

ANEJO N° 12. ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CIMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS

ÍNDICE

12. ANEJO Nº 12. ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CIMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS Y TÚNELES	3
12.1. INTRODUCCIÓN	3
12.2. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS	3
12.3. METODOLOGÍA.....	3
12.3.1. CIMENTACIÓN DIRECTA EN SUELOS	3
12.3.2. CIMENTACIÓN DIRECTA EN ROCA	5
12.3.3. COEFICIENTE DE BALASTO	6
12.3.4. MICROPILOTES.....	6
12.3.4.1. Resistencia del empotramiento en roca	6
12.3.4.2. Esfuerzos de tracción	7
12.3.4.3. Solicitaciones transversales en micropilotes.....	7
12.3.5. ADHERENCIA LÍMITE ANCLAJES	7
12.4. RECOMENDACIONES DE CIMENTACIÓN PUENTE.....	8
12.4.1. TRABAJOS REALIZADOS Y ESTRATIGRAFÍA.....	8
12.4.2. PARÁMETROS TERRENO	8
12.4.3. PROFUNDIDAD MÍNIMA EMPOTRAMIENTO	8
12.4.4. RECOMENDACIONES MICROPILOTES	8
12.5. RESUMEN CIMENTACIÓN ESTRUCTURAS	10
APÉNDICE 1. PLANOS.....	12

12. ANEJO Nº 12. ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CIMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS Y TÚNELES

12.1. INTRODUCCIÓN

En el presente Anejo se establecen las recomendaciones geotécnicas preliminares para la cimentación de las estructuras proyectadas en base a la información geotécnica disponible, que fundamentalmente consiste en los resultados de la campaña realizada para el desarrollo del presente Proyecto de Trazado.

12.2. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

La principal estructura que se ha proyectado, es el nuevo puente sobre el río Jerte a su paso por Cabezuela del Valle. Dicho puente, salva una luz de 62 m con un solo vano mediante una losa aligerada de hormigón pretensado de canto variable y empotrada en estribos, tratándose por tanto de un puente integral. En transversal, cuenta con un ancho de 13.80 m para dar cabida a una carretera de doble calzada y a dos aceras, una a cada lado, de 1.80 m que se ensanchan hasta 3.20 m en los 30 m centrales, formando una especie de mirador con vistas al río, tanto aguas arriba como aguas abajo.

Además del puente, se diseñan diversos muros, cuyas principales características se muestran en la siguiente tabla:

Denominación	Tipología	P.K.	Longitud [m]	Altura máxima [m]
Muro tipo 1	Muro ménsula de hormigón	0+148,52 – 0+165,00 (Eje 1 - M.I.)	16,50	3,85
	Relleno de trasdós con suelo cemento	0+220,00 – 0+315,00 (Eje 1 - M.I.)	95,20	5,75
Muro tipo 2	Muro ménsula de hormigón con voladizo Relleno de trasdós con suelo cemento	0+165,00 – 0+220,00 (Eje 1 - M.I.)	55,00	6,35
Muro tipo 3	Muro ménsula de hormigón con losa de rampa	0+315,00 – 0+363,00 (Eje 1 - M.I.)	50,00	5,75
Muro tipo 4	Muro ménsula de hormigón	0+363,00 (Eje 1 – M.I.) – 0+016,86 (Eje 6 - M.D.)	56,00	5,25
Muro tipo 5	Muro de escollera	0+290,00 – 0+320,00 (Eje 1 - M.D.)	30,00	6,00
		0+320,00 – 0+340,00 (Eje 1 - M.D.)	20,00	3,00

Denominación	Tipología	P.K.	Longitud [m]	Altura máxima [m]
		0+021,29 – 0+027,99 (Eje 2 - M.D.)	8,20	6,00
		0+027,99 – 0+060,00 (Eje 2 - M.D.)	40,70	9,00
		0+060,00 – 0+065,00 (Eje 2 - M.D.)	6,10	6,00

12.3. METODOLOGÍA

Se describe, a continuación, la metodología a seguir para los cálculos geotécnicos tanto de cimentaciones directas en el caso de muros, como de cimentación profunda para los estribos del puente.

12.3.1. CIMENTACIÓN DIRECTA EN SUELOS

Las formaciones geológicas existentes en la zona de estudio presentan un comportamiento tanto cohesivo como granular, por lo que los cálculos para determinar la tensión admisible se realizarán con las formulaciones propias de suelo granulares y cohesivos.

Se considera tensión admisible del terreno aquella con la que el coeficiente de seguridad de la cimentación frente al hundimiento del terreno es suficiente (igual o superior al límite habitual de valor igual a 3).

