

## **ANEJO 5:** Cálculos geotécnicos

## Índice

1	Introducción .....	3
2	Criterio para la selección del tipo de cimentación .....	4
3	Cimentaciones superficiales .....	4
3.1	Procedimientos y comprobaciones .....	4
3.2	Resultados de los cálculos .....	10
3.3	Dimensionamiento de las zapatas .....	10
3.3.1	Presiones verticales .....	11
3.3.2	Comprobación frente al deslizamiento .....	13
3.3.3	Comprobación frente al vuelco .....	13
4	Cimentaciones Profundas .....	13
4.1	Procedimiento y comprobaciones .....	14
4.2	Pilotes .....	17
4.2.1	Tipo de pilote y tope estructural .....	17
4.2.2	Carga de hundimiento .....	18
4.3	Encepados .....	18
4.3.1	Combinaciones de acciones y distribución de cargas .....	19
4.4	Ejemplo cimentación P4 .....	20

## 1 Introducción

Después de haber combinado y transportado todas las cargas y acciones que llegan a el terreno se debe proceder con el dimensionamiento de la cimentación, para esto nos apoyaremos del contenido de los anejos 3 (Estudio y parámetros geotécnicos) y 4(Acciones).

La resistencia del terreno se estimará de acuerdo con el tipo de cimentación y su geometría, todos los procedimientos usados en el cálculo de dicha resistencia vienen de La guía de cimentaciones en obras de carretera redactado por el ministerio de fomento. La metodología elegida a la hora de hacer este cálculo es la que esta basada en los parámetros resistentes de Mohr- Coulomb. En este anejo se expondrán todos los cálculos de la cimentación y su interacción con el terreno.

## 2 Criterio para la selección del tipo de cimentación

En los resultados del estudio geotécnico del terreno concluimos que este está dividido en tres estratos, los parámetros resistentes de los niveles 1 y 2 tenían unos valores tan pequeños que al aplicar las fórmulas de carga de hundimiento para cimentaciones superficiales no cumplían de ninguna manera, por lo que se tomó como decisión final el llegar en la mayoría de los casos al sustrato rocoso.

Sin embargo, el perfil geotécnico que se elaboró a partir de los sondeos nos mostraba como en los primeros Pk de la alineación del viaducto, el estrato rocoso se encontraba a una profundidad escasa (4-5m) por lo que era suficiente con construir zapatas que se apoyaran en este estrato, por esta razón las pilas 1 y 2 se resuelven con cimentaciones superficiales. En la cimentación del estribo 1 si fue necesaria la ejecución mediante cimentaciones profundas, ya que en este caso el macizo rocoso se encuentra a una profundidad mayor, por ello, no es posible el uso de zapatas.

El resto de las cimentaciones fueron ejecutadas mediante pilotes hormigonados in situ, perforados y con entubación parcial, la disposición elegida para el diseño de los pilotes en cada pila fue en grupos de 4, una en cada esquina del encepado.

## 3 Cimentaciones superficiales

Continuando con lo dicho en el apartado 2, tenemos que el terreno que esta en la zona de las pilas 1 y 2 es suficientemente competente para resolver la cimentación con zapatas, todo esto debido a la poca profundidad a la que se encuentra el sustrato rocoso en estos puntos (Nivel 3)

### 3.1 Procedimientos y comprobaciones

En este caso nos encontramos con una cimentación superficial ejecutada en roca, por lo que la guía de cimentaciones en obras de carretera nos dice que:

El estudio de la seguridad frente al hundimiento mediante fórmulas analíticas es complicado, pues no existen modelos de comportamiento en rotura sobre los que se tenga experiencia práctica suficiente.

En casos de rocas muy débiles ( $q_u < 1 \text{ Mpa}$ ) o que estén fuertemente diaclasadas ( $RQD < 10\%$ ) o que estén bastante o muy meteorizadas (grado de meteorización igual o mayor que IV, según la tabla 3.3), se recomienda considerar la roca como si se tratase de un suelo y recurrir a los procedimientos de verificación correspondientes.

En caso de rocas menos débiles, menos diaclasadas y menos alteradas de lo indicado en el párrafo precedente, se puede determinar una presión admisible a partir de los siguientes datos:

- Resistencia a compresión simple de la roca sana,  $q_u$ .
- Tipo de roca

## Anejo 5: Cálculos geotécnicos.

·Grado de alteración y medio

·Valor del RQD y separaciones de las litoclasas

Estos parámetros deben ser los representativos del comportamiento del volumen de roca situado bajo la cimentación hasta una profundidad de  $1,5 B^*$ , medida desde su plano de apoyo.

La presión admisible puede estimarse mediante la siguiente expresión:

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

Donde:

$p_{v adm}$  = 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 alteración y del espaciamiento de las litoclasas.

### Influencia del tipo de roca

A igualdad de grado de alteración y de espaciamiento del diaclasado, existen rocas 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 detectables con los trabajos de censo de litoclasas o con los ensayos de compresión simple realizados en el laboratorio a pequeña escala.

En el parámetro  $\alpha_1$  puede determinarse en el laboratorio ensayando muestras a tracción, pero a falta de información específica respecto a este parámetro se puede utilizar el valor que se obtenga en la tabla siguiente.

GRUPO N.º	NOMBRE GENÉRICO	EJEMPLOS	$\alpha_1$
1	Rocas carbonatadas con estructura bien desarrollada	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Calizas, dolomías y mármoles puros</li> <li>• Calcarenitas de baja porosidad</li> </ul>	1,0
2	Rocas ígneas y rocas metamórficas (*)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Granitos, cuarcitas</li> <li>• Andesitas, riolitas</li> <li>• Pizarras, esquistos y gneises (esquistosidad subhorizontal)</li> </ul>	0,8
3	Rocas sedimentarias (**) y algunas metamórficas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Calizas margosas, argilitas, limolitas, areniscas y conglomerados</li> <li>• Pizarras y esquistos (esquistosidad verticalizada)</li> <li>• Yesos</li> </ul>	0,6
4	Rocas poco soldadas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Areniscas, limolitas y conglomerados poco cementados</li> <li>• Margas</li> </ul>	0,4

Tabla 1: Valores de  $\alpha_1$  según el tipo de roca. (Fuente: GCOC)

En nuestro caso específico se llegó a la conclusión de que la roca del macizo rocoso del nivel 3 está formada por cuarzoareniscas y pizarras areniscosas, por todo ello ponemos un valor de  $\alpha_1$  de 0,8.

#### Influencia del grado de meteorización

El grado de meteorización de la roca debe medirse de acuerdo con la escala que se indica en la tabla 2 según el ISRM.

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


Los valores que se recomiendan para establecer el valor del parámetro  $\alpha_2$  son los siguientes:

- Grado de meteorización I (Roca sana o fresca)  $\alpha_2 = 1$
- Grado de meteorización II (Roca ligeramente meteorizada)  $\alpha_2 = 0,7$
- Grado de meteorización III (Roca moderadamente meteorizada)  $\alpha_2 = 0,5$
- Grado de meteorización sea igual o superior a IV, deberá calcularse como suelo (Roca moderadamente meteorizada).

En nuestro caso en específico se puede encontrar información del grado de meteorización de la roca en el informe de las columnas litográficas de los sondeos, en este caso el sondeo más cercano es el sondeo SPILA-2. En la ilustración 1 se puede ver un recorte de dicha columna, en ella nos encontramos un grado de meteorización II-III por lo que para quedar del lado de la seguridad tomamos el valor de  $\alpha_2$  mas desfavorable 0,5.

GRADO	DENOMINACIÓN	CRITERIO DE RECONOCIMIENTO
I	Roca sana o fresca	La roca no presenta signos visibles de meteorización, pueden existir ligeras pérdidas de color o pequeñas manchas de óxidos en los planos de discontinuidad.
II	Roca ligeramente meteorizada	La roca y los planos de discontinuidad presentan signos de decoloración. Toda la roca ha podido perder su color debido a la meteorización y superficialmente ser más débil que la roca sana.
III	Roca moderadamente meteorizada	Menos de la mitad del material está descompuesto a suelo. Aparece roca sana o ligeramente meteorizada de forma continua o en zonas aisladas.
IV	Roca meteorizada a muy meteorizada	Más de la mitad del material está descompuesto a suelo. Aparece roca sana o ligeramente meteorizada de forma discontinua.
V	Roca completamente meteorizada	Todo el material está descompuesto a un suelo. La estructura original de la roca se mantiene intacta.
VI	Suelo residual	La roca está totalmente descompuesta en un suelo y no puede reconocerse ni la textura ni la estructura original. El material permanece «in situ» y existe un cambio de volumen importante.

Tabla 2: Valores de meteorización de la roca. (Fuente: GCOC)

				Cliente UTE PLACONSA ROVER MIVIC		SONDEO	
				Obra 17212-19 ESTUDIO GEOTÉCNICO RONDA SUR		S-PILA 2	
				Localidad BADAJOZ			
				Fecha Inicio 04/04/19		Fecha Final 10/04/19	
						FOLIO 1/1	





Escala 1:105	Revestimiento	Perforación	Profundidad	Estratigrafía	Descripción	Nivel freático	Muestra	S.P.T.				N.s.p.t.
								10	20	30	40	
1		B101W	1.40		Relleno / Tierra vegetal: Arena limosa marrón con algunos fragmentos de roca. - Presencia de raíces.							
2			1.90		Limo arcilloso gris con lentes ocre y rojizas.							
3					Cuarcita marrón con grado de meteorización II-III. - RQD 60%. - Pátinas ocre en los planos de fracturación, que en este caso se aprecian subhorizontales.							
4												
5												
6												
7		B101D	7.00		Metarenisca gris oscuro con vetas de cuarcita blanca. - Grado de meteorización II-III. - RQD del 20%. - Dos familias de fracturación principales, una subvertical y la otra a unos 30° del eje del sondeo.							
8												
9												
10												

Ilustración1: Columna litográfica del sondeo SPILA-2. (Fuente: Anexos campaña geotécnica)

**Anejo 5: Cálculos geotécnicos.**

Influencia del espaciamiento entre litoclasas

La separación entre litoclasas debe caracterizarse de dos formas diferentes:

- Mediante censo de litoclasas en afloramientos 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 1,5 B\*

Partiendo de esos datos se calculará  $\alpha_3$  como el mínimo de entre los dos valores siguientes:

$$\alpha_3 = \min(\alpha_{3a}, \alpha_{3b}) \quad \alpha_{3a} = \sqrt{\frac{s}{1m}} \quad \alpha_{3b} = \sqrt{\frac{RQD(\%)}{100}}$$

Donde:

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

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

RQD= Valor del parámetro “Rock Quality Designation” expresado en tanto por ciento.

