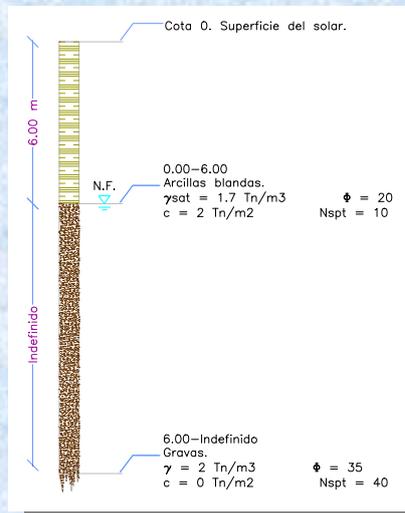
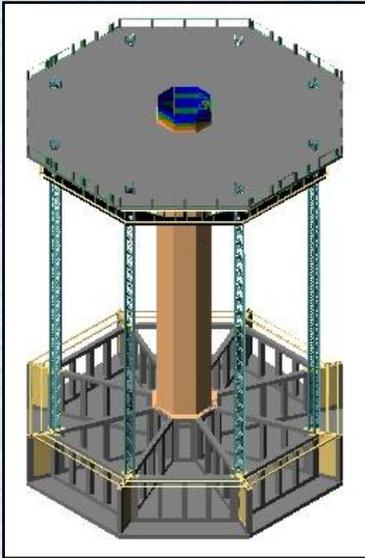


PROBLEMAS RESUELTOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS



Juan Carlos Hernández del Pozo
Francisco Rubio García
Francisco Lamas Fernández
Juan Carlos Hernández Garvayo



UNIVERSIDAD DE GRANADA
Departamento de Ingeniería Civil

PROBLEMAS RESUELTOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS



**Juan Carlos Hernández del Pozo
Francisco Rubio García
Francisco Lamas Fernández
Juan Carlos Hernández Garvayo**

**UNIVERSIDAD DE GRANADA
Departamento de Ingeniería Civil**



Título: PROBLEMAS RESUELTOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS.

Autores: Juan Carlos Hernández del Pozo
Francisco Rubio García
Francisco Lamas Fernández
Juan Carlos Hernández Garvayo

Departamento de Ingeniería Civil

Universidad de Granada

Edita: Juan Carlos Hernández del Pozo

I.S.B.N. 84-688-9740-X

Primera edición: Septiembre de 2003

Segunda edición: Diciembre de 2004

Imprime: Librería Fleming

Prólogo de los autores.

La presente publicación tiene como objetivo completar los anteriores manuales editados, referentes a cimentaciones profundas, aplicando el contenido teórico de los mismos a problemas concretos. Para ello, nos hemos basado en ejemplos prácticos propuestos en exámenes de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Granada durante los últimos años. Con esto, se pretende que futuros profesionales de la ingeniería y la arquitectura tengan a su disposición casos similares a los que, a buen seguro, se han de enfrentar en el ejercicio de su profesión. Por tanto, se ha creído conveniente incluir un primer capítulo de introducción teórica a fin de recoger las formulaciones más difundidas en cada caso, remitiéndonos para su desarrollo a los textos de la bibliografía recomendada, ya que no ésta era la misión de los manuales precedentes al que ahora presentamos.

A lo largo del libro, hemos pretendido abarcar la mayor casuística posible a la hora de elegir los problemas, evitando la repetición de conceptos y aplicándolos a los suelos propios de nuestro entorno. De este modo, aunque sólo se estudien pilotajes y micropilotajes, se combinan con diferentes estratigrafías, existencias de niveles freáticos, variabilidad de las acciones a las que se ve sometida la cimentación, etc. Claro está que es imposible mostrar un ejemplo de cada posible combinación, pero se intenta seguir una metodología que sea válida en cualquier caso, fácil de seguir y más sencilla de interpretar.

Cabe destacar que los enunciados desarrollados no son más que simplificaciones de proyectos reales, en los que han estado más o menos involucrados los autores. Esto obedece a la necesidad de que el alumno que se enfrenta a ellos pueda resolverlos en el tiempo dado en un examen. A fin de mejorar la comprensión, se han insertado, cuando procedía, comentarios y reflexiones iniciales que se deben realizar antes de comenzar con la "aritmética del problema", ya que es fundamental saber qué se pide y qué información facilita el enunciado.

Esperamos sobre todo que este libro sea útil y sirva para aprender o, a veces recordar, el cálculo de cimentaciones profundas. De antemano, pedimos disculpas por las posibles erratas y agradecemos cualquier sugerencia u observación que nuestros lectores nos hagan llegar, con el compromiso firme de corregirlo en futuras ediciones.

Los autores

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN TEÓRICA AL CÁLCULO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS	8
A.- INTRODUCCIÓN.....	8
B.- CÁLCULO DE PILOTES.	8
B.1.- MATERIALES Y DISEÑO ESTRUCTURAL.	9
B.2.- CONDICIONES DE EJECUCIÓN-CONTROL.....	10
B.3.- FORMAS DE TRABAJO DE LOS PILOTES.....	11
B.4.- PROCESO DE CÁLCULO DE PILOTES.....	12
B.5.- CARGA DE HUNDIMIENTO DEL PILOTE AISLADO.	13
B.5.1.- CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO PARA TERRENOS GRANULARES.....	13
B.5.2.- CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO PARA PILOTES CON LA PUNTA EN ROCA.	16
B.5.3.- CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO EN TERRENOS COHESIVOS..	17
B.5.4.- CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO PARA MATERIALES DE TRANSICIÓN.....	18
B.6.- CARGA ADMISIBLE O DE TRABAJO.....	19
B.7.- FÓRMULAS DE HINCA.	20
B.8.- GRUPOS DE PILOTES-CARGA DE HUNDIMIENTO.....	20
B.8.1.- PILOTES EN ARENA.....	20
B.8.2.- PILOTES APOYADOS EN ROCA.	21
B.9.- ASIENTOS EN PILOTES.....	21
B.9.1.- ASIENTO DE PILOTE EN SUELO GRANULAR.	22
B.9.2.- ASIENTOS EN MATERIALES COHESIVOS.....	22
B.10.- DISTRIBUCIÓN DE CARGAS EN GRUPOS DE PILOTES.	23
C.- CÁLCULO DE MICROPILOTES.	26
C.1.- CÁLCULO DEL TOPE ESTRUCTURAL.	26
C.2.- CÁLCULO GEOTÉCNICO. MÉTODO DE BUSTAMANTE Y DOIX.....	27
C.3.- CÁLCULO A CORTANTE DE MICROPILOTES.	32
PROBLEMAS RESUELTOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS	33
1.- CÁLCULO DE MICROPILOTES EN FUNCIÓN DE LA PRESIÓN DE INYECCIÓN.....	34
1.1- ENUNCIADO.....	34
1.2.- COMENTARIOS INICIALES.....	35
1.3.- COLUMNA ESTRATIGRÁFICA.....	36
1.4.- CÁLCULO ESTRUCTURAL DEL MICROPILOTE.	36
1.5.- CÁLCULO AL 30% DE LA PRESIÓN LÍMITE.....	40
1.6.- CÁLCULO AL 60% DE LA PRESIÓN LÍMITE.....	44
1.7.- CÁLCULO AL 120% DE LA PRESIÓN LÍMITE.....	47
2.- CIMENTACIÓN DE UN MONUMENTO SINGULAR EN GRAVAS MEDIANTE PILOTES	52

2.1- ENUNCIADO.....	52
2.2.- DEFINICIÓN DE LA COLUMNA ESTRATIGRÁFICA. ELECCIÓN DE LOS PARÁMETROS.....	53
2.3.- CÁLCULO DE ACCIONES DE LA SUPERESTRUCTURA.....	54
2.4.- DISCURSO Y ELECCIÓN DEL TIPO DE PILOTE.....	54
2.5.- DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.....	57
2.6.- CÁLCULO DEL ARMADO DEL PILOTE.....	61
2.6.1.- ESFUERZOS DE CÁLCULO EN PILOTES.....	61
2.6.2.- DIMENSIONAMIENTO DEL ARMADO DE LOS PILOTES.....	62
2.7.- DIMENSIONAMIENTO DEL ARMADO DE LA LOSA DE ENCEPADO.....	64
3.- CIMENTACIÓN DE AEREOGENERADORES EN EL MAR DE TRAFALGAR.....	67
3.1- ENUNCIADO.....	67
3.2.- GEOTECNIA. COLUMNA ESTRATIGRÁFICA.....	69
3.3.- CÁLCULO DE ACCIONES.....	70
3.4.- ELECCIÓN DEL TIPO DE MICROPILOTE.....	74
3.5.- CÁLCULO ESTRUCTURAL DEL MICROPILOTE.....	74
3.6.- PREDIMENSIONAMIENTO DEL NÚMERO DE MICROPILOTES.....	80
3.7.- CÁLCULO GEOTÉCNICO.....	81
3.8.- DEFINICIÓN DEL MICROPILOTE.....	88
3.9.- COMPROBACIÓN A CORTANTE.....	89
3.9.1.- RESISTENCIA A CORTANTE DEL TUBO DE ACERO.....	89
4.- COMENTARIOS A UN INFORME GEOTÉCNICO.....	91
4.1- ENUNCIADO.....	91
4.2.- LOCALIZACIÓN DE ERRORES.....	92
4.3.- JUSTIFICACIÓN DE LOS ERRORES.....	93
4.4.- COMENTARIOS AL DESLIZAMIENTO EN LA ZONA DE PISCINA.....	95
5.- CIMENTACIÓN DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN LIMOS MEDIANTE PILOTES.....	99
5.1- ENUNCIADO.....	99
5.2- COMENTARIOS INICIALES.....	100
5.3.- ELECCIÓN DE PARÁMETROS.....	100
5.4.- DESARROLLO DEL PROBLEMA.....	100
6.- CIMENTACIÓN EN GRAVAS CON PILOTES Y MICROPILOTES.....	106
6.1- ENUNCIADO.....	106
6.2.- COMENTARIOS INICIALES.....	106
6.3.- ELECCIÓN DE PARÁMETROS.....	107
6.3.1.- DENSIDAD.....	107
6.3.2.- COHESIÓN.....	107
6.3.3.- ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO.....	107
6.4.- DEFINICIÓN DE LA LEY DE EMPUJES DE LA PANTALLA.....	108
6.5.- CÁLCULO DEL PILOTE.....	114