Además, en servicio, los movimientos inducidos en la estructura por la compresión del terreno solicitado por las cargas transmitidas por las cimentaciones (asientos), deben ser admisibles para la estructura (tensión admisible de trabajo o servicio).

El valor límite del asiento total adoptado como admisible para zapatas es 2,54 cm y, para losas y zapatas corridas, 5,0 cm, que son los valores recogidos en la Guía de cimentaciones en obras de Carreteras del Ministerio de Fomento como de uso generalizado para asientos máximos en cimentaciones.

Determinación de la carga de hundimiento del terreno

Para el cálculo de la carga admisible por hundimiento de los materiales afectados por la cimentación, se utiliza la fórmula de Brinch-Hansen:

$$q_h = C \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Donde:

q_h = carga de hundimiento

C = cohesión del suelo considerado

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

γ = peso específico del suelo

B = ancho de la zapata

Nc, Nq, $N\gamma$ = coeficientes adimensionales, que dependen del ángulo de rozamiento interno.

Se denomina carga admisible q_{adm} , al valor que resulta de dividir la carga de hundimiento q_h , por el coeficiente de seguridad F, esto es:

$$q_{adm} = \frac{q_h}{F}$$

En los cálculos realizados se han tomado para F el valor de 3.

Los parámetros que aparecen en la fórmula siguen las siguientes expresiones:

$$Nq = e^{\pi \operatorname{tg} \phi} \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$Nc = (Nq - 1) \operatorname{cotg} \phi$$

$$N\gamma = (Nq + 1) \operatorname{tg} \phi$$

Siendo:

ϕ = ángulo de rozamiento interno del terreno

A cada uno de los términos anteriores se les ha aplicado un factor de forma dependiente de la geometría de las cimentaciones.

En terrenos de baja permeabilidad (suelos cohesivos), resulta más desfavorable la carga de hundimiento a corto plazo en condiciones sin drenaje ($\phi = 0$). En este caso la fórmula de Brinch-Hansen se reduce a:

$$q_h = 5,14 C_u / F + q$$

Siendo "Cu" la resistencia al corte sin drenaje del terreno y "q", la sobrecarga de tierras debida a la profundidad de apoyo.

En el caso de terrenos granulares, considerados como tales aquellos con un contenido de arenas y gravas superior al 65 %, se tendrá en cuenta que el criterio que condiciona la determinación de la tensión admisible del terreno es, por lo general, la limitación de asientos y no el hundimiento del terreno, por lo que los cálculos se centran en determinar los asientos que se producirían.

Cálculo de asientos

Dadas las características geotécnicas de las formaciones existentes en la zona de estudio, los asientos de las cimentaciones superficiales se calculan por el método elástico de Steinbrenner, modelizando cada capa de terreno con su módulo de elasticidad y su coeficiente de Poisson.

El procedimiento de cálculo consiste en partir del asiento de la esquina de un rectángulo flexible de anchura B y longitud L, ocurriendo a la profundidad z, que se calcula mediante la expresión:

$$s(z) = \frac{p}{E} \cdot \frac{B}{2} \left[(1 - \nu^2) \frac{1}{\pi} \left(\operatorname{Ln} \frac{r+n}{r-n} + n \cdot \operatorname{Ln} \frac{r+1}{r-1} \right) - (1 - \nu - 2\nu^2) \frac{m}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{n}{mr} \right]$$

Siendo:

$$r = \sqrt{1 + n^2 + m^2}$$

$$n = \frac{L}{B}$$

$$m = \frac{z}{B}$$

p: la carga aplicada.

E: el módulo de elasticidad.

ν : coeficiente de Poisson.

El asiento debido a una capa que se extiende entre las profundidades Z_i , Z_{i+1} toma el valor:

$$s_i = s(z_i) - s(z_{i+1})$$

El asiento total es la suma de los debidos a cada una de las capas en que se ha dividido el terreno.

El asiento bajo el centro de un rectángulo flexible se obtiene por superposición de los cuatro cuadrantes en que lo dividen dos ejes ortogonales paralelos a los lados.

Para las zapatas de las estructuras, que son más rígidas que flexibles, se calcula el asiento como la media entre el del centro y el de la esquina.

El asiento, considerando que se trata de una cimentación rígida, se estima como el 80 % del valor obtenido.