De igual manera esta información la tenemos disponible en la columna del sondeo, en la ilustración 1 se puede ver claramente un valor del RQD de 20%, lo que nos da un valor de  $\alpha_3$  de 0,77.



Caja 3 (6,00-8,40)

*Ilustración2: Foto de la columna del sondeo SPILA-2. (Fuente: Anexos campaña geotécnica)*



Determinación de la resistencia a compresión simple roca sana.

Para determinar el valor de  $q_u$ , a utilizar en el contexto de estos cálculos se utilizará probetas de roca sana y se ensayarán según UNE 22950-1, una vez eliminadas las zonas de posible alteración. Se procurará que además las probetas no tengan grietas o fisuras apreciables a simple vista.

En el sondeo SP2 se tomó una muestra, a la cual se le realizó dicho ensayo, el valor de la resistencia a compresión simple en de 31 Mpa.

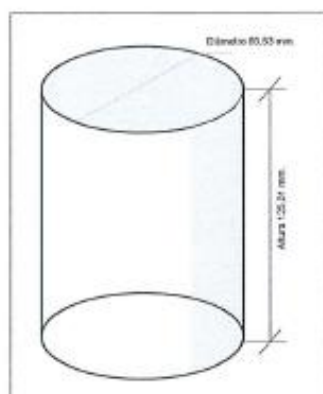
Obra: ESTUDIO GEOTÉCNICO RONDA SUR  
BADAJOZ  
Localidad: BADAJOZ  
Procedencia: S-P2 TR  
Descripción: COTA 3,80-4,00

DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN UNIAxIAL EN ROCAS  
(UNE 22-950-1:1990)

NÚMERO DE PROBETAS ENSAYADAS	1	DIÁMETRO (mm)	86,53
		ALTURA (mm)	125,01

DENSIDAD APARENTE (gr/cm <sup>3</sup> )	0,17
---	------

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAxIAL (Mpa)	31,75
--	-------



Observaciones:

*Ilustración3: Recorte del ensayo de probeta SP2. (Fuente: Anexos campaña geotécnica)*

### 3.2 Resultados de los cálculos

Con todos los parámetros justificados y usados tenemos una presión admisible de 1,1 Mpa en la tabla 3 se puede apreciar la hoja de cálculo con la que se obtuvo este valor.

Carga de hundimiento zapata (ROCA)	
$\alpha_1$ (tipo de roca)	0,8
$\alpha_2$ (meteorización)	0,5
$\alpha_3$ (RQD)	0,774596669
$P_o$ (Kpa)	1000
$q_u$ (kpa)	31000
$P_v$ adm (kpa)	1725,11
Factor de seguridad	1,5
$P_v$ Roca adm (kpa)	1150,072461

Tabla 3: Valor de la presión admisible del terreno para zapatas. (Fuente: Elaboración propia)

### 3.3 Dimensionamiento de las zapatas

Una vez obtenido el valor de la presión admisible se sigue con el cálculo de las dimensiones geométricas de la zapata, en este caso lo primero es obtener la sección equivalente:

Conviene definir, para cada combinación de acciones, la longitud y la anchura de la cimentación rectangular equivalente. Para ello es preciso determinar el punto de paso de la resultante de las acciones en el plano de apoyo del cimiento.

La cimentación rectangular equivalente es aquella que, estando íntegramente inscrita en la cimentación, tiene su centro de gravedad en el punto de paso de la resultante (área cota céntrica). La ilustración 4 indica los detalles del cálculo correspondiente que conduce a las dimensiones equivalentes  $B^*$ ,  $L^*$  a partir de las dimensiones reales  $B$  y  $L$  de los valores de las distintas componentes de la resultante de las acciones sobre el plano de cimentación.

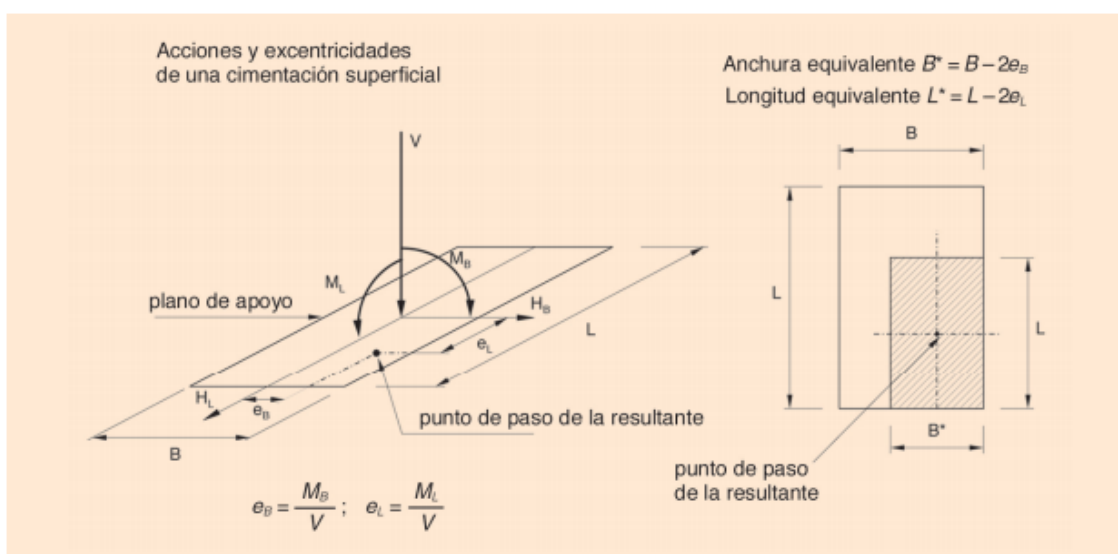


Ilustración 4: Área de apoyo equivalente para la comprobación de estados límite últimos (Fuente: GCOC)

### 3.3.1 Presiones verticales

El cálculo de la presión vertical media y de la inclinación de la resultante será necesario para comprobar la seguridad frente a hundimiento, deslizamiento y vuelco según los procedimientos que más adelante se indicarán.

Para cada una de las distintas combinaciones de acciones y después de obtener las dimensiones de la cimentación rectangular equivalente, se calculará la presión vertical media que se define mediante la expresión siguiente:

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

Donde:

$P_v$ = Presión vertical media

$V$ = Componente vertical de la resultante efectiva de las acciones

$B^*$ = Anchura equivalente

$L^*$ = Longitud equivalente

Se entiende por componente vertical de la resultante efectiva de las acciones,  $V$  a la componente vertical total disminuida en la posible subpresión que pudiera existir en el plano de contacto cimiento-terreno.

En el valor de  $V$  no sólo se incluirán las acciones de la estructura, sino también el peso propio del elemento de cimentación y además el de las tierras que pudieran gravitar sobre ella.

En nuestro caso, teniendo en cuenta todo lo citado anteriormente en la guía se procedió con el dimensionamiento de la zapata hasta obtener un valor de presión vertical de hundimiento que fuera menor que la presión admisible del terreno.

Adicionalmente también se comprobó que el canto de la zapata fuera el suficiente como para que esta pueda considerarse como rígida, según la guía de cimentaciones las zapatas pueden considerarse rígidas siempre que cumplan con:

$$h \geq \alpha \cdot v$$

Donde:

$H$ = Canto de la zapata en su encuentro con la cara del pilar

$v$ = Vuelo, o distancia entre la cara del pilar y la cara vertical más próxima de contorno de la zapata.

$\alpha$  = Coeficiente adimensional que puede estimarse con la relación siguiente:

$$\alpha = 2,2 \left( \frac{E}{E_h} \right)^{1/3}$$

Se presentarán los recortes de las hojas de cálculo que nos dan las dimensiones de las zapatas.

Dimiensionamiento de la zapata	P1
--------------------------------	----

H (m)	1,2
L(m)	6
B(m)	5,5
v1	1,1
v2	1,775
V	1,775
$\alpha$	0,57777593
h min	1,02555228
Rígida?	SI

Acciones	
V (tn)	1922,20
W Zapata (tn)	31,75
ML (tn/m)	1575,40
MT (tn/m)	1355,55
EI (m)	0,71
EB(m)	0,82
L* (m)	4,59
B* (m)	3,86
p <sub>v</sub> (Tn/m <sup>2</sup> )	110,27
p <sub>v</sub> (Kpa)	1081,75186

Tabla 4: Dimensionamiento de la zapata P1. (Fuente: Elaboración propia)

Dimiensionamiento de la zapata	P2
--------------------------------	----

H (m)	1,2
L(m)	6,5
B(m)	5,5
v1	1,35
v2	1,775
V	1,775
$\alpha$	0,57777593
h min	1,02555228
Rígida?	SI

Acciones	
V (tn)	1932,97
W Zapata (tn)	33,00
ML (tn/m)	1706,22
MT (tn/m)	1541,59
EI (m)	0,80
EB(m)	0,88
L* (m)	4,90
B* (m)	3,73
p <sub>v</sub> (Tn/m <sup>2</sup> )	107,32
p <sub>v</sub> (Kpa)	1052,84768

Tabla 5: Dimensionamiento de la zapata P2. (Fuente: Elaboración propia)

### 3.3.2 Comprobación frente al deslizamiento

Según la guía de cimentaciones en obras de carretera este modo de fallo debe considerarse únicamente en aquellas cimentaciones superficiales que hayan de soportar acciones horizontales importantes. Tal situación suele producirse en las cimentaciones de los muros de contención y puede ocurrir también en las cimentaciones de los estribos de los puentes

No es necesario comprobar el fallo por deslizamiento en aquellas cimentaciones en las que la resultante de las cargas actuantes tiene una inclinación máxima, medid respecto a la normal al plano de cimentación, que sea en cualquier situación inferior al 20% ( $\tan \alpha < 0,20$ ).