6.5.1.- DETERMINACIÓN DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO POR PUNTA.	114
6.6.- CÁLCULO DEL MICROPILOTAJE DE LA GRÚA.....	115
7.- CIMENTACIÓN DE LA PILA DE UN ACUEDUCTO EN RÍO TINTO MEDIANTE PILOTES	118
7.1- ENUNCIADO.....	118
7.2- COMENTARIOS INICIALES.....	119
7.2.1.- SELECCIÓN DEL MÉTODO DE CÁLCULO.....	119
7.2.2.- SELECCIÓN DE LOS COEFICIENTES DE SEGURIDAD.	120
7.2.3.- SOLUCIÓN CON MICROPILOTES.....	121
7.3.- COLUMNA ESTRATIGRÁFICA.....	122
7.4.- DIMENSIONAMIENTO DEL PILOTE.	122
7.5.- DIMENSIONAMIENTO CON MICROPILOTES.....	130
BIBLIOGRAFÍA.....	136

INTRODUCCIÓN TEÓRICA AL CÁLCULO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

A.- INTRODUCCIÓN.

Se desarrolla en este primer bloque un repaso somero y conciso de las diferentes formulaciones teóricas aplicables al cálculo de las cimentaciones profundas al uso. Con ello se pretende que el lector pueda correlacionar su tipología con el procedimiento a aplicar en su caso.

Así pues, primeramente se resume el cálculo de pilotes, mostrando la operatoria convencionalmente establecida según sean hincados u hormigonados in situ, como primera clasificación. Seguidamente se acotará la capacidad resistente del elemento hallando su tope estructural, que antecede a la deducción de la carga de hundimiento del elemento. Por último, a partir del coeficiente de seguridad estimado en cada caso, se concluirá con la carga admisible del pilote estudiado. Dentro de esta operatoria general, se incluyen algunos apartados que hacen referencia al efecto grupo, a su asiento y procedimiento de ejecución.

En un último apartado dentro del bloque de pilotaje se incluye un epígrafe referente a la distribución de cargas en grupos de pilotes, aunque el procedimiento es totalmente asimilable a grupos de micropilotes, o incluso de combinación de ambos, ya que dicha distribución es función de la inercia de cada elemento, en la teoría de primer orden de flexión compuesta, trabajando dentro del campo elástico.

Por último, el epígrafe final intenta responder al cálculo de micropilotes. Para ello se ha dividido en tres subapartados, correspondientes al tope estructural, el cálculo geotécnico y a la comprobación a cortante. Para hallar la carga admisible se ha seguido el método de Bustamante y Doix (1985), ya que es el más difundido en la actualidad, realizándose una transcripción resumida del mismo.

B.- CÁLCULO DE PILOTES.

Los pilotes son elementos de cimentación de gran longitud, comparada con su sección transversal, que se hincan o se construyen en una cavidad previamente abierta en el terreno. Así, en una primera clasificación muy básica, los sistemas de pilotaje más usados en la actualidad son:

1. Pilotes hincados prefabricados:
 - a. De hormigón.
 - b. Metálicos (perfiles laminados, tubos huecos o rellenos, etc.).
 - c. Tubulares de hormigón armado o pretensado.

2. Pilotes hormigonados in situ:

- a. Hince de una entubación recuperable con un azuche o tapón perdido en la punta. Hormigón vertido o apisonado.
- b. Perforados con cuchara de hélice, cabeza rotativa, etc., al abrigo o no de una entubación recuperable. Hormigonado con tubo tremie desde el fondo.
- c. Barrenados, introduciendo un mortero a presión por el eje de la hélice que extrae el terreno y contiene la cavidad. Las armaduras se introducen con el mortero fresco.

Mucho menos utilizados son los pilotes de sección variable o telescópica, los roscados al terreno, los de camisa perdida para protección del hormigón, los hincados en agujeros preexcavados, etc.

La hince puede realizarse por golpeo, vibración, a presión, etc., eventualmente puede realizarse con lanza de agua. Los pilotes ejecutados excavando el terreno se denominan de extracción mientras que los hincados son de desplazamiento, produciendo en este caso una cierta compactación del terreno (suelos arenosos) o un levantamiento del mismo (suelos arcillosos).

La utilización de uno u otro tipo de pilote requiere la ponderación de diversos factores dependientes del terreno, tipo y tamaño de obra, condiciones del nivel freático, etc.

B.1.- MATERIALES Y DISEÑO ESTRUCTURAL.

Una vez asegurada la capacidad portante del pilotaje y que los asientos son admisibles, debe comprobarse que el material del pilote resiste las cargas aplicadas.

Por tratarse de piezas enterradas las resistencias de cálculo se obtienen aplicando coeficientes de seguridad grandes (de 3 a 4) respecto a la resistencia característica. La reducción es máxima en los hormigones bajo nivel freático y mínima en los prefabricados.

El tope estructural o máxima carga a aplicar sobre un pilote puede obtenerse por:

$$T_e = \alpha * f_{yk} * S_a + \beta * f_{ck} * S_h + \chi * f'_{yk} * S_c$$

siendo:

S_a , S_h y S_c las áreas de acero, hormigón y camisa metálica del pilote.

f_{yk} , f_{ck} y f'_{yk} las resistencias características de los materiales. A efectos de cálculo no se supondrán valores superiores a los siguientes, según recomendaciones de Rodríguez Ortiz:

Perfiles laminados o tubos $f_{yk} = 4000 \text{ kp/cm}^2$.

Armaduras de acero $f_{yk} = 3500 \text{ kp/cm}^2$.

Hormigón en prefabricados $f_{ck} = 400 \text{ kp/cm}^2$. (Inst. fijas).

Hormigón en prefabricados $f_{ck} = 350 \text{ kp/cm}^2$. (Inst. de obra).

Hormigón in situ $f_{ck} = 225 \text{ kp/cm}^2$.

α ; β ; χ coeficientes que se indican en el cuadro siguiente:

COEFICIENTES DE CÁLCULO DE TOPE ESTRUCTURAL			
	α	β	χ
PREFABRICADOS METÁLICOS			
Perfiles		0,35	
Tubulares, rellenos	0,40	0,25	0,35
PREFABRICADOS DE HORMIGÓN			
HORMIGONADOS IN SITU			
Con camisa perdida	0,40	0,25	0,35
Con entubación recuperable	0,35	0,22	
En seco, sin entubación	0,35	0,22	
Bajo lodos bentoníticos	0,32	0,20	
A través de barrena	0,30	0,30	

En el área de la camisa S_c se descontarán las posibles pérdidas por corrosión. A título orientativo puede contarse con pérdidas de orden siguiente:

Terreno poco corrosivos $< 0.01 \text{ mm/año}$

Terrenos medios 0.03 mm/año

Terrenos muy corrosivos $>0.10 \text{ mm/año}$

Como recomendaciones, se proponen los siguientes valores para el predimensionado del tope estructural dependiendo de la tipología elegida:

Pilotes prefabricados 750 Tn/m^2 .

Pilotes in situ, terreno seco 400 Tn/m^2 .

Pilotes in situ, terreno bajo N.F. 300 Tn/m^2 .

B.2.- CONDICIONES DE EJECUCIÓN-CONTROL.

En los pilotes de hincas debe controlarse la relación entre la energía de la máquina y el peso del pilote, así como la calidad y comportamiento de los elementos interpuestos para el golpeo. Puede servir de orientación la norma CPP-78.

Debe asegurarse que se alcanza el rechazo especificado y que se han alcanzado las cotas de apoyo previstas, sin daños estructurales en el pilote. Para ello se llevarán los oportunos partes de hinca.

El orden de hinca deben estar preestablecido de forma que no se produzcan levantamientos o deformaciones en pilotes ya hincados o se compacte excesivamente el terreno de forma que sea imposible la hinca. Es conveniente hincar los pilotes desde el interior hacia el exterior.

Existen numerosos métodos de control preconstructivos (sondeo sínico o mecánico, impedancia, etc.) si bien el más usual es la prueba de carga hasta valores del 150 al 200% de la carga de trabajo prevista. El número de pilotes a ensayar depende mucho de la importancia de la obra y de la incertidumbre sobre el comportamiento de la cimentación.

Los pilotes se descabezarán en una longitud del orden de 1 metro, quedando descubiertos unos 50 cm. de armaduras y asegurando una entrega mínima en el encepado de 5 cm.

En los pilotes hormigonados in situ la entubación se introducirá en el terreno acompañando la excavación y siempre por delante de la misma, salvo en el caso que haya que atravesar capas intermedias que obliguen el uso de trépano. Se tomarán las medidas necesarias para evitar el desprendimiento de las paredes y se cuidará especialmente la limpieza del fondo de la excavación. En terrenos muy blandos o susceptibles de sifonamiento, durante la excavación se mantendrá el nivel del agua en el interior de la entubación un metro por encima del nivel freático.