12.3.2. CIMENTACIÓN DIRECTA EN ROCA

La presión admisible puede estimarse de acuerdo con la Guía de Cimentaciones de Carreteras elaborada por el Ministerio de Fomento y por técnicos del CEDEX mediante la siguiente expresión:

$$p_{vadm} = p_0 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \sqrt{\frac{q_u}{p_0}}$$

p_{vadm} = presión admisible

p_0 = presión de referencia. Deberá tomarse un valor de 1 MPa

q_u = resistencia a compresión simple de la roca sana

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ = parámetros adimensionales que dependen del tipo de roca, de su grado de alternación y del espaciamiento de las litoclasas

A) Influencia del tipo de roca

A igualdad de grado de alternación y de espaciado del diaclasado, existen rocas cuya estructura es más proclive a contener planos de debilidad no detectados en los sondeos ni en los ensayos de compresión simple, que, a veces, se realizan con muestras de pequeño tamaño.

Atendiendo a este aspecto, las rocas pueden clasificarse en varios grupos, partiendo de un primer grupo en el que no se temen fisuras o grietas no detectables por los reconocimientos y terminando en un cuarto grupo en el que el tipo de formación rocosa es proclive a contener otros planos de debilidad aparte de los detectable con los trabajos de censo de litoclasas o con los ensayos de compresión simple realizados en laboratorio a pequeña escala.

El parámetro α_1 puede determinarse en laboratorio ensayando muestras a tracción (o tracción indirecta) para medir la relación que existe entre la resistencia a tracción simple q_t y la resistencia a compresión simple q_u .

El valor del parámetro α_1 será el obtenido de la tabla siguiente:

Grupo Nº	Nombre genérico	Ejemplos	α_1
1	Rocas carbonatadas con estructura bien desarrollada	Calizas, dolomías, mármoles puros. Calcarenitas de baja porosidad.	1,0
2	Rocas ígneas y metamórficas	Granitos, cuarcitas, andesitas, riolitas, pizarras, esquistos y gneises (esquistosidad subhorizontal)	0,8
3	Rocas sedimentarias y algunas metamórficas	Calizas margosas, argilitas, limolitas, areniscas y conglomerados, pizarras y esquistos (esquistosidad verticalizada), yesos	0,6
4	Rocas metamórficas	Areniscas, limolitas y conglomerados poco cementadas, margas	0,4

B) Influencia del grado de meteorización

El grado de meteorización de la roca debe medirse de acuerdo con la escala que se indicó en una tabla anterior. Para caracterizar el grado de meteorización correspondiente a la roca que existe en el entorno de la cimentación, se usará el mayor grado de alteración que pudiera existir hasta alcanzar una profundidad igual a $1,5B^*$, medida bajo el plano de apoyo.

Los valores que se recomiendan para establecer el valor del parámetro α_2 son los siguientes:

Grado de meteorización	Nombre genérico	α_2
I	Roca sana o fresca	1,0
II	Roca ligeramente meteorizada	0,7
III	Roca moderadamente meteorizada	0,5
IV	Roca meteorizada a muy meteorizada	Estudio como suelo
V	Roca completamente meteorizada	Estudio como suelo
VI	Suelo residual	Estudio como suelo

C) Influencia del espaciamiento entre litoclasas

La separación entre litoclasas debe caracterizarse de dos formas diferentes:

- Mediante censo de litoclasas en afloramiento próximos a la zona de cimentación
- Midiendo el valor del RQD en los sondeos mecánicos

En todo caso, la zona de referencia será el volumen de roca situado bajo la cimentación hasta una profundidad igual a $1,5B^*$.

Partiendo de estos datos, se calcula α_3 como el mínimo entre los valores siguientes:

$$\alpha_3 = \min(\alpha_{3a}, \alpha_{3b})$$

$$\alpha_{3a} = \sqrt{\frac{s}{1 \text{ m}}}$$

$$\alpha_{3b} = \sqrt{\frac{RQD (\%) }{100}}$$

s = espaciado entre las litoclasas expresado en m. Se utilizará el correspondiente a la familia de diaclasas que conduzca a un valor menor.

1 m = valor que se utiliza para hacer adimensional la expresión correspondiente.

RQD = valor del parámetro "Rock Quality Designation", expresado en tanto por ciento.