Como se podrá apreciar en la tabla 6 los valores de las acciones horizontales son tan pequeños en comparación con la vertical que los valores del  $\tan \alpha$  no son lo suficientemente grandes como para hacer esta comprobación.

	Acciones Horizontales					
	Longitudinales	Transversales	Verticales			
P1	121,29	106,36	18856,77		Tg hB	Tg hL
P2	127,76	126,53	18962,43		0,00643217	0,00564028
					0,00673734	0,00667245

Tabla 6: Valores del ángulo de la resultante de acciones. (Fuente: Elaboración propia)

### 3.3.3 Comprobación frente al vuelco

Las cimentaciones superficiales más susceptibles al vuelco son las de los muros de contención y las de los estribos de los puentes que pueden estar sometidas a acciones horizontales importantes.

Normalmente no será necesario comprobar las cimentaciones frente al vuelco cuando de trate de pilas de puente o de cimentaciones de obras de paso que satisfagan las condiciones estipuladas de deslizamiento y hundimiento y en las que, además, el punto de paso de la resultante sobre el cimientto quede dentro del núcleo central del área de apoyo en las situaciones de proyecto a considerar.

Por todo ello no se realizará ningún tipo de comprobación al vuelco.

## 4 Cimentaciones Profundas

La gran mayoría de las cimentaciones de este viaducto fueron de este tipo, en este caso se tenía que debido a las dimensiones y a las distancias entre pilas las condiciones geotécnicas eran muy distintas, todo esto por la variabilidad de los estratos. En la mayoría de los casos se procuró que los pilotes llegaran al estrato competente (nivel 3), sin embargo en algunas pilas había que descender mas de 22 metros de profundidad para llegar, por lo que algunos pilotes están trabajando por el fuste de los niveles 1 y 2. En el borrador del estudio geotécnico que se tomó como referencia para la elaboración de este trabajo y el anejo 3 especialmente, se

calculaban unas resistencias unitarias por fuste y punta, sin embargo aquí los cálculos de estas resistencias se hacían caso por caso mediante un hoja de Excel, ya que estas resistencias dependen de la geometría de la cimentación ( diámetro y longitud del pilote) y por ello el alumno no vio adecuado el uso de estas resistencias unitarias.

Cabe resaltar que debido a las cargas y los momentos transmitidos al encepado las presiones eran tan grandes que una buena parte de las veces fallaba mas por el tope estructural que por la presión de hundimiento del terreno mismo.

#### 4.1 Procedimiento y comprobaciones

En el caso de las cimentaciones profundas nos encontramos con una variabilidad bastante alta en la disposición de los estratos en el terreno, por lo que el alumno optó por hacer una modelización y un cálculo para cada una de las pilas por separado (a excepción de las pilas 9, 10 y 11). Para el cálculo de la resistencia del terreno con pilotes la guía ofrece distintas metodologías que dependen de los datos de partida disponibles.

En el anejo 3 de este documento se explicó de manera detallada la obtención de los parámetros resistentes necesarios para el cálculo de las cargas de hundimiento según el modelo de Mohr-Coulomb, por consiguiente, se utilizarán los métodos de cálculo semi-analíticos del apartado 5.10.2.5 de la guía de cimentaciones en obras de carretera. En el caso de los pilotes que trabajan por punta la guía nos dice que el método es el mismo que el del caso de cimentaciones superficiales, no obstante, según las pruebas de laboratorio las características resistentes del macizo rocoso cambiaban de manera considerable en las zonas de contacto con los pilotes, por todo esto se volvió a realizar este cálculo cambiando dichos parámetros y adecuándolos a la situación que se tenía.

#### Carga de hundimiento

La carga de hundimiento de pilotes excavados cuya punta no se empotra en roca puede calcularse como se indica a continuación. La carga de hundimiento,  $Q_h$ , se considerará igual a la suma de dos cantidades, la parte correspondiente a la punta  $Q_p$  y la parte que corresponde al fuste  $Q_f$ .

El valor de cálculo del parámetro resistente correspondiente a la resistencia por punta será el valor medio o semisuma del que se asigne a la zona activa inferior y el que se asigne a la zona pasiva superior (véase figura 5.8). A su vez, el valor que se asigne a cada una de estas zonas debe ser una estimación prudente del parámetro en cuestión en el entorno de la punta, por debajo de ella (zona activa) y por encima de la misma (zona pasiva).

La carga de hundimiento por punta puede obtenerse mediante el producto del área de la punta,  $A_p$ , por una presión unitaria de hundimiento,  $q_p$ .

$$Q_p = A_p \cdot q_p$$

La contribución del fuste a la carga de hundimiento,  $Q_f$ , puede estimarse como la integral de la resistencia unitaria por fuste,  $\tau_f$ , en todo el contorno de la parte enterrada. Es decir:

$$Q_f = \int_0^L \pi \cdot D \cdot \tau_f \cdot dz$$

Donde:

$Q_f$  = Carga de hundimiento por fuste.

$D$  = Diámetro real o equivalente del pilote.

$\tau_f$  = Resistencia unitaria por fuste, a la profundidad  $z$ .

$z$  = Profundidad medida desde la superficie, hacia el interior del terreno.

$L$  = Longitud enterrada del pilote.

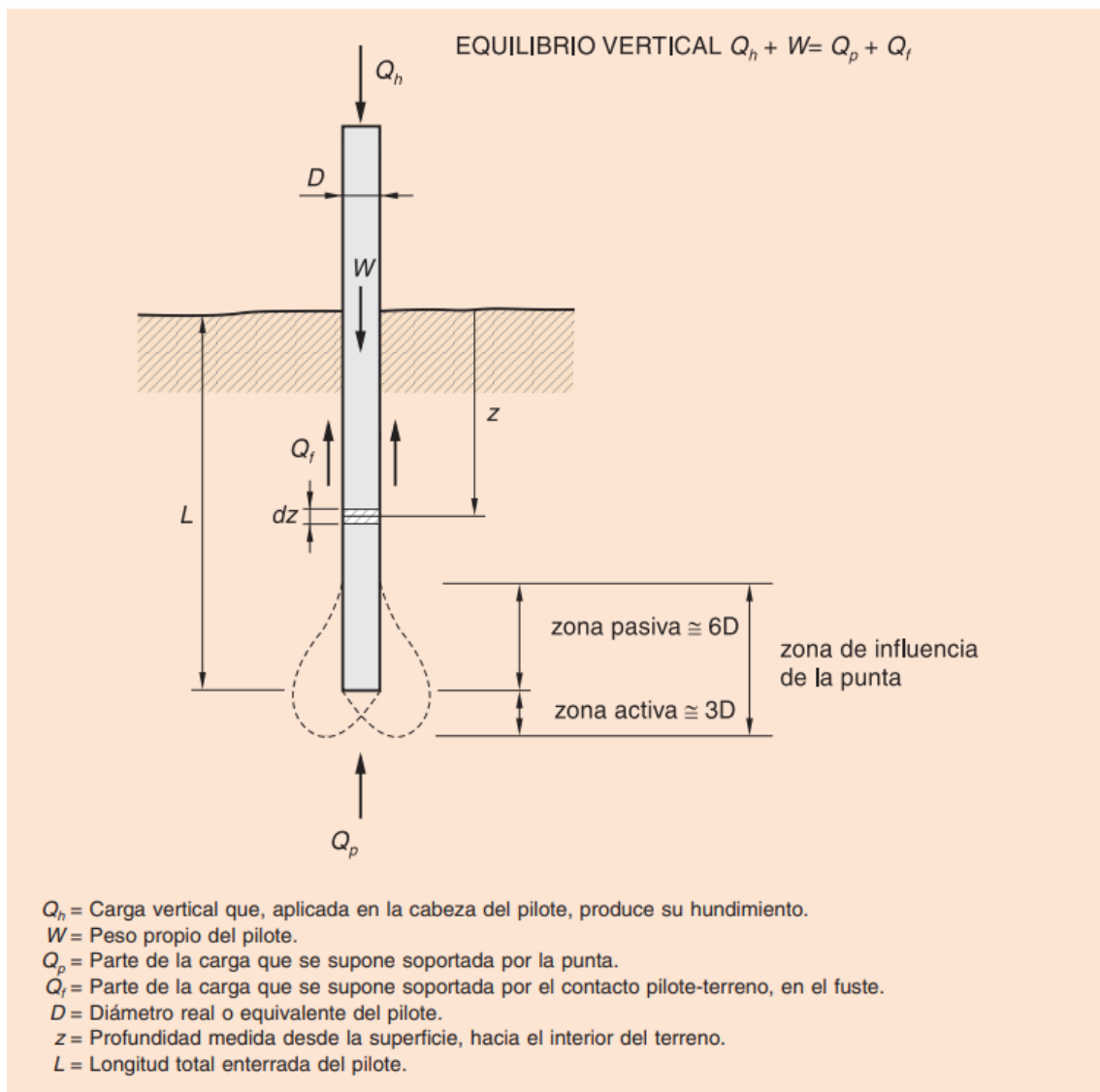


Ilustración 5: Esquema de hundimiento de un pilote aislado. (Fuente: GCOC)

## Anejo 5: Cálculos geotécnicos.

### Resistencia por punta

Cuando se conozcan las características resistentes del terreno en términos del modelo de Mohr-Coulomb, se podrá utilizar la siguiente expresión para el cálculo de la capacidad resistente por punta:

$$q_p = N_q^* \cdot \sigma'_{vo} + N_c^* \cdot c$$

Donde:

$q_p$  = Carga de hundimiento unitaria por punta.

$\sigma'_{vo}$  = Presión vertical efectiva al nivel de la punta del pilote.

$N_c^*$ ,  $N_q^*$  = Factores de capacidad de carga para cimentaciones profundas.

$c$  = Cohesión.

$$N_q^* = 1,5 \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot e^{\pi \tan \phi} \cdot f_D \quad N_c^* = \frac{N_q^* - 1}{\tan \phi}$$

Esta aproximación se considera adecuada para profundidades de la punta inferiores o iguales a 20 diámetros ( $z_{punta} \leq 20 D$ ). Para profundidades mayores ( $z_{punta} > 20 D$ ) se utilizará como valor de  $\sigma'_{vo}$ , la presión vertical efectiva a una profundidad igual a veinte diámetros.