En todo tipo de pilotaje deben controlarse las dimensiones, armaduras y calidades de los materiales empleados, así como el ajuste de la ejecución de las tolerancias especificadas.

B.3.- FORMAS DE TRABAJO DE LOS PILOTES.

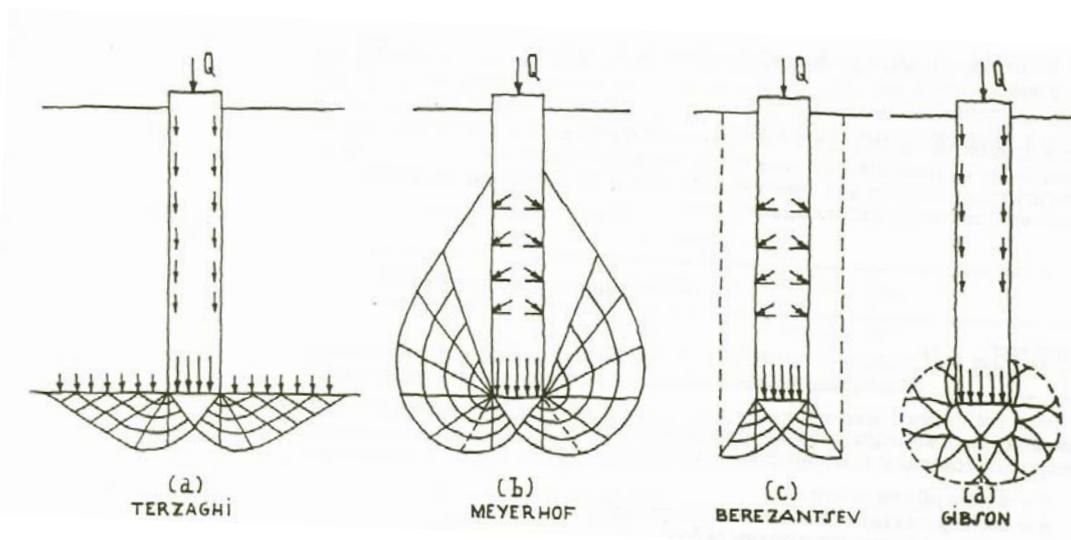
El pilote es un elemento de transmisión de cargas al terreno, distinguiéndose dos formas fundamentales de trabajo:

Pilotes flotantes, inmersos en terrenos de resistencia media a baja y que transmiten la mayor parte de la carga por rozamiento a través del fuste.

Pilotes columna, apoyados o empotrados en una base mucho más resistente que el terreno superior y que trabajan predominantemente por punta.

Al ir aumentando la carga sobre un pilote flotante cada vez llega a la punta un porcentaje mayor de aquella y en la rotura se produce la plastificación de un bulbo de terreno en torno a la base

del pilote. Se han propuesto hipótesis muy diversas sobre la forma y dimensiones de ese bulbo plastificado. A continuación se adjuntan los gráficos de estos sistemas de rotura.



Formas de rotura del terreno bajo un pilote según diferentes autores

En los pilotes columna es importante que la capa de apoyo tenga resistencia y espesor suficiente para que no se produzcan fenómenos de punzonamiento bajo las fuertes cargas de la punta.

B.4.- PROCESO DE CÁLCULO DE PILOTES.

Una vez seleccionado el tipo de pilote y los posibles diámetros, el cálculo comprende las siguientes fases:

1. Definición de la columna estratigráfica.
2. Selección de los parámetros geotécnicos
3. Cálculo del tope estructural del pilote.
4. Definición en planta de la cimentación.
5. Selección del tipo de pilote.
6. Carga de hundimiento. longitud total.
7. Comprobación de asientos.
8. Comprobación efecto grupo.
9. Comprobación de efectos adicionales.
10. Dimensionado de armaduras del pilote.
11. Dimensionado y armado de elementos
12. Complementarios: encepados y riostras.

B.5.- CARGA DE HUNDIMIENTO DEL PILOTE AISLADO.

Despreciando la pequeña diferencia entre el peso del terreno extraído o desplazado y el propio del pilote, la expresión general de la carga de hundimiento es:

$$Q_h = A_p * r_p + A_f * r_f$$

siendo:

A_p = área de la punta

A_f = área del fuste

r_p = resistencia unitaria de la punta

r_f = resistencia unitaria del fuste

Si el pilote atraviesa i estratos distintos se tomará como resistencia total por el fuste

$$\sum_i A_{f_i} * r_{f_i}$$

B.5.1.- CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO PARA TERRENOS GRANULARES.

Tiene gran importancia la compactación creada por la instalación del pilote, la cual es máxima en el caso de pilotes hincados y mínima en el de perforados.

El cálculo de la carga de hundimiento puede hacerse por las teoría de capacidad portante:

$$Q_h = A_p * r_p + A_f * r_f = \sigma'_o * N_q * A_p + K_s * \bar{\sigma}_o * tg \delta * A_f$$

siendo:

σ'_o = tensión efectiva vertical al nivel de la punta del pilote.

N_q = coeficiente de capacidad de carga.

COEFICIENTES DE CÁLCULO DE PILOTES EN ARENA					
Estado	Muy Flojo	Flojo	Medio	Compacto	Muy compacto
N (SPT)	0-4	4-10	10-30	30-50	>50
Φ°	28	30	33	36	40
N_q	20	30	70	90	150
α_Φ	40	50	70	90	110

K_s = coeficiente de empuje que depende de la forma de instalación del pilote. Pueden tomarse los valores siguientes:

Ks coeficiente de empuje			
	Arena floja	Arena media	Arena Compacta
Pilotes hincados	1	1,75	2,5
Pilotes perforados	0,25	0,475	0,7

$\bar{\sigma}_o$ = tensión efectiva vertical media a lo largo del fuste

δ = ángulo de rozamiento terreno-pilote que puede tomarse:

$\delta = \Phi$ para pilotes in situ

$\delta = 2\Phi/3$ para pilotes hincados de hormigón

$\delta = \Phi/3$ para pilotes hincados metálicos

Tanto r_p como r_f aumentan con la profundidad pero no indefinidamente, ya que existe una profundidad crítica D_c a partir de la cual se estabilizan. Esta profundidad viene a ser de unos 20 diámetros. El valor límite de la resistencia unitaria de punta viene dado por:

$$r_{pl} = 5 * N_q * tg\Phi$$

Como primera aproximación, la resistencia unitaria por la punta en terrenos granulares, independientemente del tipo de instalación, no debe sobrepasar los siguientes valores:

Tipo de suelo	Resistencia de punta (Tn/m ²)
Arenas flojas	80
Arenas compactas	600
Gravas limosas	500-600
Gravas arenosas	800-1200
Gravas limpias	1200-2000

Una estimación de la resistencia por el fuste puede obtenerse por la expresión:

$$r_f = \frac{r_p}{\alpha_\phi}$$

Como valores límite de la resistencia unitaria por el fuste deben tomarse según Rodríguez Ortiz:

Resistencia unitaria por el fuste (Tn/m ²)			
	Arena floja	Arena media	Arena Compacta
Pilotes hincados	4	7	10
Pilotes perforados	1	3	5

Este método de cálculo está sujeto a bastante imprecisión por la dificultad de estimar la profundidad crítica y los valores reales de N_q, por lo que suele preferirse los métodos semiempíricos basados en el uso de penetrómetros que son los que más se aproximan a los pilotes reales. En este caso las fórmulas utilizadas son:

Pilotes hincados:

$$Pilotes_hincados \quad Q_h(Tn) = 40 * N * A_p + \left(\frac{\bar{N}}{5} + 2\right) * A_f$$

$$Pilotes_perforados \quad Q_h(Tn) = 12 * N * A_p + \left(\frac{\bar{N}}{10} + 2\right) * A_f$$

siendo N la resistencia a la penetración estándar en la punta y \bar{N} el valor medio de la misma a lo largo del fuste (las áreas de la fórmula se tienen que poner en metros cuadrados).

Los valores unitarios de fuste y punta no deben sobrepasar los valores límites antes citados. Cuando el terreno es de grava, donde no es posible obtener valores de N, puede tomarse como resistencias unitarias:

RESISTENCIAS UNITARIAS EN GRAVAS			
	Φ°	r_p (kp/cm ²)	r_f (Tn/m ²)
Gravas limpias (GW,GP)	36	200	10
Gravas arenosas (GS)	34	120	8
Gravas arcillosas o limosas (GC,GM)	32	60	5

Para asegurar estas resistencias el pilote deberá penetrar en las arenas o gravas de 8 (compacidad media o baja) a 5 diámetros (compacidad alta), quedando bajo la punta unos 6 diámetros de terreno análogo. Los valores de resistencia indicados deben reducirse linealmente para penetraciones menores, hasta llegar al 50% de los mismos cuando el pilote apoye en la parte superior de la capa.

B.5.2.- CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO PARA PILOTES CON LA PUNTA EN ROCA.

Si el pilote está apoyado con la punta en roca, se contará con una resistencia unitaria

$$r_p = \frac{1}{2} * q_u$$

Si el pilote está empotrado en la roca la mayor parte de la resistencia se moviliza por el fuste en la parte empotrada, pudiendo adoptarse:

$$r_f = \frac{1}{20} * q_u$$

donde q_u es la resistencia a compresión simple de la roca en toneladas. Para poder contar además con la resistencia de la punta debe garantizarse la limpieza del agujero y el buen contacto del hormigón.