12.3.3. COEFICIENTE DE BALASTO

Para la determinación el coeficiente de balasto vertical en suelos cohesivos se adopta la siguiente correlación de Terzaghi, en función de la resistencia a compresión simple:

$$K_{30} = 1,645 q_u$$

Siendo:

K_{30} : Coeficiente de balasto vertical referido a placa de 30 x 30 cm (kp/cm^3)

q_u : Resistencia a compresión simple (kp/cm^2)

La transformación del módulo de balasto K_{30} al correspondiente a las dimensiones de la cimentación, se realiza según la siguiente formulación del Código Técnico de la Edificación:

- Para el caso de cimentación cuadrada de lado B (K_B):

- a) Terrenos cohesivos

$$K_B = K_{30} 0,3/B$$

- b) Terrenos granulares

$$K_B = K_{30} [(B+0,3)/2B]^2$$

- Para el caso de cimentación rectangular de dimensiones L x B, en cualquier tipo de terreno (K_{LxB}):

$$K_{LxB} = K_B (1+B/2L)$$

Siendo:

$$K_B = K_{30} 0,3/B$$

12.3.4. MICROPILOTES

Para determinar la resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento y frente a solicitaciones transversales, se ha seguido la Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera del Ministerio de Fomento.

En este caso concreto, para la cimentación de los estribos, se considerará su empotramiento en el Granito Sano, siguiendo todas las recomendaciones de dicha Guía.

Para poder considerar que el micropilote está empotrado en roca es preciso que en la zona de influencia de la punta se cumpla, simultáneamente:

- La roca presente un grado de meteorización inferior o igual a III según la escala ISRM, el índice RQD sea superior a sesenta ($RQD > 60\%$) y la

resistencia a compresión simple de la roca sea superior a veinte megapascales ($q_u > 20MPa$).

- El empotramiento en el terreno de las características que se acaban de describir sea superior o igual a seis diámetros nominales ($L_{emp} \geq 6D$), medidos sobre el plano de la punta.

En tales circunstancias, la resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento $R_{c,d}$ será la proporcionada por el empotramiento, es decir:

$$R_{c,d} = R_{e,d}$$

donde:

$R_{c,d}$: Resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento.

$R_{e,d}$: Resistencia de cálculo en el empotramiento en roca.

12.3.4.1. Resistencia del empotramiento en roca

El aprovechamiento del rozamiento por fuste a lo largo de los suelos o rocas alteradas, por encima de la profundidad del empotramiento en roca, requiere para poder desarrollarse una deformación que, en general, no es compatible con la propia condición de empotramiento en roca.

La resistencia de cálculo en el empotramiento se obtendrá mediante la expresión:

$$R_{e,d} = A_{Le} \cdot f_{e,d} + A_{Pe} \cdot q_{pe,d}$$

Donde:

$R_{e,d}$: Resistencia de cálculo en el empotramiento en roca.

A_{Le} : Área lateral del micropilote en el empotramiento en roca.

$f_{e,d}$: Resistencia unitaria por fuste de cálculo en el empotramiento en roca.

A_{Pe} : Área de la sección recta de la punta en el empotramiento en roca.

$q_{pe,d}$: Resistencia unitaria por punta de cálculo en el empotramiento en roca.

Los parámetros $f_{e,d}$ y $q_{pe,d}$ pueden tomarse de la tabla siguiente para rocas cuyo grado de alteración sea igual o inferior a III según la escala ISRM.

TIPO DE ROCA	$f_{e,d}$ (MPa)	$q_{pe,d}$
Margas y margocalizas	0,15 - 0,40	$0,07 \cdot q_u$
Pizarras y otros esquistos	0,20 - 0,30	$0,07 \cdot q_u$
Areniscas	0,30 - 0,45	$0,07 \cdot q_u$
Calizas y dolomías	0,40 - 0,50	$0,10 \cdot q_u$

qu: Resistencia a compresión simple de la roca, determinada preferiblemente según UNE 22950-1, o en su defecto mediante correlación con otros ensayos. Deberá determinarse este parámetro en la zona de influencia de la punta, definida conforme a lo especificado en el epígrafe 3.3.1.2 de la Guía.

12.3.4.2. Esfuerzos de tracción

El rozamiento unitario por fuste de cálculo frente a esfuerzos de tracción podrá determinarse mediante la expresión:

$$r_{ft,d} = \eta \cdot r_{fc,d}$$

donde:

$r_{ft,d}$: Rozamiento unitario de cálculo por fuste frente a esfuerzos de tracción.

η : Coeficiente que tiene en cuenta la alternancia de cargas sobre el micropilote:

- Micropilotes sometidos alternativamente a cargas de compresión y tracción: $\eta = 0,60$.
- Micropilotes sometidos únicamente a esfuerzos de tracción: $\eta = 0,75$.