### Resistencia por fuste

La resistencia unitaria por fuste puede tomarse igual a:

$$\tau_f = c + K_o \cdot \tan \delta \cdot \sigma'_v \leq 90 \text{ kPa}$$

Donde:

$\tau_f$  = Resistencia unitaria por fuste al nivel considerado.

$c$  = Cohesión al nivel considerado.

$K_o$  = Coeficiente de empuje al reposo.

$\delta$  = Ángulo de fricción del contacto pilote-terreno.

$\sigma'_v$  = Presión vertical efectiva al nivel considerado.

Cuando no se disponga de información fehaciente, acerca de los valores de  $K_o$ , y/o del ángulo  $\delta$ , se puede suponer:

$$K_o \cdot \tan \delta = 0,3$$



## 4.2 Pilotes

En este apartado se definirán los puntos y la metodología que fue llevada a cabo por el alumno para el dimensionamiento de los pilotes.

### 4.2.1 Tipo de pilote y tope estructural.

Para el diseño de los pilotes que conforman la cimentación profunda se tomó la decisión de hacerlo mediante la ejecución de pilotes perforados, entubados y hormigonados in situ (tal y como se pueden ver en las metodologías de la GCOC del apartado anterior). Siguiendo las instrucciones de la guía;

La capacidad portante de un pilote está limitada por el terreno y por el propio pilote. Normalmente, a un determinado tipo de pilote (material y sección transversal) se le suele asignar una determinada carga máxima vertical de servicio, que se denomina en ocasiones «tope estructural». Se trata de un valor nominal de amplio uso en la práctica geotécnica.

Partiendo del tope estructural, el ingeniero decide la longitud del pilote que se necesita para poder aprovechar suficientemente la capacidad estructural del pilote. Cuando se trata de pilotes flotantes, se alarga la longitud hasta que la resistencia por fuste, una vez reducida convenientemente por su coeficiente de seguridad, sea similar al tope estructural.

TIPO DE PILOTE		VALORES DE $\sigma$ (MPa)	
Hincado	Hormigón pretensado	0,30 ( $f_{ck} - 0,90 f_p$ )	
	Hormigón armado	0,30 $f_{ck}$	
	Metálico	0,33 $f_{yk}$	
	Madera	5	
		TIPO DE APOYO	
		SUELO FIRME	ROCA
Perforado de hormigón «in situ»	Entubado	5	6
	Con lodos	4	5
	En seco	4	5
	Barrenado	4	No aplicable

Tabla 7: Valores recomendados para el tope estructural de los pilotes. (Fuente:GCOC)

En nuestro caso específico, al trabajar con pilotes perforados y parcialmente entubados, se utilizarán los valores correspondientes  $\sigma$  para el caso de lodos bentoníticos, se trabajarán con 4 y 5 Mpa, dependiendo de si la punta del pilote llega al sustrato rocoso, o si de lo contrario este trabajará por fuste. Durante el desarrollo de los resultados podremos apreciar que estarán presentes ambas situaciones.

Nivel/Tipo	$\varnothing$ (m)	Tope estructural (kN)
Flotantes (Nivel 2)	0,5	785,40
	1	3141,59
	1,5	7068,58
	2	12566,37
Empotrados (Nivel 3)	0,5	981,75
	1	3926,99
	1,5	8835,73
	2	15707,96

Tabla 8: Valores del tope estructural en función del diámetro de los pilotes. (Fuente: Elaboración Propia)

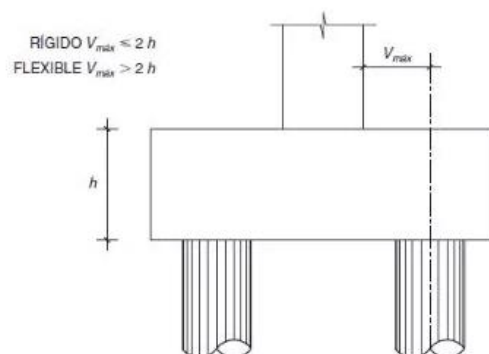
#### 4.2.2 Carga de hundimiento

Los resultados de la carga de hundimiento que ofrece el terreno frente a la geometría de los pilotes fueron obtenidos con las formulaciones del apartado 4.1 de este anejo. El alumno desarrolló una hoja de cálculo en la que fuera posible modelizar la estratigrafía en el terreno que precede a cada pilar, de esta manera se logró que dichas hojas calculasen de manera automática la carga de hundimiento teniendo en cuenta la geometría de los pilotes. En estas hojas Excel el alumno debe hacer una modificación en la que se decide de que manera va a trabajar el pilote para así usar los resultados de una formulación o de otra, debido a la alta variabilidad de los estratos en el desarrollo de este trabajo se diseñaron pilotes que interactuaban con el terreno de forma distinta. Un ejemplo de esto son los pilotes de las pilas 2, 3 y 4 que claramente trabajan por punta, mientras que en las pilas 5 y 6 la parte correspondiente al rozamiento de las paredes del pilote juega un papel más importante.

El alumno en un principio buscó darles a los pilotes las dimensiones necesarias para que el aprovechamiento de los mismos fuese el óptimo, sin embargo, aún no se había tenido en cuenta las cargas que llegarían cimentación como tal.

#### 4.3 Encepados

Una vez modelizados los terrenos de los pilotes en función de las cargas de hundimiento, se procederá con el dimensionamiento de los encepados. Primeramente, se busca que los encepados sean rígidos, para esto se tomaron en cuenta las indicaciones de la EHE-08.



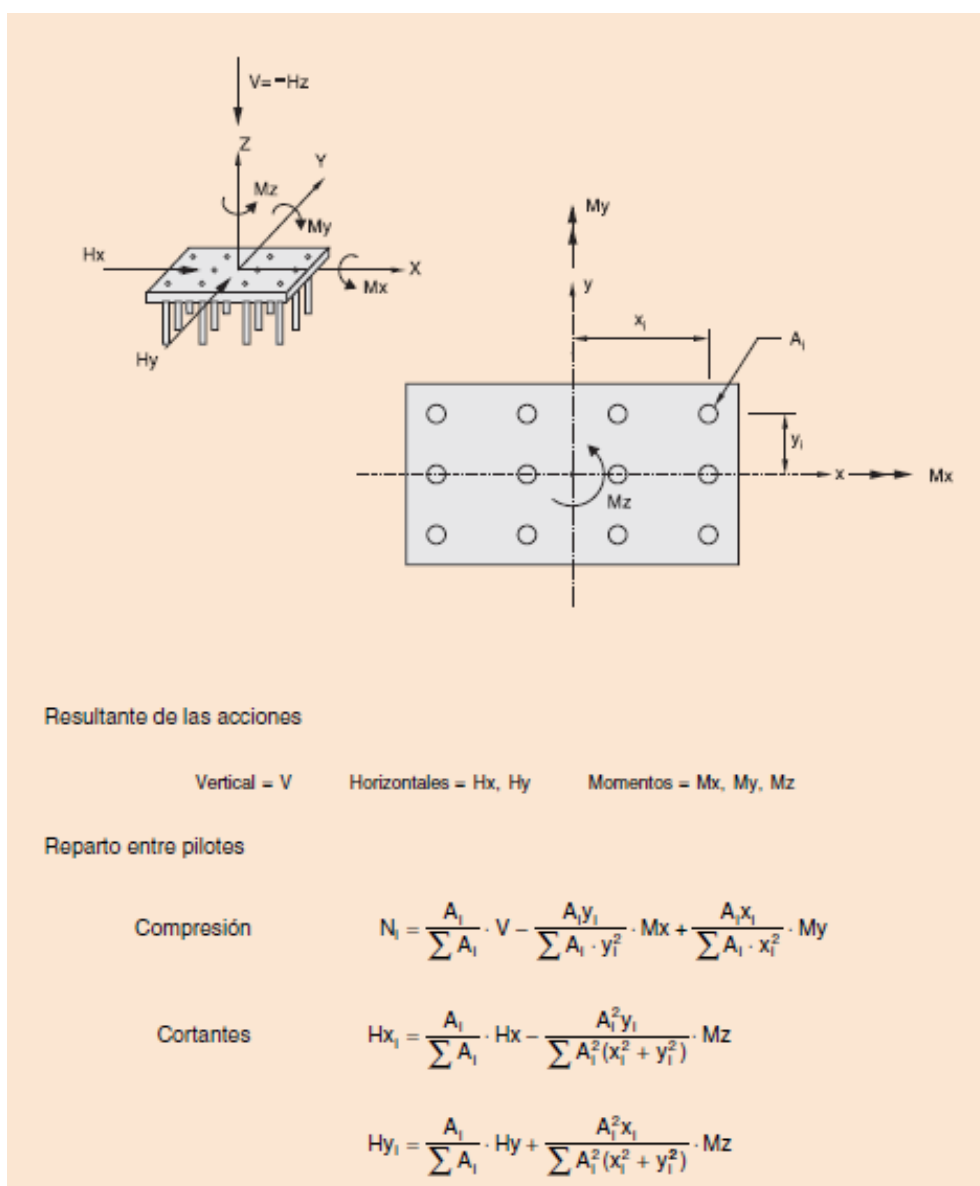
*Ilustración 6: Criterios de un encepado rígido. (Fuente: EHE-08)*

Para la disposición en planta de los pilotes se procuró que estos estuviesen separados a una distancia de 3 diámetros entre sus ejes, de esta manera se evita los efectos que pueda tener la influencia de un pilote sobre otro.

#### 4.3.1 Combinaciones de acciones y distribución de cargas

Se prosigue con la comprobación de la distribución del encepado a cada uno de los pilotes, en este apartado se tienen en cuenta la influencia de los momentos flectores en el encepado. Dependiendo de la combinación de estos momentos se puede generar un incremento o disminución del axil que en principio le correspondería a cada pilote. En este caso se hizo la comprobación de los pilotes más desfavorables, así como también la de los pilotes con menos sobrecarga. En los resultados obtenidos ningún pilote llegó a estar en tracción, por lo que dicha comprobación se omite en este trabajo.