Para conseguir el empotramiento de la punta del pilote la penetración debe ser igual o superior a:

2-3 diámetros en margas y rocas blandas

1-1.5 diámetros en rocas medias a duras

Aunque es difícil empotrar el pilote en roca, pues ello requiere el empleo de trépano, coronas rotativas, etc., debe conseguirse tal empotramiento cuando el terreno superior sea flojo, el substrato sobre el que apoye esté inclinado o exista el riesgo de acciones horizontales. En pilotes hincados el agarre de la punta puede conseguirse con un punzón especial (punta de Oslo) que penetra con

facilidad algunos centímetros incluso en las rocas más duras. Como resistencia de punta se toma en este caso $A_{\text{punzón}} \cdot 4 \cdot q_u$, siendo esta última la resistencia a compresión simple de la roca.

Para poder contar con la resistencia completa de la roca el espesor e de la misma debe asegurar que no existe peligro de punzonamiento, es decir:

$$\frac{Q_{\text{trabajo}}}{\Pi \cdot d \cdot e} \leq \frac{q_u}{2}$$

Si no fuera así, debe considerarse que la roca actúa como una losa sobre el estrato inferior, con toda la carga de pilotaje. Se comprobará entonces la resistencia y asentos de dicho estrato, admitiendo un reparto de 30° desde la cara superior a la roca.

Una comprobación análoga debe hacerse, por el método de la zapata equivalente, cuando existan capas blandas bajo el estrato de apoyo de la punta de los pilotes.

Para los pilotes columna el coeficiente de seguridad usual es 3

B.5.3.- CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO EN TERRENOS COHESIVOS.

Para arcillas blandas y normalmente consolidadas con roturas a compresión simple inferiores a las 30 Tn/m^2 , se debe realizar el cálculo en condiciones de rotura rápida, es decir sin drenaje. La resistencia se desarrolla principalmente por fuste, reduciéndose la expresión general a:

$$Q_h = A_p \cdot r_p + A_f \cdot r_f = c_a \cdot A_f$$

Despreciándose la punta, y siendo:

$r_f = c_a$ siendo c_a la adherencia del terreno en el fuste del pilote con valores decrecientes en función de la cohesión aparente sin drenaje que se corresponde con la mitad de la resistencia a compresión simple.

$$c_u = q_u/2$$

$$0,2 < c_a/c_u < 0,7$$

$$c_a < 10 \text{ Tn/m}^2$$

Relación entre la adherencia del fuste y la cohesión sin drenaje				
c_u (Tn/m ²)	2.5	5	0	1
c_a (Tn/m ²)	1.7	3	4	5
	5	.5		.5

En arcillas medias a duras no suelen hincarse pilotes, siendo, por otras parte, poco fiables los cálculos teóricos, por lo que debe recurrirse a pruebas de carga. Por el contrario, los pilotes perforados resultan una buena solución cuando quieren transmitirse cargas importantes al terreno. En este caso se aplica la fórmula general:

$$Q_h = A_p * r_p + A_f * r_f = c_u * N_c^* * A_p + ca * A_f$$

$r_p = c_u * N_c^*$ siendo N_c^* un parámetro adimensional que toma los siguientes valores.

Diámetro del pilote	Empotramiento en el terreno	N_c^*
< 0.5 metros	2 metros	9
0.5 < d < 1	2 < e < 4	7.5
d > 1	e < 4	6

B.8.4.- CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO PARA MATERIALES DE TRANSICIÓN.

Se definen como suelos de transición, aquellos en los cuales la capacidad de resistir a esfuerzo cortante es proporcional a la tensión normal y para tensión normal nula su tensión tangencial no lo es.

Participan de estas características los siguientes:

1. Arcillas limosas y arcillas blandas.
2. Arcillas preconsolidadas.
3. Margas yesíferas, areniscosas y calcáreas.

Deben definirse sus parámetros geotécnicos en tensiones efectivas (con drenaje).

El cálculo de la carga de hundimiento puede hacerse por las teorías de capacidad portante:

$$Q_h = A_p * r_p + A_f * r_f = (\sigma'_o * N_q + C' * N_{cp}) * A_p + K_s * \bar{\sigma}_o * tg \delta * A_f$$

siendo:

σ'_o = tensión efectiva vertical al nivel de la punta del pilote.

$\bar{\sigma}_o$ = tensión efectiva media a lo largo de l pilote.

C' es la cohesión medida en efectivas en el material de la punta del pilote.

N_q y N_{cp} toman los siguientes valores, siendo el ángulo de rozamiento interno a considerar el del terreno en la punta del pilote.

Φ	0	10	15	20	27	30	33	36
N_q	1	3	5	9	20	30	50	80

Φ	0	5	10	15	20	25
N_{cp}	9	12	16	22	30	40

En el caso de pilote perforado $Ks \cdot \text{tg} \delta$ toma los valores de la tabla siguiente:

TIPO DE PILOTE	$\Phi' = 20^\circ$	$\Phi' = 30^\circ$
CORTO $L < 15M.$	0.25	0.30
LARGO $L > 15M.$	0.15	0.25

Para valores intermedios se debe interpolar con sentido común.

B.6.- CARGA ADMISIBLE O DE TRABAJO.

Para hallar la carga admisible o de trabajo basta dividir la carga de hundimiento entre un factor de seguridad que será función del método de cálculo y de la zona afectada. Así,

$$Q_{adm} = \frac{Q_h}{F}$$

suelen usarse coeficientes de seguridad F del orden siguiente:

Cálculo basado en modelos de capacidad portante $F = 2.5$ a 3

Cálculo basado en penetrómetros $F = 3$ a 4

También se ha propuesto utilizar coeficientes de seguridad diferentes para las resistencias de fuste y punta:

$$Q_{adm} = \frac{Q_f}{F_1} + \frac{Q_p}{F_2}$$

con $F_1 = 1.5$ a 2

$F_2 = 3$ a 4

B.7.- FÓRMULAS DE HINCA.

Según la bibliografía especializada en el tema, en general, las fórmulas de hinca adolecen de una gran imprecisión derivada de la dificultad de conocer la energía realmente aplicada en el impacto, su variación con el tiempo y la dispersión introducida por los elementos mecánicos respecto a los valores nominales. Todo ello ha llevado a adoptar coeficientes de seguridad muy altos, del orden de $F = 6$ y a utilizar cada vez más con prevención este método de diseño. (Rodríguez Ortiz, 1982)

Por ello, consideramos que adolece de excesiva impresión, siendo bastante cuestionables los resultados, por lo que no se entra en el desarrollo de estos métodos de cálculo.

B.8.- GRUPOS DE PILOTES-CARGA DE HUNDIMIENTO.

Frecuentemente los pilotes se colocan agrupados, con separación entre ejes no inferior a 2.5 diámetros ni superior a unos 4 diámetros. La proximidad da lugar a fenómenos de interacción cuyo efecto, positivo o negativo, depende del tipo de pilote y terreno.

Debido a la inclinación de la carga y a las excentricidades por la puesta en obra, se usan los siguientes coeficientes dependiendo de que bajo la superestructura haya uno, dos o más pilotes.

GRUPO DE PILOTES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD
MAS DE DOS	1
DOS	1.2
UNO	1.33

Los pilotes deben tener unas armaduras mínimas que en zona sísmica deben extenderse en toda su longitud así como si se prevén esfuerzos especiales. De forma general recomendamos que se coloquen siempre en toda su longitud armaduras que deben suponer el 0.75% de la sección de hormigón respecto a las armaduras longitudinales.

B.8.1.- PILOTES EN ARENA.

La hincas de pilotes compacta el terreno y la resistencia del grupo es mayor que la suma de las resistencias de los pilotes aislados. El efecto es máximo con separaciones de unos 3.5 diámetros. Sin embargo, se queda del lado de la seguridad tomando:

$$Q_{hg} = \sum_i Q_{hi}$$

siendo:

Q_{hg} = carga de hundimiento del grupo

Q_{hi} = carga de hundimiento de cada pilote individual i

En el caso de pilotes perforados disminuye algo la resistencia por el fuste y, sobre todo, en la punta por el efecto de la superposición de tensiones.

Puede tomarse:

$$Q_{hg} = 0.7 * \sum_i Q_{hi} \text{ ---- } (2d \leq s \leq 4d)$$

B.8.2.- PILOTES APOYADOS EN ROCA.

Si se trata de pilotes de extracción puede llegarse a separaciones de 1.5 diámetros sin reducción en las cargas admisibles.

B.9.- ASIENTOS EN PILOTES.

La dificultad del análisis de asientos en cimentaciones superficiales y su correcta aplicación se vuelve exponencial en pilotajes. No obstante, caben recordar como conceptos básicos los siguientes:

El pilote en sí es un elemento deformable y responde en principio a la ley de Young, tomando como modulo de deformación E , el del hormigón que lo constituye.

como siempre hay de distinguir entre:

1. Pilotes de desplazamiento y de sustitución.
2. Pilotes en suelo granular y cohesivo.
3. Pilote aislado y grupo de pilotes.

B.9.1.- ASIENTO DE PILOTE EN SUELO GRANULAR.

Para cargas que no superen el tope estructural

Pilote aislado	Desplazamiento d/100	Sustitución d/ 25
----------------	-------------------------	-------------------------

En el caso de pilote en grupo se debe multiplicar el asiento por los coeficientes de mayoración de la tabla siguiente.

b/d	1	5	10	20
ma	1	3.5	5	7.5

B.9.2.- ASIENTOS EN MATERIALES COHESIVOS.

Para el pilote aislado se puede seguir el criterio de Poulos usando la siguiente expresión.

$$w = q \cdot l_o \cdot r_h / d \cdot e$$

los coeficientes adimensionales se pueden tomar de la siguiente tabla.