$r_{fc,d}$: Rozamiento unitario de cálculo por fuste frente a esfuerzos de compresión

12.3.4.3. Solicitaciones transversales en micropilotes

El módulo de reacción se puede correlacionar a partir de las siguientes formulaciones:

- En arenas se puede suponer que el módulo de reacción del terreno depende de la profundidad z , de acuerdo con la siguiente ley:

$$E_r = k_h \cdot z$$

El valor de la constante de proporcionalidad k_h (MPa/m) se puede obtener de la siguiente tabla:

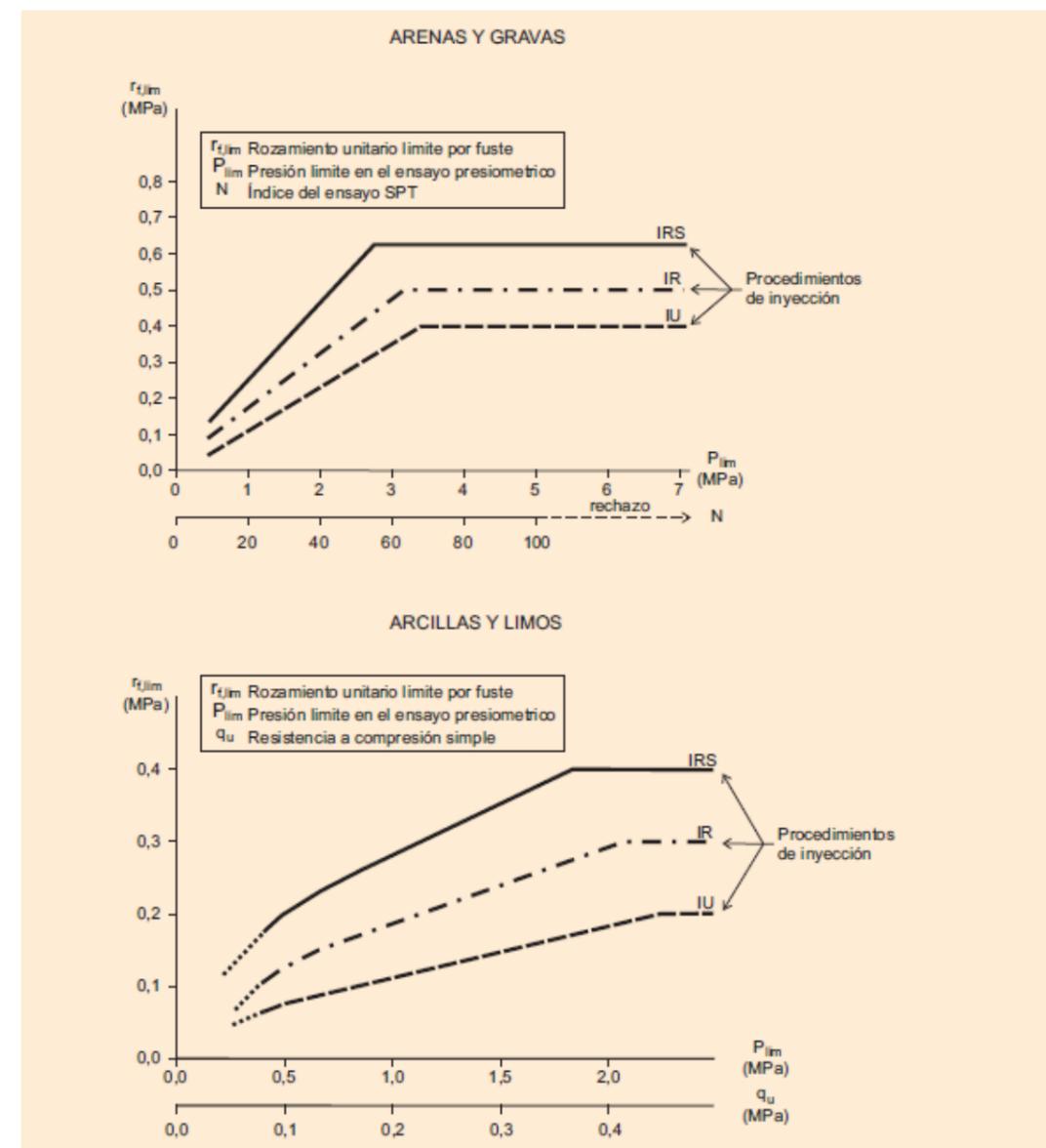
COMPACIDAD DE LAS ARENAS	SITUACIÓN RESPECTO AL NIVEL FREÁTICO	
	POR ENCIMA	POR DEBAJO
Muy floja	1	0,6
Floja	2	1,2
Media	5	3
Densa	10	6
Muy densa	20	12

En arcillas puede suponerse que el módulo de reacción es proporcional a su resistencia al corte sin drenaje:

$$50 s_u < E_r < 100 s_u$$

12.3.5. ADHERENCIA LÍMITE ANCLAJES

Para el cálculo de la adherencia límite, tanto para los micropilotes como para los anclajes provisionales, se usará la figura 3.3 de la Guía de Micropilotes en Obras de Carreteras, que relaciona el rozamiento unitario por fuste, $r_{f,lim}$, con el índice N del SPT en terreno granulares y con la resistencia a compresión simple en los terrenos cohesivos.