A continuación, se mostrará la metodología de cálculo de dichas sobrecargas y los resultados obtenidos en la pila P4. (Epígrafe 5.7 de la GCOC)



*Ilustración 7: distribución de cargas en la hipótesis de encepado rígido y pilotes articulados en cabeza  
(Fuente: GCOC)*

#### 4.4 Ejemplo cimentación P4

En este apartado se enunciará de manera clara el proceso del dimensionamiento de la cimentación correspondiente a la pila P4. Este mismo proceso se realizó en la totalidad de las pilas, se escogió la P4 como ejemplo ya que esta es la que presentaba las cargas con valores mas grandes y por ende un tamaño de cimentación más importante.

El primer paso es modelizar la estratificación presente en el entorno de dicha fila, para esto nos ayudamos de la información del anejo 3 en la que se pudo desarrollar una estratigrafía aproximada basada en las columnas litográficas de los sondeos.

Después de tener claro los espesores de los estratos, estos se introducen en la hoja de cálculo desarrollada por el alumno para ver las resistencias de cada estrato.

<b>P4</b>				
Estratigrafía	$\gamma'$ (Kn/m3)	Techo (m)	S, contacto (m)	$\sigma_v'$ (kPa)
Nivel 1	21	2,3	2,3	48,3
Nivel 2	21	3,7	1,4	77,7
Nivel 3	24	>8	8,3	276,9
		Cota final	12	
		Total	12	bien

*Tabla 9: Estratigrafía del entorno de P4. (Fuente: Elaboración Propia)*

Las superficies de contacto vienen dadas por el espesor de los estratos y la longitud y el diámetro del pilote, la elección de dichas magnitudes es un proceso iterativo que depende de la carga que recibe el pilote y la optimización con el tope estructural.

Posterior a esto se hace el proceso de distribución de cargas en el encepado, las cargas de toman de los resultados obtenidos en el Anejo 4, teniendo así un axil y dos momentos resultantes. Una vez efectuada dicha distribución se obtienen los valores de carga del pilote más y menos cargado, en nuestro caso se trabajará con la carga máxima para el dimensionamiento de todos los pilotes del encepado.

A partir de aquí es cuando comienza el proceso iterativo, la idea es buscar unas dimensiones de pilotes y encepados que sean compatibles con la carga máxima obtenida en la distribución de cargas, (en este caso 1000 tn aproximadamente) a la vez que cumpla con la capacidad estructural máxima del pilote.

En el caso de la cimentación de la P4 era suficiente con poner 4 pilotes de 1,6 metros de diámetro, un encepado cuadrado de 1,9m de canto y 8m de lado.

Siempre que había cambios importantes en parámetros como la longitud del pilote por ejemplo, se tenía que hacer una modificación en la hoja de cálculo de la carga de hundimiento, ya que el cálculo de las resistencias por punta y fuste variaba de manera importante si las longitudes del pilote lo hacían.

Dimensionamiento de los encepados.		P4			
				Cálculo del N max/min	
Vt (kn)	31021,09				
ML(kn/m)	4636,59			A (m2)	2,0106193
MT (Kn/m)	12413,06			xi (m)	2,4
n pilotes	4			yi (m)	2,4
Ø(m)	1,6			ΣA*xi2	46,3246686
L (m)	12			ΣA*yi2	46,3246686
Tope (kn)	10053,10			ΣA	8,04247719
Encepado					
H (m)	1,9			Pil max N	
L (m)	8			xi (m)	2,4
B (m)	8			yi (m)	-2,4
V (m3)	121,6			N max	10026,6846
W (kn)	2981,632				
Vt (kn)	34002,72			Pil min N	
V/ pilote (kn)	8500,67971			xi (m)	-2,4
				yi (m)	2,4
Qh (Kn)	13754,7874			N min	6724,67478

Tabla 10: Dimensionamiento de la cimentación P4. (Fuente: Elaboración Propia)

Ø(m)	1,6
L pilote (m)	12

Qp	Qf	W	F seguridad	Qh (Kn)
20548,48988	21319,05825	603,185789	3	13754,78745

Resistencia por fuste N1 (granular)	
c (Kpa)	0
Techo	0
Muro	2,3
f"z"	2,645
Σ σv ' (kn/m2)	55,545
Ø(m)	1,6
Tr1 "c" (kn)	0
Tr2 (kn)	83,75988669
<b>Qf (kn)</b>	<b>83,75988669</b>

Resistencia por fuste N2	
c (Kpa)	20
Techo	0
Muro	1,4
f"z"	0,98
Σ σv ' (kn/m2)	76,125
Ø(m)	1,6
Tr1 "c" (kn)	140,7433509
Tr2 (kn)	114,7937956
<b>Qf (kn)</b>	<b>255,5371464</b>

Resistencia por punta N3 (ROCA)	
$\alpha 1$ (tipo de roca)	0,8
$\alpha 2$ (meteorización)	0,5
$\alpha 3$ (RQD)	0,894427191
Po (Kpa)	1000
qu (kpa)	51000
Pv adm (kpa)	2554,995108
qp(kPa)	5109,990215
$\emptyset$ (m)	1,6
Empotramiento import?	si
df	2
<b>Qp(kn)</b>	<b>20548,49</b>

Resistencia por fuste ROCA	
tf (kpa)	510,9990215
<b>Qf (Kn)</b>	<b>21319,05825</b>

## **ANEXO:** Tope estructural y diámetros

Nivel/Tipo	Ø(m)	Tope estructural (kN)
Flotantes (Nivel 2)	0,5	785,40
	1	3141,59
	1,5	7068,58
	2	12566,37
Empotrados (Nivel 3)	0,5	981,75
	1	3926,99
	1,5	8835,73
	2	15707,96



## **ANEXO:** Cargas de hundimiento

Carga de hundimiento zapata (ROCA)	
$\alpha 1$ (tipo de roca)	0,8
$\alpha 2$ (meteorización)	0,5
$\alpha 3$ (RQD)	0,774596669
Po (Kpa)	1000
qu (kpa)	31000
Pv adm (kpa)	1725,11
Factor de seguridad	1,5
Pv Roca adm (kpa)	1150,072461

Nivel 1	
Ángulo de rozamiento efectivo	35º
Cohesión efectiva	---
Densidad aparente:	21 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	35 Mpa

Nivel 2	
Ángulo de rozamiento efectivo	35º
Cohesión efectiva	20 kPa
Densidad aparente:	21 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	150 Mpa

Nivel 3	
Ángulo de rozamiento efectivo	40º
Cohesión efectiva	90 kPa
Densidad aparente:	24 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	800-2500 Mpa

E2				
Estratigrafía	γ' (Kn/m3)	Techo (m)	Long.S, contacto (m)	ov' (kPa)
Nivel 1	21	0	0	0
Nivel 2	21	5,6	5,6	117,6
Nivel 3	24	>20	5,4	247,2
Cota final				11
Total				11 bien

Ø(m)	1	Qp	Qf	W	F seguridad	Qh (Kn)
L pilote (m)	11	8026,75	3688,116678	215,984495	3	3832,962014

Resistencia por fuste N1 (granular)	
c (Kpa)	0
Techo	0
Muro	7
f''z''	24,5
Σ ov' (kn/m2)	514,5
Ø(m)	1
Tr1 "c" (kn)	0
Tr2 (kn)	484,9048261
Qf (kn)	484,9048261

Resistencia por fuste N2	
c (Kpa)	20
Techo	0
Muro	5,6
f''z''	15,68
Σ ov' (kn/m2)	843,78
Ø(m)	1
Tr1 "c" (kn)	351,8583772
Tr2 (kn)	795,2439148
Qf (kn)	1147,102292

Resistencia Punta N2 ( SUELOS granulares)	
L (m)	11
ov' (kPa)	247,2
c (kPa)	20
Ø(m)	1
φ' °	35
fd	0,666666667
Nq	1,773924597
Nc	1,633390782
qp (kPa)	471,18
QP Kn	370,0654586

Resistencia por fuste N3	
c (Kpa)	90
Techo	0
Muro	4,4
f''z''	9,68
Σ ov' (kn/m2)	1076,1
Ø(m)	1
Tr1 "c" (kn)	1526,81403
Tr2 (kn)	1014,200356
Qf (kn)	2541,014386

Resistencia Punta N3 ( SUELOS granulares)	
L (m)	11
ov' (kPa)	247,2
c (kPa)	90
Ø(m)	1
φ' °	40
fd	0,666666667
Nq	0,204726729
Nc	0,71183552
qp (kPa)	114,67
QP Kn	90,06446953

Resistencia por punta N3 (ROCA)	
α1 (tipo de roca)	0,8
α2 (meteorización)	0,5
α3 (RQD)	0,894427191
Po (Kpa)	1000
qu (kpa)	51000
Pv adm (kpa)	2554,995108
qp(kPa)	5109,990215
Ø(m)	1
Empotramiento import?	si
df	2
Qp(kn)	8026,75

Resistencia por fuste ROCA	
tf (kpa)	510,9990215
Qf (Kn)	8668,894169

Nivel 1	
Ángulo de rozamiento efectivo	35º
Cohesión efectiva	---
Densidad aparente:	21 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	35 Mpa

Nivel 2	
Ángulo de rozamiento efectivo	35º
Cohesión efectiva	20 kPa
Densidad aparente:	21 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	150 Mpa

Nivel 3	
Ángulo de rozamiento efectivo	40º
Cohesión efectiva	90 kPa
Densidad aparente:	24 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	800-2500 Mpa

P3

Estratigrafía	γ' (Kn/m3)	Techo (m)	S, contacto (m)	ov' (kPa)
Nivel 1	21	1,5	1,5	31,5
Nivel 2	21	3,7	2,2	77,7
Nivel 3	24	>8	8,3	276,9
Cota final			12	
Total			12	bien

Ø(m)	1,5
L pilote (m)	12

Qp	Qf	W	F seguridad	Qh (Kn)
14080,50472	15582,42523	530,14376	3	9710,928729

Resistencia por fuste N1 (granular)	
c (Kpa)	0
Techo	0
Muro	1,5
f''z''	1,125
Σ ov' (kn/m2)	23,625
Ø(m)	1,5
Tr1 "c" (kn)	0
Tr2 (kn)	33,3990569
Qf (kn)	33,3990569

Resistencia por fuste N2	
c (Kpa)	20
Techo	0
Muro	2,2
f''z''	2,42
Σ ov' (kn/m2)	74,445
Ø(m)	1,5
Tr1 "c" (kn)	207,3451151
Tr2 (kn)	105,2441393
Qf (kn)	312,5892544