L/d	10	20	40
l_o	0.15	0.1	0.05

H/l	1	1.5	2
r_h	0.3	0.7	0.8

l es la longitud del pilote.

d es el diámetro.

H es la altura de capa.

Obligatoriamente todos los cálculos tienen un gran factor de incertidumbre deducido del método y de la anisotropía del medio.

Para los grupos de pilotes hay que buscar la zapata equivalente, situada en la base de los pilotes y con la dimensión que se deduce de abrir un prisma desde el encepado con el siguiente ángulo respecto a la vertical.

Zapata equivalente en grupos de pilotes	
arcillas muy blandas	10°
arcillas compactas	20°
granulares	30°

B.10.- DISTRIBUCIÓN DE CARGAS EN GRUPOS DE PILOTES.

Cuando la carga vertical transmitida por la superestructura coincide con el centro de gravedad de los n pilotes agrupados bajo un encepado de suficiente rigidez, la carga que debe soportar cada uno de ellos es:

$$P_i = \frac{P}{n}$$

Sin embargo, a toda cimentación se le aplica un esfuerzo cortante o carga horizontal Q y un momento M. Bajo estas solicitaciones, el encepado sufre desplazamientos y giros de los que resultan cargas desiguales en los pilotes, llegando estos, en algunos casos a trabajar en tracción.

Para calcular los esfuerzos en cada pilote es suficientemente aproximado ignorar la presencia del terreno, descomponiendo por métodos estáticos las acciones exteriores según las direcciones de los pilotes, suponiendo estos articulados en el encepado. Esto se cumple cuando los pilotes son relativamente largos y esbeltos y de la misma longitud.

Siguiendo este método, partimos de la fórmula general de la flexión compuesta en primer orden:

$$\sigma(x_i, y_i) = \frac{P}{\Sigma A_i} \pm \frac{M_x * y_i}{I_x} \pm \frac{M_y * x_i}{I_y}$$

Por el teorema de Steiner y despreciando la inercia de la sección de cada pilote resulta:

$$I_x = \Sigma A_i * y_i^2$$

$$I_y = \Sigma A_i * x_i^2$$

Y en el caso de ser todos los pilotes de igual sección, A, queda finalmente:

$$P_i = \sigma(x_i, y_i) * A = \frac{P}{n} \pm \frac{M_x * y_i}{\Sigma y_i^2} \pm \frac{M_y * x_i}{\Sigma x_i^2}$$

Siguiendo este desarrollo, a esta fórmula deben sumarse los esfuerzos ocasionados por la fuerza horizontal Q. Para ello seguiremos el método de Oteo.

Con pilotes y encepados de suficiente rigidez pueden considerarse los pilotes como empotrados en cabeza. Si además poseen una longitud apreciable cabe admitir que a partir de una cierta profundidad los giros y desplazamientos son despreciables, es decir, que existen condiciones de empotramiento. Por otra parte, el terreno que rodea los pilotes ofrece resistencia a su desplazamiento horizontal por lo que éstos se deforman como si tuvieran una longitud de flexión bastante inferior a la real. Esta longitud reducida puede estimarse (Oteo, 1973) por:

$$L' = 1.2 \sqrt[4]{\frac{3 * E_p * I_p}{E}} \quad (\text{arcillas de modulo } E = \text{cte})$$

$$L' = 1.2 * f \sqrt[4]{\frac{3 * E_p * I_p}{E_t}} \quad (\text{arenas y suelos preconsolidados con módulo } E_o \text{ en cabeza de pilote y } E_L \text{ en la punta})$$

siendo $E_{p,p}$ la rigidez del pilote y f un coeficiente que vale

E_o/E_L	f
0	1,7
0,5	1,25
1	1

Suponiendo pilotes de igual sección y longitud, a los esfuerzos obtenidos con la fórmula de la flexión compuesta se le deben sumar los ocasionados por la fuerza horizontal Q , que son:

$$H_{Qi} = \frac{Q}{n}$$

$$M_{Qi} = \frac{H_{Qi} * L'}{2}$$

$$P_{Qi} = \frac{x_i \sum M_{Qi}}{\sum x_i^2}$$

Los pilotes presentarán un punto de inflexión a la mitad de su altura y el encepado sufrirá un pequeño giro para contrarrestar por esfuerzos axiales de compresión y tracción los momentos del empotramiento.

Si los pilotes estuvieran articulados en el encepado $M_{Qi} = H_{Qi} \cdot L'$, los momentos M_{Qi} obtenidos son reales en el encepado pero no en el empotramiento ficticio en el terreno, pudiendo adoptarse en este caso un valor reducido $M_r = 0.45 \cdot M_{Qi}$.

C.- CÁLCULO DE MICROPILOTES.

Los micropilotes son estructuras cilíndricas de pequeño diámetro, entre 75 y 300 mm, con esbeltez entre 10 y 20, perforados “in situ” verticalmente o con inclinaciones de hasta 20°, y constituidos por una armadura de acero que se aloja en el taladro relleno o inyectado con mortero o lechada de cemento.

Las cargas admisibles oscilan entre 3 y 150 toneladas. Las cargas se transmiten por fricción y punta, habiéndose obtenido valores máximos en prueba de carga de hasta 350 toneladas.

C.1.- CÁLCULO DEL TOPE ESTRUCTURAL.

El acero del refuerzo es el elemento que soporta la mayoría de la carga. No obstante la carga total esta soportada por el acero y la lechada. Es de vital importancia considerar esta acción compuesta para optimizar el diseño del micropilote.

Para un primer tanteo se puede utilizar el siguiente método relativo al límite elástico del acero constituyente del elemento.

TOPE ESTRUCTURAL (%Relativo al Límite Elástico del acero constituyente del elemento)	
Micropilotes	Anclajes
50%	60%

Los valores anteriores deben aplicarse para acciones de segundo género y para anclajes permanentes. En el caso de anclajes provisionales o de acciones de primer género, el porcentaje a aplicar puede reducirse hasta el 66.66% del límite elástico considerado.

Parece prudente no sobrepasar la tensión de trabajo del acero a compresión de 2500 kp/cm² y en tracción de 2000 kp/cm², por previsión de microfisuraciones en el mortero o lechada de inyección.

Así considerado, no se tiene en cuenta la capacidad resistente del material de inyección, lo cual parece evidente si la pieza trabaja a tracción. No es evidente asignar en compresión todo el trabajo a la armadura metálica, pero así se trabaja.

Es habitual considerar que se aplica un coeficiente de seguridad de valor Cs=2 al límite elástico del acero para definir el tope estructural de un micropilote, asimismo y con suficiente margen de seguridad, también es corriente aplicar un Cs=4 a dicho límite elástico para definir la capacidad de

resistir a esfuerzos cortantes, sin hacer intervenir la resistencia del material de inyección, sea mortero o lechada de cemento.

Hay que entender, como ocurre habitualmente en esta materia, que los resultados que se obtienen con las diferentes formulaciones no son los mismos, por lo que se debe hablar de rango de valores, escogiendo en cada caso la formulación más conveniente para el problema que se trata.

También es frecuente el uso de las siguientes fórmulas según distintos autores, que han tenido su desarrollo en el campo de los micropilotes no inyectados, así como en el de las cimentaciones profundas en general, aunque no encontramos nada en contra de su extensión al sistema que nos ocupa.

$$T_e = 0.25 \cdot F_{ck} \cdot B + 0.4 \cdot F_{yk} \cdot A$$

$$T_e = (0.85 \cdot F_{ck} \cdot B + 0.87 \cdot F_{yk} \cdot A) / 1.2 \cdot 1.8$$

$$T_e = (0.57 \cdot F_{ck} \cdot B + 0.87 \cdot F_{yk} \cdot A) / 1.2 \cdot 1.8$$

Siendo:

$$0.25 \cdot F_{ck} < 60 \text{ kp/cm}^2$$

$$0.40 \cdot F_{yk} < 1400 \text{ kp/cm}^2$$

C.2.- CÁLCULO GEOTÉCNICO. MÉTODO DE BUSTAMANTE Y DOIX.

Con el predimensionamiento anterior realizamos a continuación el cálculo geotécnico para micropilotes inyectados. Para ello utilizamos el método de Bustamante-Doix (1985).

La capacidad de carga final Q_L para un micropilote bajo carga a compresión se define como:

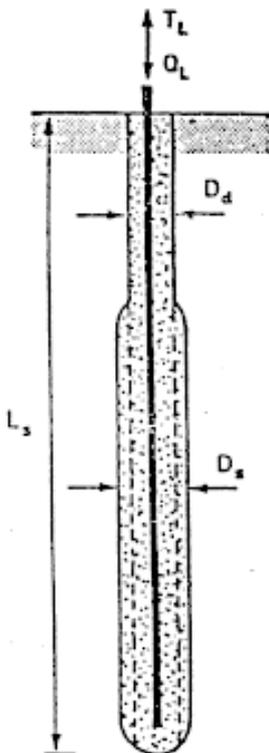
$$Q_L = Q_{P_L} + Q_{S_L}$$

Donde:

Q_{P_L} : Resistencia por la punta

Q_{S_L} : Resistencia por el fuste

En caso de que el micropilote esté solicitado a tracción no se puede contar con la contribución por punta que da la formulación anterior.