12.4. RECOMENDACIONES DE CIMENTACIÓN PUENTE

A continuación, se incluye el diseño de la cimentación de los estribos del puente, con micropilotaje.

12.4.1. TRABAJOS REALIZADOS Y ESTRATIGRAFÍA

Se han realizado los siguientes reconocimientos, en concreto, un sondeo por estribo, S-01 y S-02. La estratigrafía obtenida para cada estribo es la siguiente:

ESTRIBO 1 S-01

(0, -4,1) m: Rellenos Antrópicos

(-4,1, -8,2) m: Aluviales, muy densos

(-8,2, -12,0) m: Bolos

(-12,0, fin sondeo) m: Granito, GM II.

ESTRIBO 2 S-02

(0, -1,3) m: Rellenos Antrópicos

(-1,3, -5,7) m: Aluviales, muy densos

(-5,7, fin sondeo) m: Granito, GM I.

12.4.2. PARÁMETROS TERRENO

Como se ha descrito anteriormente, para que se pueda considerar que los micropilotes están empotrados en roca, se tienen que cumplir las siguientes condiciones:

ROCA: $GM \leq III$

$RQD \geq 60\%$

$RCS \geq 20$ MPa.

$L_{emp} \geq 6D$

Para el granito que se ha detectado en los sondeos, la RCS media en el granito obtenida en los ensayos realizados, consultados en el Anejo 07 de Geotecnia del Corredor, es de 55 MPa, valor que se tomará representativo para los cálculos.

12.4.3. PROFUNDIDAD MÍNIMA EMPOTRAMIENTO

Según los sondeos realizados para cada estribo, el condicionante para obtener la profundidad mínima del empotramiento, viene dado por el RQD obtenido.

- En el caso del S-01, se tendrá un $RQD \geq 60\%$ a partir de una profundidad de 16,5m.
- En el caso del S-02, se tendrá un $RQD \geq 60\%$ a partir de una profundidad de 12,5 m.

12.4.4. RECOMENDACIONES MICROPILOTES

En las siguientes tablas se pueden consultar los parámetros empleados para el cálculo del micropilotaje:

PARÁMETROS MICROPILOTES SONDEO S-01														
Unidad	Cota superior (m)	Cota inferior (m)	RCS (MPa)	Tipo de Inyección	Hundimiento			Arranque				Solicitaciones transversales		
					$r_{f,lim}$ (MPa)	F_r	$r_{fc,d}$ (MPa)	$rqpe,d$ (MPa)	$r_{fc,d}$ (MPa)	η	$r_{ft,d}$ (MPa)	k_h (MPa/m)	z (m)	E_r (MPa)
Rellenos	0,0	-4,1		IR	0,1	1,65	0,06		0,06	0,6	0,04	1,0	2,1	2,1
Aluvial Granular muy denso	-4,1	-8,2		IR	0,50	1,65	0,30		0,30	0,6	0,18	12,0	6,2	73,8
Bolos	-8,2	-12,0		IR	0,50	1,65	0,30		0,30	0,6	0,18	12,0	10,1	121,2
Granitos GM-II (RQD \leq 60%)	-12,0	-16,5		IR	0,50	1,65	0,30		0,30	1,6	0,48	≥ 12	14,3	171,0
Granitos GM-II (RQD \geq 60%)	-16,5	-18,5	55,0	IR			0,55	5,50	0,55	0,6	0,33	≥ 12	17,5	2,1

Cota sondeo: 485,2 msnm

NF: -9,8 m (respecto boca sondeo)