Resistencia Punta N2 ( SUELOS granulares)	
L (m)	2,2
ov' (kPa)	77,7
c (kPa)	35
Ø(m)	1,5
φ'º	35
fd	0,666666667
Nq	1,773924597
Nc	1,633390782
qp (kPa)	195,0026186
QP Kn	344,5980716

Resistencia por fuste N3	
c (Kpa)	90
Techo	0
Muro	3,3
f''z''	5,445
Σ ov' (kn/m2)	205,125
Ø(m)	1,5
Tr1 "c" (kn)	3520,154568
Tr2 (kn)	289,9886369
Qf (kn)	3810,143205

Resistencia Punta N3 ( SUELOS granulares)	
L (m)	12
ov' (kPa)	276,9
c (kPa)	90
Ø(m)	1,5
φ'º	40
fd	0,666666667
Nq	0,204726729
Nc	0,71183552
qp (kPa)	120,75
QP Kn	213,3899816

Resistencia por punta N3 (ROCA)	
α1 (tipo de roca)	0,8
α2 (meteorización)	0,5
α3 (RQD)	0,894427191
Po (Kpa)	1000
qu (kpa)	31000
Pv adm (kpa)	1991,983936
qp(kPa)	3983,967871
Ø(m)	1,5
Empotramiento import?	si
df	2
Qp(kn)	14080,50

Resistencia por fuste ROCA	
tf (kpa)	398,3967871
Qf (Kn)	15582,42523

Nivel 1	
Ángulo de rozamiento efectivo	35º
Cohesión efectiva	---
Densidad aparente:	21 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	35 Mpa

Nivel 2	
Ángulo de rozamiento efectivo	35º
Cohesión efectiva	20 kPa
Densidad aparente:	21 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	150 Mpa

Nivel 3	
Ángulo de rozamiento efectivo	40º
Cohesión efectiva	90 kPa
Densidad aparente:	24 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	800-2500 Mpa

P4

Estratigrafía	γ' (Kn/m3)	Techo (m)	S, contacto (m)	σv' (kPa)
Nivel 1	21	2,3	2,3	48,3
Nivel 2	21	3,7	1,4	77,7
Nivel 3	24	>8	8,3	276,9
Cota final				12
Total				12 bien

Ø(m)	1,6
L pilote (m)	12

Qp	Qf	W	F seguridad	Qh (Kn)
20548,48988	21319,05825	603,185789	3	13754,78745

Resistencia por fuste N1 (granular)	
c (Kpa)	0
Techo	0
Muro	2,3
f''z''	2,645
Σ σv' (kn/m2)	55,545
Ø(m)	1,6
Tr1 "c" (kn)	0
Tr2 (kn)	83,75988669
Qf (kn)	83,75988669

Resistencia por fuste N2	
c (Kpa)	20
Techo	0
Muro	1,4
f''z''	0,98
Σ σv' (kn/m2)	76,125
Ø(m)	1,6
Tr1 "c" (kn)	140,7433509
Tr2 (kn)	114,7937956
Qf (kn)	255,5371464

Resistencia Punta N2 ( SUELOS granulares)	
L (m)	1,4
σv' (kPa)	77,7
c (kPa)	35
Ø(m)	1,6
φ' °	35
fd	0,666666667
Nq	1,773924597
Nc	1,633390782
qp (kPa)	195,0026186
QP Kn	392,0760281

Resistencia por fuste N3	
c (Kpa)	90
Techo	0
Muro	7,3
f''z''	26,645
Σ σv' (kn/m2)	715,605
Ø(m)	1,6
Tr1 "c" (kn)	3754,83154
Tr2 (kn)	1079,106917
Qf (kn)	4833,938457

Resistencia Punta N3 ( SUELOS granulares)	
L (m)	12
σv' (kPa)	276,9
c (kPa)	90
Ø(m)	1,6
φ' °	40
fd	0,666666667
Nq	0,204726729
Nc	0,71183552
qp (kPa)	120,75
QP Kn	242,7903791

Resistencia por punta N3 (ROCA)	
α1 (tipo de roca)	0,8
α2 (meteorización)	0,5
α3 (RQD)	0,894427191
Po (Kpa)	1000
qu (kpa)	51000
Pv adm (kpa)	2554,995108
qp(kPa)	5109,990215
Ø(m)	1,6
Empotramiento import?	si
df	2
Qp(kn)	20548,49

Resistencia por fuste ROCA	
tf (kpa)	510,9990215
Qf (Kn)	21319,05825

Nivel 1	
Ángulo de rozamiento efectivo	35º
Cohesión efectiva	---
Densidad aparente:	21 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	35 Mpa

Nivel 2	
Ángulo de rozamiento efectivo	35º
Cohesión efectiva	20 kPa
Densidad aparente:	21 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	150 Mpa

Nivel 3	
Ángulo de rozamiento efectivo	40º
Cohesión efectiva	90 kPa
Densidad aparente:	24 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	800-2500 Mpa

PS

Estratigrafía	γ' (Kn/m3)	Techo (m)	S, contacto (m)	σv' (kPa)
Nivel 1	21	0	0	0
Nivel 2	21	11	11	231
Nivel 3	24	>8,2	5	351
		Cota final	16	
		Total	16	bien

Ø(m) 1,6  
L pilote (m) 16

Qp	Qf	W	F seguridad	Qh (Kn)
20548,48988	12842,80618	804,247719	3	10862,34945

Resistencia por fuste N1 (granular)	
c (Kpa)	0
Techo	0
Muro	0
I''z''	0
Σ σv' (kn/m2)	0
Ø(m)	1,6
Tr1 "c" (kn)	0
Tr2 (kn)	0
Qf (kn)	0

Resistencia por fuste N2	
c (Kpa)	20
Techo	0
Muro	11
I''z''	60,5
Σ σv' (kn/m2)	1270,5
Ø(m)	1,6
Tr1 "c" (kn)	1105,840614
Tr2 (kn)	1915,868864
Qf (kn)	3021,709478

Resistencia por fuste N3	
c (Kpa)	90
Techo	0
Muro	5
I''z''	12,5
Σ σv' (kn/m2)	1570,5
Ø(m)	1,6
Tr1 "c" (kn)	2261,946711
Tr2 (kn)	2368,258206
Qf (kn)	4630,204917

Resistencia Punta N3 ( SUELOS granulares)	
L (m)	16
σv' (kPa)	351
c (kPa)	90
Ø(m)	1,6
φ' °	40
fd	0,666666667
Nq	0,204726729
Nc	0,71183552
qp (kPa)	135,92
QP Kn	273,2919777

Resistencia por punta N3 (ROCA)	
α1 (tipo de roca)	0,8
α2 (meteorización)	0,5
α3 (RQD)	0,894427191
Po (Kpa)	1000
qu (kpa)	51000
Pv adm (kpa)	2554,995108
qp(kPa)	5109,990215
Ø(m)	1,6
Empotramiento import?	si
df	2
Qp(kn)	20548,49

Resistencia por fuste ROCA	
tf (kpa)	510,9990215
Qf (Kn)	12842,80618

Punta mixta  
Zona activa 20548,4899  
Zona pasiva 3021,70948  
qp= 23570,1994

Nivel 1	
Ángulo de rozamiento efectivo	35º
Cohesión efectiva	---
Densidad aparente:	21 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	35 Mpa

Nivel 2	
Ángulo de rozamiento efectivo	35º
Cohesión efectiva	20 kPa
Densidad aparente:	21 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	150 Mpa

Nivel 3	
Ángulo de rozamiento efectivo	40º
Cohesión efectiva	90 kPa
Densidad aparente:	24 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	800-2500 Mpa

P6

Estratigrafía	γ' (Kn/m3)	Techo (m)	S, contacto (m)	σv' (kPa)
Nivel 1	21	0	0	0
Nivel 2	21	20	20	420
Nivel 3	24	>6	5	540
Cota final			25	
Total			25	bien

Ø(m)	1,6
L pilote (m)	25

Qp	Qf	W	F seguridad	Qh (Kn)
10719,89	21186,87626	1256,63706	3	10216,71111

Resistencia por fuste N1 (granular)	
c (Kpa)	0
Techo	0
Muro	0
I''z''	0
Σ σv' (kn/m2)	0
Ø(m)	1,6
Tr1 "c" (kn)	0
Tr2 (kn)	0
Qf (kn)	0

Resistencia por fuste N2	
c (Kpa)	20
Techo	0
Muro	20
I''z''	200
Σ σv' (kn/m2)	4200
Ø(m)	1,6
Tr1 "c" (kn)	2010,619298
Tr2 (kn)	6333,45079
Qf (kn)	8344,070088

Resistencia por fuste N3	
c (Kpa)	90
Techo	0
Muro	3
I''z''	4,5
Σ σv' (kn/m2)	4308
Ø(m)	1,6
Tr1 "c" (kn)	2261,946711
Tr2 (kn)	6496,310953
Qf (kn)	8758,257663

Punta mixta	
Zona activa	10274,24
Zona pasiva	445,649172
qp=	10719,89

Resistencia Punta N3 ( SUELOS granulares)	
L (m)	25
σv' (kPa)	540
c (kPa)	90
Ø(m)	1,6
φ' °	40
fd	0,666666667
Nq	0,307090093
Nc	0,620211821
qp (kPa)	221,65
QP Kn	445,6491719

Resistencia por punta N3 (ROCA)	
α1 (tipo de roca)	0,8
α2 (meteorización)	0,5
α3 (RQD)	0,894427191
Po (Kpa)	1000
qu (kpa)	51000
Pv adm (kpa)	2554,995108
qp(kPa)	5109,990215
Ø(m)	1,6
Empotramiento import?	no
df	2
Qp(kn)	10274,24

Resistencia por fuste ROCA	
tf (kpa)	510,9990215
Qf (Kn)	12842,80618

Nivel 1	
Ángulo de rozamiento efectivo	35º
Cohesión efectiva	---
Densidad aparente:	21 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	35 Mpa

Nivel 2	
Ángulo de rozamiento efectivo	35º
Cohesión efectiva	20 kPa
Densidad aparente:	21 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	150 Mpa

Nivel 3	
Ángulo de rozamiento efectivo	40º
Cohesión efectiva	90 kPa
Densidad aparente:	24 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	800-2500 Mpa

