kN) 3.758,80
Hl (kN) 85,00	Hl (kN) 85,00	Hl (kN) 85,00	Hl (kN) 85,00
M_b (kNm) 12.991,00	M_b (kNm) 12.991,00	M_b (kNm) 14.744,70	M_b (kNm) 12.991,00
M_l (kNm) -8.230,70	M_l (kNm) -8.230,70	M_l (kNm) -4.535,40	M_l (kNm) -8.230,70

ELU - EL1	ELU - EL2	ELU - EL3	ELU - EL4
v (kN/m) 981,95	v (kN/m) 981,95	v (kN/m) 1.060,14	v (kN/m) 981,95
hb (kN/m) 268,49	hb (kN/m) 268,49	hb (kN/m) 168,53	hb (kN/m) 268,49
m_b (kNm/m) 927,93	m_b (kNm/m) 927,93	m_b (kNm/m) 1.053,19	m_b (kNm/m) 927,93
m_l (kNm/m) 587,91	m_l (kNm/m) 587,91	m_l (kNm/m) 323,96	m_l (kNm/m) 587,91
Hl (kN) 85,00	Hl (kN) 85,00	Hl (kN) 85,00	Hl (kN) 85,00



CÁLCULO DE ASIENTOS MEDIANTE LA APLICACIÓN DEL MÉTODO DE SCHMERTMANN (1978)
 PROYECTO DE LA AUTOVÍA LUGO- SANTIAGO (A-54) TRAMO: RAMAL DE CONEXIÓN DEL ENLACE DE REMONDE CON LA CARRETERA N-547
 P.S. 0.1

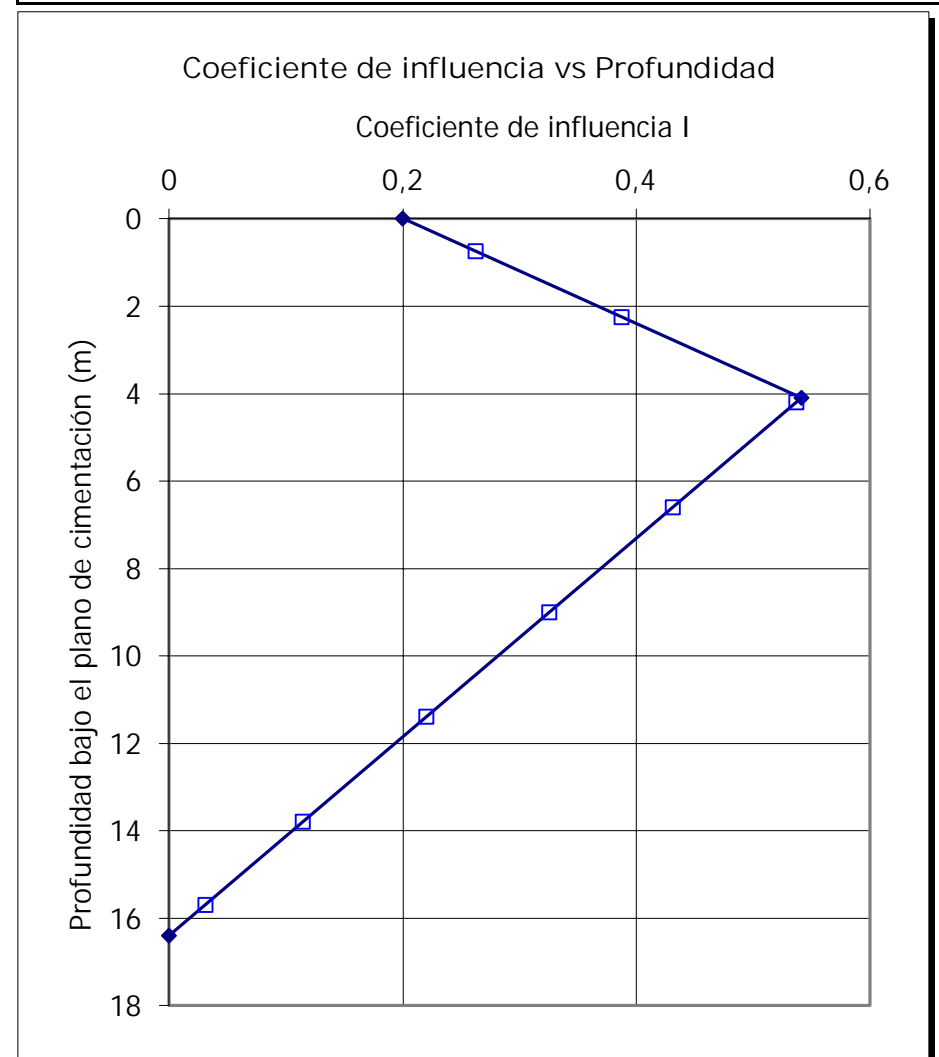
Datos de partida:

Profundidad del plano de cimentación:	D=	2 m
Tipo de zapata (Cuadrada, circular o corrida):		corrida
Ancho de la zapata:	B=	4,1 m
Densidad aparente del terreno:	γ_{ap} =	18 t/m ³
Profundidad del NF:	Z_{NF} =	7 m
Profundidad de influencia bajo el plano de cimentación:	Z_{inf} =	16,4 m
Profundidad del plano de tensión pico:	Z_{vp} =	6,1 m
Presión efectiva inicial en el plano de tensión pico:	σ'_{vp} =	11,07 kp/cm ²
Presión efectiva inicial en el plano de cimentación:	σ'_D =	4,1 kp/cm ²
Nº de capas consideradas (máximo 8):	n=	8
Presión neta de trabajo:	$\Delta q'$ =	1,9 kp/cm ²
Tiempo de cálculo en años:	t=	5 años
Coefficiente de influencia de pico:	I_{zp} =	0,541
Coefficiente C ₁ (dep. D y q')	C ₁ =	0,500
Coefficiente C ₂ (depende del tiempo)	C ₂ =	1,340
Profundida del punto de I max, bajo plano cimentación.	z^*_{vp} =	4,1 m

$$S = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q' \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_{z_i} \cdot H_i}{E_{z_i}} \right)$$

$$C_1 = \text{Máx} \left((0,5); \left(1 - 0,5 \cdot \left(\frac{\sigma'_D}{q'} \right) \right) \right) \quad C_2 = 1 + 0,2 \cdot \log \left(\frac{t(\text{años})}{0,1} \right)$$

Nº capa N	Espesor z _i (m)	Prof. media m	C. influencia I _{z_i}	M. deform. E _i (kp/cm ²)	Asiento s _i (m)
1	1,50	0,75	0,262	500	0,0010
2	1,50	2,25	0,387	500	0,0015
3	2,40	4,20	0,537	25000	0,0001
4	2,40	6,60	0,431	25000	0,0001
5	2,40	9,00	0,326	25000	0,0000
6	2,40	11,40	0,220	25000	0,0000
7	2,40	13,80	0,114	25000	0,0000
8	1,40	15,70	0,031	25000	0,0000



TOTAL 16,40 m S= 0,27 cm Limite 2,54 Cumple