La resistencia por el fuste viene dada por la siguiente ecuación:

$$Q_{SL} = \pi \times D_s \times L_s \times q_s$$

Donde:

D_s es el diámetro eficaz de sellado del bulbo y de valor:

$$D_s = \alpha D_d$$

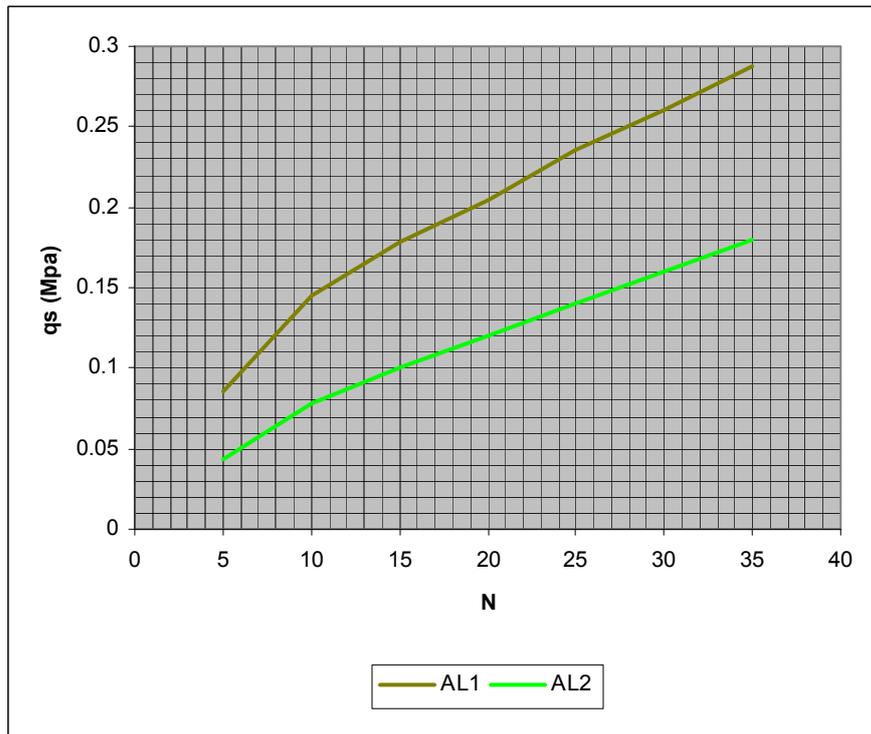
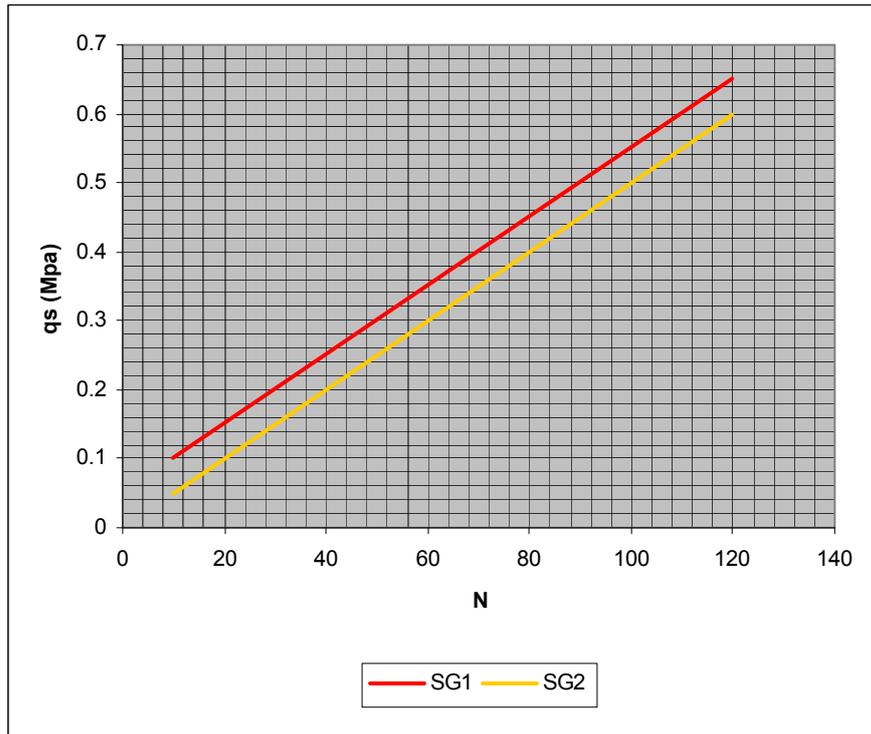
Siendo α un coeficiente que depende del tipo de suelo y de la inyección considerada en el micropilote, con los siguientes valores:

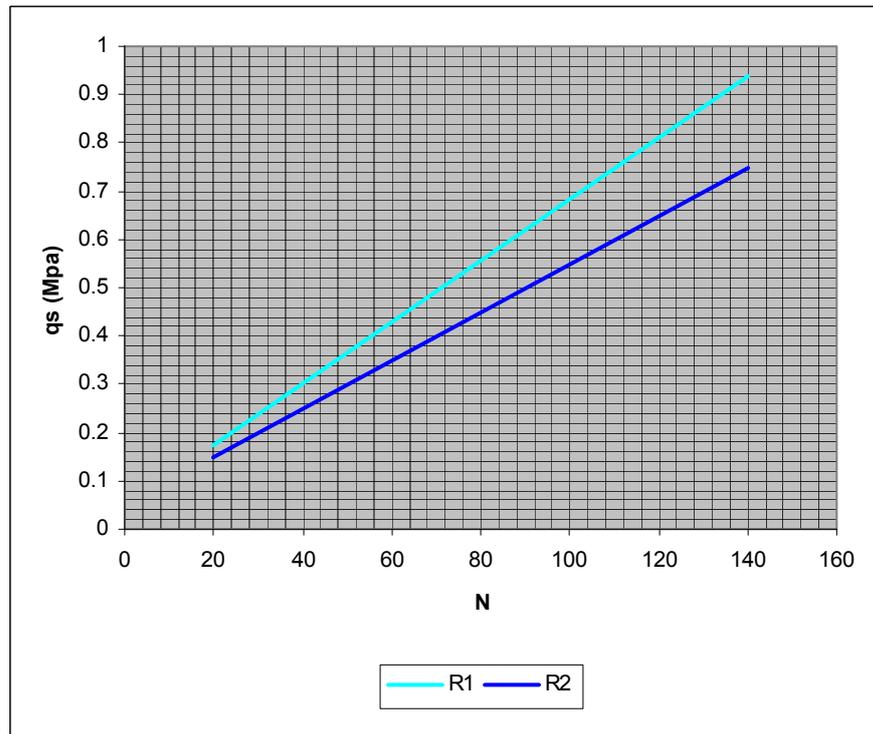
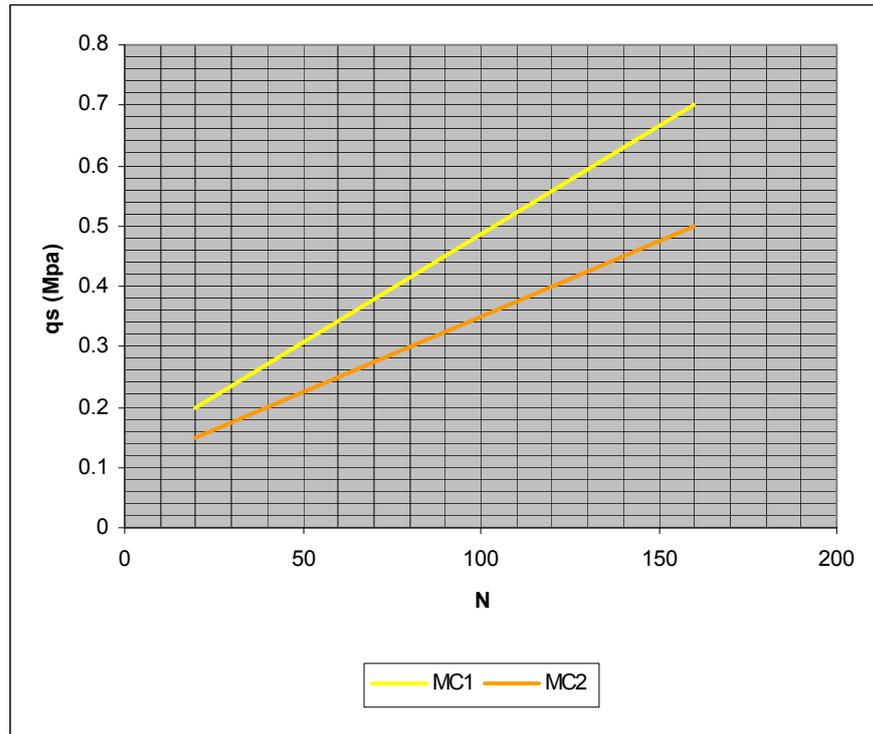
Tipo de suelo	Coeficiente α		Simbología de clasificación		Cantidad mínima de lechada aconsejada VI
	IRS	IGU	IRS	IGU	
Grava	1.8	1.3 a 1.4	SG.1	SG.2	1.5 VI
Grava arenosa	1.6 a 1.8	1.2 a 1.4			1.5 VI
Arena en grava	1.5 a 1.6	1.2 a 1.3			1.5 VI
Arena gruesa	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2			1.5 VI
Arena media	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2			1.5 VI
Arena fina	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2			1.5 VI
Arena limosa	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2			1.5 VI 1.5 a 2.0 VI IRS
Limo	1.4 a 1.6	1.1 a 1.2			2.0 VI IRS 1.5 VI IGU
Arcilla	1.8 a 2.0	1.2	AL.1	AL.2	2.5 a 3.0 IRS 1.5 a 2.0 VI IGU
Marga	1.8	1.1 a 1.2			1.5 a 2.0 VI para capa compacta
Marga calcárea	1.8	1.1 a 1.2	MC.1	MC.2	
Creta alterada o fragmentada	1.8	1.1 a 1.2			2.0 a 6.0 capa fracturada
Roca alterada o fragmentada	1.2	1.1	> R.1	> R.2	1.1 a 1.5 VI capa finamente fisurada 2.0 o más si la capa está fisurada
Para IRS: $p_i > p_l$ Para IGU: $0.5 p_l < p_i < p_l$					Caudales: 0.3 a 0.6 m ³ /h suelos coherentes 0.8 a 1.2 m ³ /h suelos fricción
Relación agua/cemento entre 40 y 50 centésimas					

L_s es la longitud de sellado

q_s es el coeficiente de fricción lateral que depende del tipo de inyección y del suelo implicado.