P7

Estratigrafía	γ' (Kn/m3)	Techo (m)	S, contacto (m)	σv' (kPa)
Nivel 1	21	3	3	63
Nivel 2	21	23	20	483
Nivel 3	24	>20	5	603
Cota final			28	
Total			28	bien

Ø(m)	1,6
L pilote (m)	28

Qp	Qf	W	F seguridad	Qh (Kn)
22764,88	8629,075373	1005,30965	3	10129,55014

Resistencia por fuste N1 (granular)	
c (Kpa)	0
Techo	0
Muro	3
f''z''	4,5
Σ σv' (kn/m2)	94,5
Ø(m)	1,6
Tr1 "c" (kn)	0
Tr2 (kn)	142,5026428
Qf (kn)	142,5026428

Resistencia por fuste N2	
c (Kpa)	20
Techo	0
Muro	20
f''z''	200
Σ σv' (kn/m2)	4294,5
Ø(m)	1,6
Tr1 "c" (kn)	2010,619298
Tr2 (kn)	6475,953432
Qf (kn)	8486,572731

Resistencia Punta N2 ( SUELOS granulares)	
L (m)	20
σv' (kPa)	603
c (kPa)	20
Ø(m)	1,6
φ' °	35
fd	0,666666667
Nq	1,773924597
Nc	1,633390782
qp (kPa)	1102,34
QP Kn	2216,394819

Resistencia por fuste N3	
c (Kpa)	90
Techo	0
Muro	0
f''z''	0
Σ σv' (kn/m2)	4294,5
Ø(m)	1,6
Tr1 "c" (kn)	2261,946711
Tr2 (kn)	6475,953432
Qf (kn)	8737,900143

Resistencia Punta N3 ( SUELOS granulares)	
L (m)	20
σv' (kPa)	603
c (kPa)	90
Ø(m)	1,6
φ' °	40
fd	0,666666667
Nq	0,204726729
Nc	0,71183552
qp (kPa)	187,52
QP Kn	377,0221108

Punta mixta	
Zona activa	20548,49
Zona pasiva	2216,39482
qp=	22764,88

Resistencia por punta N3 (ROCA)	
α1 (tipo de roca)	0,8
α2 (meteorización)	0,5
α3 (ROD)	0,894427191
Po (Kpa)	1000
qu (kpa)	51000
Pv adm (kpa)	2554,995108
qp(kPa)	5109,990215
Ø(m)	1,6
Empotramiento import?	si
df	2
Qp(kn)	20548,49

Resistencia por fuste ROCA	
tf (kpa)	510,9990215
Qf (Kn)	12842,80618



Nivel 1	
Ángulo de rozamiento efectivo	35º
Cohesión efectiva	---
Densidad aparente:	21 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	35 Mpa

Nivel 2	
Ángulo de rozamiento efectivo	35º
Cohesión efectiva	20 kPa
Densidad aparente:	21 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	150 Mpa

Nivel 3	
Ángulo de rozamiento efectivo	40º
Cohesión efectiva	90 kPa
Densidad aparente:	24 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	800-2500 Mpa

P8

Estratigrafía	γ' (Kn/m3)	Techo (m)	Long.S, contacto (m)	ov' (kPa)
Nivel 1	21	7	7	147
Nivel 2	21	22	13	420
Nivel 3	24	>20	4	516
		Cota final	24	
		Total	24	bien

Ø(m)	1,6
L pilote (m)	24

Qp	Qf	W	F seguridad	Qh (Kn)
20548,49	10274,24494	1206,37158	3	9872,121081

Resistencia por fuste N1 (granular)	
c (Kpa)	0
Techo	0
Muro	7
f''z''	24,5
Σ ov' (kn/m2)	514,5
Ø(m)	1,6
Tr1 "c" (kn)	0
Tr2 (kn)	775,8477217
Qf (kn)	775,8477217

Resistencia por fuste N2	
c (Kpa)	20
Techo	0
Muro	13
f''z''	84,5
Σ ov' (kn/m2)	2289
Ø(m)	1,6
Tr1 "c" (kn)	1306,902544
Tr2 (kn)	3451,73068
Qf (kn)	4758,633224

Resistencia Punta N2 ( SUELOS granulares)	
L (m)	24
ov' (kPa)	516
c (kPa)	20
Ø(m)	1,6
φ' °	35
fd	0,666666667
Nq	1,773924597
Nc	1,633390782
qp (kPa)	948,01
QP Kn	1906,093047

Resistencia por fuste N3	
c (Kpa)	90
Techo	0
Muro	3
f''z''	4,5
Σ ov' (kn/m2)	2397
Ø(m)	1,6
Tr1 "c" (kn)	1809,557368
Tr2 (kn)	3614,590844
Qf (kn)	5424,148212

Resistencia Punta N3 ( SUELOS granulares)	
L (m)	24
ov' (kPa)	516
c (kPa)	90
Ø(m)	1,6
φ' °	40
fd	0,666666667
Nq	0,204726729
Nc	0,71183552
qp (kPa)	169,70
QP Kn	341,2105172

Resistencia por punta N3 (ROCA)	
α1 (tipo de roca)	0,8
α2 (meteorización)	0,5
α3 (RQD)	0,894427191
Po (Kpa)	1000
qu (kpa)	51000
Pv adm (kpa)	2554,995108
qp(kPa)	5109,990215
Ø(m)	1,6
Empotramiento import?	si
df	2
Qp(kn)	20548,49

Resistencia por fuste ROCA	
tf (kpa)	510,9990215
Qf (Kn)	10274,24494

Nivel 1	
Ángulo de rozamiento efectivo	35º
Cohesión efectiva	---
Densidad aparente:	21 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	35 Mpa

Nivel 2	
Ángulo de rozamiento efectivo	35º
Cohesión efectiva	20 kPa
Densidad aparente:	21 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	150 Mpa

Nivel 3	
Ángulo de rozamiento efectivo	40º
Cohesión efectiva	90 kPa
Densidad aparente:	24 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	800-2500 Mpa

P9-P10-P11				
Estratigrafía	γ' (Kn/m3)	Techo (m)	Long.S, contacto (m)	ov' (kPa)
Nivel 1	21	7	7	147
Nivel 2	21	22	13	420
Nivel 3	24	>20	4	516
		Cota final	24	
		Total	24	bien

Ø(m)	1,5
L pilote (m)	24

Qp	Qf	W	F seguridad	Qh (Kn)
18060,20	9632,104632	1060,28752	3	8877,337766

Resistencia por fuste N1 (granular)	
c (Kpa)	0
Techo	0
Muro	7
f''z''	24,5
Σ ov' (kn/m2)	514,5
Ø(m)	1,5
Tr1 "c" (kn)	0
Tr2 (kn)	727,3572391
Qf (kn)	727,3572391

Resistencia por fuste N2	
c (Kpa)	20
Techo	0
Muro	13
f''z''	84,5
Σ ov' (kn/m2)	2289
Ø(m)	1,5
Tr1 "c" (kn)	1225,221135
Tr2 (kn)	3235,997513
Qf (kn)	4461,218648

Resistencia Punta N2 ( SUELOS granulares)	
L (m)	24
ov' (kPa)	516
c (kPa)	20
Ø(m)	1,5
φ' °	35
fd	0,666666667
Nq	1,773924597
Nc	1,633390782
qp (kPa)	948,01
QP Kn	1675,277092

Resistencia por fuste N3	
c (Kpa)	90
Techo	0
Muro	3
f''z''	4,5
Σ ov' (kn/m2)	2397
Ø(m)	1,5
Tr1 "c" (kn)	1696,460033
Tr2 (kn)	3388,678916
Qf (kn)	5085,138949

Resistencia Punta N3 ( SUELOS granulares)	
L (m)	24
ov' (kPa)	516
c (kPa)	90
Ø(m)	1,5
φ' °	40
fd	0,666666667
Nq	0,204726729
Nc	0,71183552
qp (kPa)	169,70
QP Kn	299,8920562

Resistencia por punta N3 (ROCA)	
α1 (tipo de roca)	0,8
α2 (meteorización)	0,5
α3 (RQD)	0,894427191
Po (Kpa)	1000
qu (kpa)	51000
Pv adm (kpa)	2554,995108
qp(kPa)	5109,990215
Ø(m)	1,5
Empotramiento import?	si
df	2
Qp(kn)	18060,20

Resistencia por fuste ROCA	
tf (kpa)	510,9990215
Qf (Kn)	9632,104632

Nivel 1	
Ángulo de rozamiento efectivo	35º
Cohesión efectiva	---
Densidad aparente:	21 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	35 Mpa

Nivel 2	
Ángulo de rozamiento efectivo	35º
Cohesión efectiva	20 kPa
Densidad aparente:	21 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	150 Mpa

Nivel 3	
Ángulo de rozamiento efectivo	40º
Cohesión efectiva	90 kPa
Densidad aparente:	24 kN/m3
Módulo de deformación efectivo	800-2500 Mpa

E2				
Estratigrafía	γ' (Kn/m3)	Techo (m)	Long.S, contacto (m)	ov' (kPa)
Nivel 1	21	6,5	6,5	136,5
Nivel 2	21	12,5	6	262,5
Nivel 3	24	>20	1,5	298,5
Cota final			14	bien
Total			14	

Ø(m)	1	Qp	Qf	W	F seguridad	Qh (Kn)
L pilote (m)	14	6421,40	6138,353275	274,889357	3	4094,955669

Resistencia por fuste N1 (granular)	
c (Kpa)	0
Techo	0
Muro	7
f''z''	24,5
Σ ov' (kn/m2)	514,5
Ø(m)	1
Tr1 "c" (kn)	0
Tr2 (kn)	484,9048261
Qf (kn)	484,9048261

Resistencia por fuste N2	
c (Kpa)	20
Techo	0
Muro	6
f''z''	18
Σ ov' (kn/m2)	892,5
Ø(m)	1
Tr1 "c" (kn)	376,9911184
Tr2 (kn)	841,161433
Qf (kn)	1218,152551

Resistencia Punta N2 ( SUELOS granulares)	
L (m)	14
ov' (kPa)	298,5
c (kPa)	20
Ø(m)	1
φ' °	35
fd	0,666666667
Nq	1,773924597
Nc	1,633390782
qp (kPa)	562,18
QP Kn	441,5385228