PARÁMETROS MICROPILOTES SONDEO S-02														
Unidad	Cota superior (m)	Cota inferior (m)	RCS (MPa)	Tipo de Inyección	Hundimiento			Arranque				Solicitaciones transversales		
					$r_{f,lim}$ (MPa)	F_r	$r_{fc,d}$ (MPa)	$rqpe,d$ (MPa)	$r_{fc,d}$ (MPa)	η	$r_{ft,d}$ (MPa)	k_h (MPa/m)	z (m)	E_r (MPa)
Rellenos	0,0	-1,3		IR	0,1	1,65	0,06		0,06	0,6	0,04	1,0	0,7	0,7
Aluvial Granular muy denso	-1,3	-5,7		IR	0,50	1,65	0,30		0,30	0,6	0,18	12,0	3,5	2,5
Granitos GM-I (RQD \leq 60%)	-5,7	-12,5		IR	0,50	1,65	0,30		0,30	1,6	0,48	12,0	9,1	109,2
Granitos GM-I (RQD \geq 60%)	-12,5	-14,5	55,0				0,55	5,50	0,55	0,6	0,33	≥ 12	13,5	

Cota sondeo: 486,9 msnm

NF: -2,1 m (respecto boca sondeo)

12.5. RESUMEN CIMENTACIÓN ESTRUCTURAS

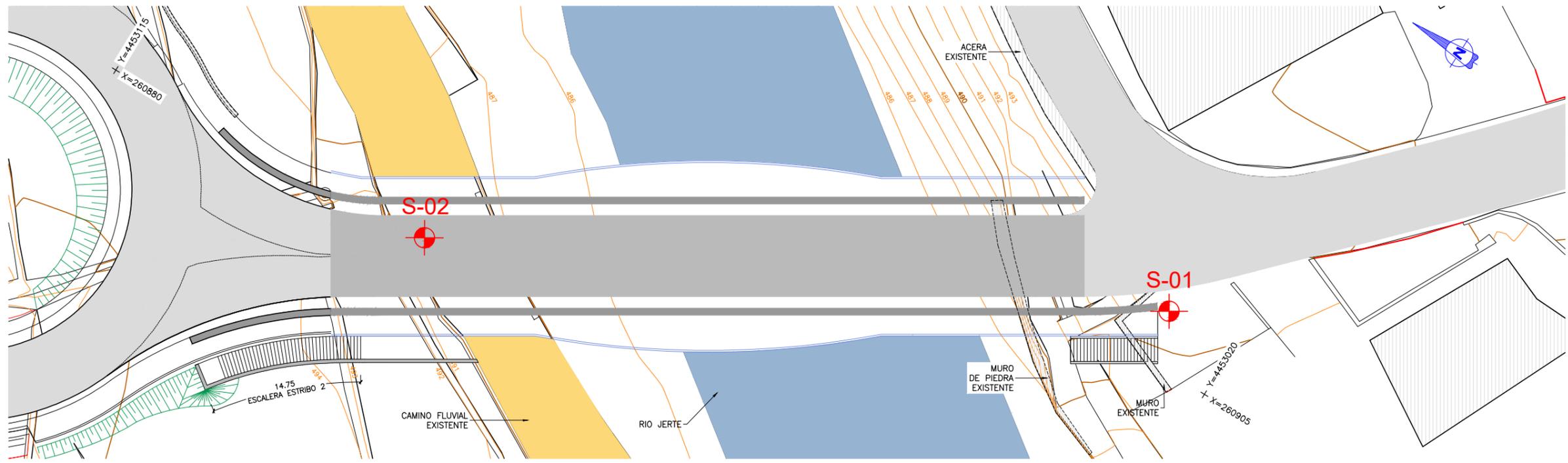
A continuación, se muestra una tabla resumen con las principales características de las estructuras proyectadas en el presente Proyecto de Trazado, así como las recomendaciones de cimentación para cada una de ellas.

Estructura	Eje	PPKK	Longitud	Tipología	Reconocimientos disponibles	Descripción del terreno	Tipo de cimentación	Observaciones
Estribos nuevo puente				Profunda	S-01 y S-02	Los micropilotes se empotrarán en el granito sano ($GM \leq 3$), con un $RQD \geq 60\%$ y $RCS \geq 20$ MPa	Micropilotaje	