Los valores de q_s se obtienen de las siguientes gráficas:





La resistencia por punta viene dada por:

$$QP_L = s_p \times k_p \times p_i$$

Donde:

s_p es el área de la punta del micropilote de acuerdo con un diámetro D_s si el procedimiento de la construcción garantiza que habrá un aumento en el diámetro.

k_p es el coeficiente para la resistencia por punta que depende del tipo de suelo como se aprecia en la tabla inferior .

Tipo de Suelo	Kp
Arenas y gravas	1.2
Arcillas	1.6
Arcillas y limos	1.8
Fragmentos de roca	1.5

Es un coeficiente para la resistencia por punta y depende del tipo de suelo y de la presión límite del suelo medida con el presiómetro de Ménard.

La resistencia por la punta no excede del 15 al 20% de la resistencia por el fuste y consecuentemente puede ser definida del siguiente modo:

$$QP_L = 0.15 QS_L$$

Bustamante y Doix (1985) recomienda usar factores de seguridad que varíen entre 1.8 y 2.2 dependiendo de la utilización del micropilote.

Igualmente sugieren un factor de seguridad de 2 para micropilotes permanentemente bajo carga a compresión.

Tipo	Factor de Seguridad			
	Tracción		Compresión	
	Temporal	Permanente	Temporal	Permanente
Anclaje	1.8	2.0	-	-
Micropilote	2.0	2.2	1.8	2.0

C.3.- CÁLCULO A CORTANTE DE MICROPILOTES.

Para calcular o realizar una comprobación a cortante de micropilotes, se tiene que tener en cuenta la resistencia del tubo de acero y la contribución de la lechada de cemento. El mayor problema que tiene este procedimiento es estimar la sección de lechada para el cálculo, es decir, el bulbo de inyección en el terreno, por lo que normalmente se confía en el tubo de acero toda la resistencia a cortante de la sección. En los casos en los que se necesite afinar más en el cálculo, se tomará una sección de bulbo, en función del tipo de terreno y el tipo de inyección a realizar, y se realizará el cálculo según la EHE.

Llamando Q al cortante de diseño que se obtiene en el cálculo de esfuerzos, la resistencia a esfuerzos cortantes viene dada por la siguiente formulación, la cual se deduce fácilmente de la teoría de Von Misses:

$$\tau = \frac{V_{rd}}{2 * \pi * r * e} \leq \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}}$$

donde:

V_{rd} = cortante de diseño (N). r = radio del tubo de acero (mm).

e = espesor del tubo de acero (mm). σ_e = Límite elástico del acero (MPa).

τ = Tensión tangencial del acero (MPa). σ = Tensión normal del acero (MPa).

σ_{co} = Tensión de comparación (MPa).

Para que resista al esfuerzo combinado de axil más cortante deberá cumplirse la inecuación siguiente:

$$\sigma_{co} = \sqrt{(\sigma^2 + 3 * \tau^2)} \leq \sigma_e$$

Como orden de magnitud en un primer tanteo, podemos aplicar las recomendaciones propuestas por el Dr. Bustamante, en las que se estima la resistencia a cortante, aproximadamente, como la mitad del tope estructural del mismo.

PROBLEMAS RESUELTOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

1.- CÁLCULO DE MICROPILOTES EN FUNCIÓN DE LA PRESIÓN DE INYECCIÓN

EXAMEN FINAL (JULIO 2003)

1.1- ENUNCIADO.

El substrato de un solar responde a la siguiente columna estratigráfica: Los seis primeros metros son unas arcillas blandas con $SPT = 10$, densidad saturada 1.7 Tn/m^2 , rozamiento interno 20° y cohesión de 0.2 kg/cm^2 , que reposan sobre unas gravas de potencia indefinida con $e = 0.5$, $SPT = 40$ y $\Phi = 35^\circ$, medidos en pico, existiendo un posible nivel freático estable en el contacto entre las arcillas y las gravas.

Se pide:

Al objeto de poder comparar la diferente forma de ejecución, **dibujar** un gráfico que relacione la carga admisible del micropilote con su longitud, suponiendo que la inyección se realiza bajo tres presiones distintas, correspondientes al 30%, 60% y 120% de la presión límite del terreno en cada caso.

PD/ El micro tiene un diámetro nominal de 150 mm y se arma hasta el máximo tope estructural posible.

Se va a corregir sobre el dibujo en que debe señalarse claramente el campo de aplicación, sabiendo que el micropilote tiene una longitud mínima de 6 metros.

1.2.- COMENTARIOS INICIALES.

Tras una lectura reflexiva del enunciado del problema se deben extraer las siguientes conclusiones, manifiestas todas ellas de forma implícita o explícita en el mismo.

El micropilote tiene un diámetro nominal de 150 mm, armándose hasta el máximo tope estructural, por lo que se debe recordar que la relación entre la sección de perforación y de acero ha de ser del 15% de la primera. El enunciado no pide en ningún momento la definición geométrica de la tubería, por lo que no hay que entrar en ello, simplemente se necesita el área de acero de la sección. No obstante, se podría mejorar la solución asimilándola a una tubería comercial fácilmente.

Se hace bastante hincapié en que se puntuará el gráfico. No se deben perder en formulaciones que no muestren claramente lo que se dice. Tienen que realizar un dibujo claro y perfectamente acotado en el que se correlacionen los tres casos, de forma que su interpretación sea inmediata a simple vista. Es importante tener en cuenta el campo de aplicación, por lo que no se deben trazar valores por encima del tope estructural, por ejemplo, ya que sería un error de concepto grave al estar definido de antemano el micropilote.

Como mínimo, la longitud del micropilote es de 6 metros, es decir, en cualquier caso se llegará hasta la capa de gravas saturadas.

Se pide un cálculo en función de la diferente forma de ejecución, que variarán con la presión de inyección. Con los valores dados y las limitaciones de Bustamante, los métodos de cálculo aplicables en cada caso serán:

30% $p_i \Rightarrow$ Cálculo asimilable a pilotes.

60% $p_i \Rightarrow$ Cálculo por Bustamante como IGU.

120% $p_i \Rightarrow$ Cálculo por Bustamante como IRS.

Esto se justifica según las recomendaciones de Bustamante, en las que se considera que, para que un micropilote esté inyectado como IGU, la relación entre la presión de inyección y la del terreno viene dada por:

$$0.5p_i < p_{\text{inyección}} < p_i$$

mientras que para que sea un micro con IRS se ha de cumplir necesariamente que

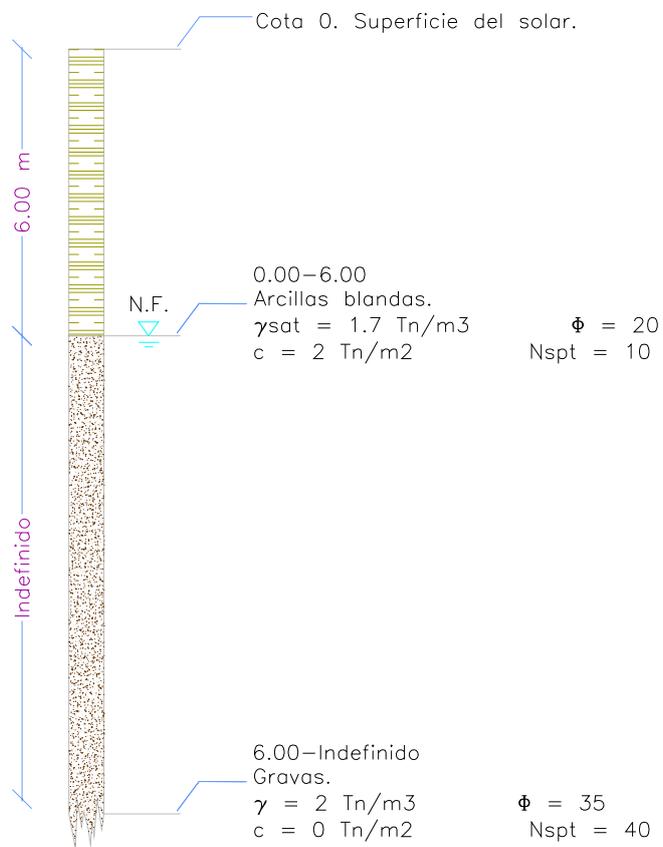
$$p_{\text{inyección}} > p_i$$

A partir de estas disquisiciones, la resolución del ejercicio es inmediata.

1.3.- COLUMNA ESTRATIGRÁFICA.

La columna viene claramente definida en el enunciado, siendo su representación la siguiente:

COLUMNA ESTRATIGRÁFICA PROPUESTA PARA CÁLCULO DE CIMENTACIÓN POR MICROPILOTES



1.4.- CÁLCULO ESTRUCTURAL DEL MICROPILOTE.