Resistencia por fuste N3	
c (Kpa)	90
Techo	0
Muro	10,5
f''z''	55,125
Σ ov' (kn/m2)	2215,5
Ø(m)	1
Tr1 "c" (kn)	424,1150082
Tr2 (kn)	2088,059557
Qf (kn)	2512,174565

Resistencia Punta N3 ( SUELOS granulares)	
L (m)	14
ov' (kPa)	298,5
c (kPa)	90
Ø(m)	1
φ' °	40
fd	0,666666667
Nq	0,204726729
Nc	0,71183552
qp (kPa)	125,18
QP Kn	98,31309897

Resistencia por punta N3 (ROCA)	
α1 (tipo de roca)	0,8
α2 (meteorización)	0,5
α3 (RQD)	0,894427191
Po (Kpa)	1000
qu (kpa)	51000
Pv adm (kpa)	2554,995108
qp(kPa)	5109,990215
Ø(m)	1
Empotramiento import?	si
df	1,6
Qp(kn)	6421,40

Resistencia por fuste ROCA	
tf (kpa)	510,9990215
Qf (Kn)	2408,026158

## **ANEXO:** Dimensionamiento

# Dimiensionamiento de la zapata

P1

H (m)	1,2
L(m)	6
B(m)	5,5
v1	1,1
v2	1,775
V	1,775
$\alpha$	0,57777593
h min	1,02555228
Rígida?	SI

## Acciones

V (tn)	1922,20
W Zapata (tn)	31,75
ML (tn/m)	1575,40
MT (tn/m)	1355,55
El (m)	0,71
EB(m)	0,82
L* (m)	4,59
B* (m)	3,86
$p_v$ (Tn/m2)	110,27
$p_v$ (Kpa)	1081,75186

# Dimiensionamiento de la zapata

P2

H (m)	1,2
L(m)	6,5
B(m)	5,5
v1	1,35
v2	1,775
V	1,775
$\alpha$	0,57777593
h min	1,02555228
Rígida?	SI

## Acciones

V (tn)	1932,97
W Zapata (tn)	33,00
ML (tn/m)	1706,22
MT (tn/m)	1541,59
El (m)	0,80
EB(m)	0,88
L* (m)	4,90
B* (m)	3,73
$p_v$ (Tn/m2)	107,32
$p_v$ (Kpa)	1052,84768

# Dimensionamiento de los encepados.

E1

Vt (kn)	8346,08
ML(kn/m)	4334,74
MT (Kn/m)	1741,39
n pilotes	4
Ø(m)	1
L (m)	11
Tope (kn)	3926,99
Encepado	
H (m)	1,3
L (m)	5
B (m)	5
V (m3)	32,5
W (kn)	796,9

Vt (kn)	9142,98
V/ pilote (kn)	2285,74456

Qh (Kn)	3832,96201
---------	------------

## Cálculo del N max/min

A (m2)	0,78539816
xi (m)	1,5
yi (m)	1,5
ΣA*xi2	7,06858347
ΣA*yi2	7,06858347
ΣA	3,14159265
Pil max N	
xi (m)	1,5
yi (m)	-1,5
N max	3298,43349
Pil min N	
xi (m)	-1,5
yi (m)	1,5
N min	1273,05564

# Dimensionamiento de los encepados.

P3

Vt (kn)	20868,46
ML(kn/m)	10462,55
MT (Kn/m)	16600,59
n pilotes	4
Ø(m)	1,5
L (m)	12
Tope (kn)	8835,73
Encepado	
H (m)	1,8
L (m)	7,5
B (m)	7,5
V (m3)	101,25
W (kn)	2482,65

Vt (kn)	23351,11
V/ pilote (kn)	5837,77724

Qh (Kn)	9710,92873
---------	------------

## Cálculo del N max/min

A (m2)	1,76714587
xi (m)	2,25
yi (m)	2,25
ΣA*xi2	35,7847038
ΣA*yi2	35,7847038
ΣA	7,06858347
Pil max N	
xi (m)	2,25
yi (m)	-2,25
N max	8834,79298
Pil min N	
xi (m)	-2,25
yi (m)	2,25
N min	2830,76151

# Dimensionamiento de los encepados.

P4

Vt (kn)	31021,09
ML(kn/m)	4636,59
MT (Kn/m)	12413,06
n pilotes	4
Ø(m)	1,6
L (m)	12
Tope (kn)	10053,10
Encepado	
H (m)	1,9
L (m)	8
B (m)	8
V (m3)	121,6
W (kn)	2981,632

Vt (kn)	34002,72
V/ pilote (kn)	8500,67971

Qh (Kn)	13754,7874
---------	------------

## Cálculo del N max/min

A (m2)	2,0106193
xi (m)	2,4
yi (m)	2,4
ΣA*xi2	46,3246686
ΣA*yi2	46,3246686
ΣA	8,04247719
Pil max N	
xi (m)	2,4
yi (m)	-2,4
N max	10026,6846
Pil min N	
xi (m)	-2,4
yi (m)	2,4
N min	6724,67478



# Dimensionamiento de los encepados.

P5

Vt (kn)	31010,48
ML(kn/m)	4635,03
MT (Kn/m)	12407,75
n pilotes	4
Ø(m)	1,6
L (m)	16
Tope (kn)	10053,10
Encepado	
H (m)	1,9
L (m)	8
B (m)	8
V (m3)	121,6
W (kn)	2981,632

Vt (kn)	33992,11
V/ pilote (kn)	8498,02807

Qh (Kn)	10862,3494
---------	------------

## Cálculo del N max/min

A (m2)	2,0106193
xi (m)	2,4
yi (m)	2,4
ΣA*xi2	46,3246686
ΣA*yi2	46,3246686
ΣA	8,04247719
Pil max N	
xi (m)	2,4
yi (m)	-2,4
N max	10023,3177
Pil min N	
xi (m)	-2,4
yi (m)	2,4
N min	6722,73845

# Dimensionamiento de los encepados.

P6

Vt (kn)	21882,53
ML(kn/m)	11026,42
MT (Kn/m)	17977,22
n pilotes	4
Ø(m)	1,6
L (m)	25
Tope (kn)	10053,10
Encepado	
H (m)	1,9
L (m)	8
B (m)	8
V (m3)	121,6
W (kn)	2981,632

Vt (kn)	24864,17
V/ pilote (kn)	6216,0415

Qh (Kn)	10216,7111
---------	------------

## Cálculo del N max/min

A (m2)	2,0106193
xi (m)	2,4
yi (m)	2,4
ΣA*xi2	46,3246686
ΣA*yi2	46,3246686
ΣA	8,04247719
Pil max N	
xi (m)	2,4
yi (m)	-2,4
N max	9237,25448
Pil min N	
xi (m)	-2,4
yi (m)	2,4
N min	3194,82851

# Dimensionamiento de los encepados.

P7

Vt (kn)	20254,88
ML(kn/m)	17452,63
MT (Kn/m)	16091,90
n pilotes	4
Ø(m)	1,6
L (m)	28
Tope (kn)	10053,10
Encepado	
H (m)	1,9
L (m)	8
B (m)	8
V (m3)	121,6
W (kn)	2981,632

Vt (kn)	23236,51
V/ pilote (kn)	5809,12779

Qh (Kn)	10129,5501
---------	------------

## Cálculo del N max/min

A (m2)	2,0106193
xi (m)	2,4
yi (m)	2,4
ΣA*xi2	46,3246686
ΣA*yi2	46,3246686
ΣA	8,04247719
Pil max N	
xi (m)	2,4
yi (m)	-2,4
N max	9303,34928
Pil min N	
xi (m)	-2,4
yi (m)	2,4
N min	2314,90629

# Dimensionamiento de los encepados.

P8

Vt (kn)	19694,29
ML(kn/m)	14374,28
MT (Kn/m)	9994,42
n pilotes	4
Ø(m)	1,6
L (m)	24
Tope (kn)	10053,10
Encepado	
H (m)	1,9
L (m)	8
B (m)	8
V (m3)	121,6
W (kn)	2981,632

Vt (kn)	22675,93
V/ pilote (kn)	5668,98159

Qh (Kn)	9872,12108
---------	------------

## Cálculo del N max/min

A (m2)	2,0106193
xi (m)	2,4
yi (m)	2,4
ΣA*xi2	46,3246686
ΣA*yi2	46,3246686
ΣA	8,04247719
Pil max N	
xi (m)	2,4
yi (m)	-2,4
N max	8207,38765
Pil min N	
xi (m)	-2,4
yi (m)	2,4
N min	3130,57553

# Dimensionamiento de los encepados.

P9-10-11

Vt (kn)	19248,37
ML(kn/m)	9526,13
MT (Kn/m)	7711,00
n pilotes	4
Ø(m)	1,5
L (m)	24
Tope (kn)	8835,73
Encepado	
H (m)	1,8
L (m)	7,5
B (m)	7,5
V (m3)	101,25
W (kn)	2482,65

Vt (kn)	21731,02
V/ pilote (kn)	5432,75481

Qh (Kn)	8877,33777
---------	------------

## Cálculo del N max/min

A (m2)	1,76714587
xi (m)	2,25
yi (m)	2,25
ΣA*xi2	35,7847038
ΣA*yi2	35,7847038
ΣA	7,06858347
Pil max N	
xi (m)	2,25
yi (m)	-2,25
N max	7347,99087
Pil min N	
xi (m)	-2,25
yi (m)	2,25
N min	3517,51876

# Dimensionamiento de los encepados.

E2

Vt (kn)	10119,27
ML(kn/m)	4387,95
MT (Kn/m)	1898,94
n pilotes	4
Ø(m)	1
L (m)	14
Tope (kn)	3926,99
Encepado	
H (m)	1,3
L (m)	5
B (m)	5
V (m3)	32,5
W (kn)	796,9

Vt (kn)	10916,17
V/ pilote (kn)	2729,04231

Qh (Kn)	4094,95567
---------	------------

## Cálculo del N max/min

A (m2)	0,78539816
xi (m)	1,5
yi (m)	1,5
ΣA*xi2	7,06858347
ΣA*yi2	7,06858347
ΣA	3,14159265
Pil max N	
xi (m)	1,5
yi (m)	-1,5
N max	3776,85896
Pil min N	
xi (m)	-1,5
yi (m)	1,5
N min	1681,22567