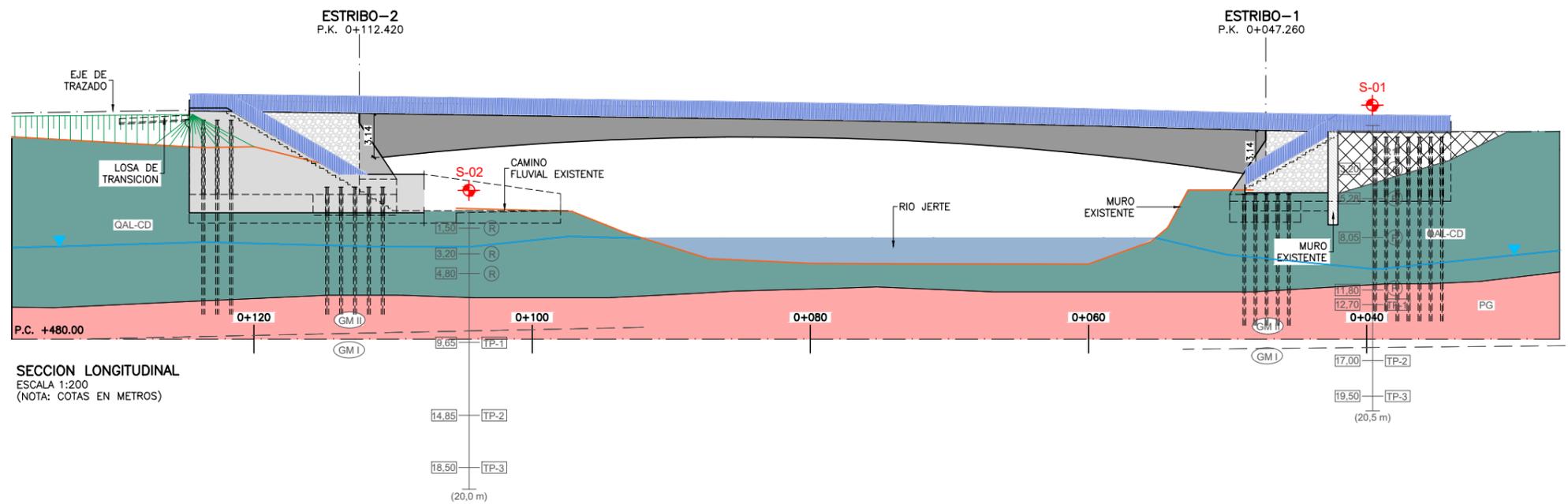
MUROS								
Denominación	Tipología	P.K.	Longitud [m]	Altura máxima [m]	Reconocimientos disponibles	Descripción del terreno	Tipo de cimentación	Observaciones
Muro tipo 1	Muro ménsula de hormigón Relleno de trasdós con suelo cemento	0+148,52 – 0+165,00 (Eje 1 - M.I.)	16,50	3,85	EG-01, EG-02 y EG-03		Directa	Según afloramientos de sustrato rocoso sano cartografiados y reconocimientos efectuados (EG-01, EG-02, EG-03) el trazado discurre sobre la unidad geotécnica PG con GM-II o inferior con un RMR medio de 68 y buena calidad.
		0+220,00 – 0+315,00 (Eje 1 - M.I.)	95,20	5,75	C-01 y C-02		Directa	
Muro tipo 2	Muro ménsula de hormigón con voladizo Relleno de trasdós con suelo cemento	0+165,00 – 0+220,00 (Eje 1 - M.I.)	55,00	6,35	EG-03 y EG-04		Directa	Según afloramientos de sustrato rocoso sano cartografiados y reconocimientos efectuados (EG-03, EG-04) el trazado discurre sobre la unidad geotécnica PG con GM-II o inferior con un RMR medio de 68 y buena calidad.
Muro tipo 3	Muro ménsula de hormigón con losa de rampa	0+315,00 – 0+363,00 (Eje 1 - M.I.)	50,00	5,75	S-03 y PSP-01		Directa	
Muro tipo 4	Muro ménsula de hormigón	0+363,00 (Eje 1 – M.I.) – 0+016,86 (Eje 6 - M.D.)	56,00	5,25	S-03 y PSP-01		Directa	
Muro tipo 5	Muro de escollera	0+290,00 – 0+320,00 (Eje 1 - M.D.)	30,00	6,00	PSP-01		Muro escollera	
		0+320,00 – 0+340,00	20,00	3,00	S-03		Muro escollera	

MUROS								
Denominación	Tipología	P.K.	Longitud [m]	Altura máxima [m]	Reconocimientos disponibles	Descripción del terreno	Tipo de cimentación	Observaciones
		(Eje 1 - M.D.)						
		0+021,29 – 0+027,99 (Eje 2 - M.D.)	8,20	6,00	S-02 y PSP-02		Muro escollera	
		0+027,99 – 0+060,00 (Eje 2 - M.D.)	40,70	9,00	S-02 y PSP-02		Muro escollera	
		0+060,00 – 0+065,00 (Eje 2 - M.D.)	6,10	6,00	S-02 y PSP-02		Muro escollera	

APÉNDICE 1. PLANOS



PLANTA GENERAL
ESCALA 1:200
(NOTA: COTAS EN METROS)



SECCION LONGITUDINAL
ESCALA 1:200
(NOTA: COTAS EN METROS)