El acero del refuerzo es el elemento que soporta la mayoría de la carga. No obstante la carga total esta soportada por el acero y la lechada. Por tanto, es obligatorio conocer la sección de acero total en la sección.

Puesto que el diámetro nominal del micro es de 150 mm, y recordando que la sección de acero no debe superar el 15% de la sección total, es evidente que:

$$A_{acero} = 0.15 * \frac{\Pi * D^2}{4} = 0.15 * \frac{\Pi * 15^2}{4} = 26.5cm^2$$

Pasamos ahora a calcular el tope estructural. Para un primer tanteo se puede utilizar el método relativo al límite elástico del acero constituyente del elemento, donde se recomienda tomar el 50% de dicho valor. Los aceros empleados en obras de micropilotaje son de alto límite elástico, pudiendo adoptarse con bastante seguridad valores de 5000 kp/cm².

Parece prudente no sobrepasar la tensión de trabajo del acero a compresión de 2500 kp/cm² y en tracción de 2000 kp/cm², por previsión de microfisuraciones en el mortero o lechada de inyección.

Así considerado, no se tiene en cuenta la capacidad resistente del material de inyección, lo cual parece evidente si la pieza trabaja a tracción. No es evidente asignar en compresión todo el trabajo a la armadura metálica, pero así se trabaja.

Dado que no se especifica a que cargas estará sometida la cimentación, se toma el caso más desfavorable, que es lógicamente que el micro trabaje a tracción, siendo en este caso el tope estructural:

$$TE = \frac{\sigma_e}{k} * A_{acero} = \frac{5000}{2.5} * 26.5 = 53Tn$$

Siendo k un coeficiente que depende del estado de sollicitación del elemento, tomando valor 2 para compresiones y 2.5 para tracciones, lo cual no es otra cosa que lo establecido en la metodología de Bustamante al respecto.

En caso de que a la cimentación sólo le lleguen compresiones, que es lo normal en obras de edificación, el tope estructural sería:

$$TE = \frac{\sigma_e}{k} * A_{acero} = \frac{5000}{2} * 26.5 = 66.25Tn$$

Este discurso es importante a la hora de establecer el cálculo geotécnico en la siguiente medida. Si el elemento trabaja a tracción no se podrá contar con la contribución por punta del mismo, sólo con el fuste, mientras que para cargas a compresión sí se podría añadir. Por tanto, en la resolución del ejercicio se podría estudiar para estos dos casos.

También es cierto que, normalmente, se suele despreciar la resistencia por punta en micropilotes a la hora de predimensionamiento, lo que nos lleva con más motivo a estudiar los dos casos y ver las diferencias existentes.

Como se ha comentado con anterioridad, se podría dar una denominación del micropilote a ejecutar, para ello basta con definir el diámetro exterior del tubo y el espesor de la tubería. Así,

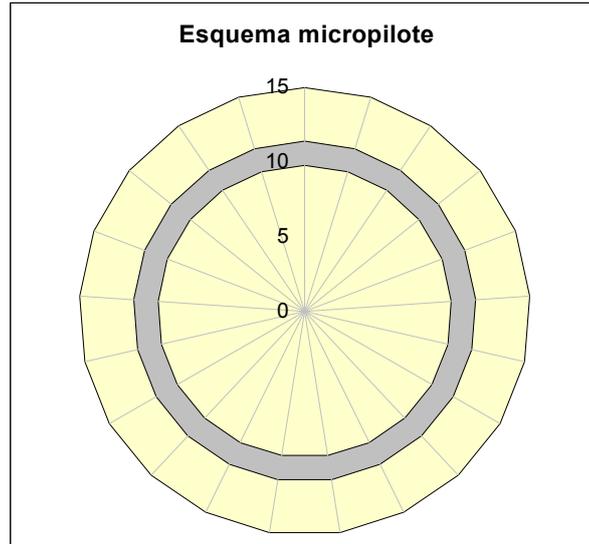
$$As = \Pi(R^2 - (R - e)^2) = \Pi(2Re - e^2)$$

$$e^2 - 2Re + \frac{As}{\Pi} = 0$$

Tomando un diámetro para el tubo de 114 mm, obtenemos un espesor de 8 mm, resultando la siguiente tipología, con la denominación al uso, micro 150/114/8.

Igualmente, también se podría haber realizado el cálculo del tope estructural con cualquiera de las fórmulas que se facilitaban en la introducción teórica. Como se observa en el resumen que se adjunta, no existe apenas diferencia entre ambos sistemas.

Diámetro exterior:	114 mm
Espeso de tubería:	8 mm
Diámetro de perforación:	150 mm
Límite elástico del acero:	5000 kg/cm ²
Resistencia característica del Hormigón:	250 kg/cm ²
Diametro de redondo interior	0 mm



Secciones:

Sección de acero:	26,64 cm ²
Sección de hormigón:	150,07 cm ²

Coefficientes de ponderación:

Acero:	1,15
Mortero:	1,5
Ejecución:	1,6

Cálculo estructural:

Resistencia acero	115829,06 kg
Resistencia Mortero	25012,29 kg

N < 88,0 Tn

Resistencia compresión	66,6 Tn
Resistencia tracción	53,3 Tn

1.5.- CÁLCULO AL 30% DE LA PRESIÓN LÍMITE.

En este caso es de aplicación la formulación general para pilotes, ya que no se adquiere la suficiente presión como para considerarse inyectado. No debe extrañar que se calcule como pilote un elemento de 150 mm de diámetro, ya que si no se inyecta lo suficiente trabajará como tal, independientemente del diámetro.

Se deben distinguir dos casos en este apartado, debido a que tenemos dos tipos de terreno. Las arcillas blandas se calcularán por el método de los suelos de transición, mientras que las gravas se pueden hacer por el método de los penetrómetros, ya que tenemos valores de SPT.

En este caso se debe calcular el tope estructural con una metodología distinta que para micropilotes inyectados. Empleamos la formulación de Rodríguez Ortiz al efecto.

El tope estructural o máxima carga a aplicar sobre un pilote puede obtenerse por:

$$T_e = \alpha * f_{yk} * S_a + \beta * f_{ck} * S_h + \chi * f'_{yk} * S_c$$

siendo:

S_a, S_h y S_c las áreas de acero, hormigón y camisa metálica del pilote.

f_{yk}, f_{ck} y f' _{yk} las resistencias características de los materiales

Los coeficientes vienen dados por la tipología empleada por la siguiente tabla:

Tipo de pilote	COEFICIENTES DE CÁLCULO DE TOPE ESTRUCTURAL			
		α	β	χ
	PREFABRICADOS METÁLICOS			
1	Perfiles		0,35	
2	Tubulares, rellenos	0,40	0,25	0,35
3	PREFABRICADOS DE HORMIGÓN	0,40	0,25	
	HORMIGONADOS IN SITU			
4	Con camisa perdida	0,40	0,25	0,35
5	Con entubación recuperable	0,35	0,22	
6	En seco, sin entubación	0,35	0,22	
7	Bajo lodos bentoníticos	0,32	0,20	
8	A través de barrena	0,30	0,30	

Despejando los valores, todos conocidos, tenemos:

Entrada de datos

Tipo de pilote	5	
Diámetro (m)	0,15	
Espesor de la camisa (cm.)	0	
α	β	χ
0,35	0,22	0
f_{vk} (kp/cm ²)	3500	
f_{ck} (kp/cm ²)	225	
f'_{vk} (kp/cm ²)	4000	
S_a (m ²)	0,00132536	
S_h (m ²)	0,01767146	
S_c (m ²)	0	

Tope Estructural

Te = 24983,0247 kp

Te = 24,98 Tn

Reduciéndose notablemente con respecto al caso de micropilotes inyectados.

A continuación se realiza el cálculo de la carga admisible. Así pues, para los seis primeros metros tenemos la capa de arcillas. Aplicamos el método de los suelos de transición.

El cálculo de la carga de hundimiento puede hacerse por las teorías de capacidad portante:

$$Q_h = A_p * r_p + A_f * r_f = (\sigma'_o * N_q + C' * N_{cp}) * A_p + K_s * \bar{\sigma}_o * tg \delta * A_f$$

siendo:

σ'_o = tensión efectiva vertical al nivel de la punta del pilote.

$\bar{\sigma}_o$ = tensión efectiva media a lo largo de l pilote.

C´ es la cohesión medida en efectivas en el material de la punta del pilote.

N_q y N_{cp} toman los siguientes valores, siendo el ángulo de rozamiento interno a considerar el del terreno en la punta del pilote.

Φ	0	10	15	20	27	30	33	36
N_q	1	3	5	9	20	30	50	80

Φ	0	5	10	15	20	25
N_{cp}	9	12	16	22	30	40

En el caso de pilote perforado $K_s * tg \delta$ toma los valores de la tabla siguiente:

TIPO DE PILOTE	$\Phi' = 20^\circ$	$\Phi' = 30^\circ$
CORTO $L < 15M.$	0.25	0.30
LARGO $L > 15M.$	0.15	0.25

Para valores intermedios se debe interpolar con sentido común, por lo que para nuestro caso tendrá un valor de 0.325

En el cálculo de la tensión vertical efectiva, se debe tener en cuenta que ésta no crece de forma lineal con la profundidad, sino que llega un momento en el que se mantiene constante. El límite viene marcado por la horquilla entre 10 y 20 diámetros, lo que en nuestro caso sería entre 1.5 y 3 metros de profundidad. Consideramos que sólo podemos contar con la tensión vertical efectiva hasta 2 metros profundidad, siendo su evaluación:

$$\sigma'_o = 1.7 \text{ Tn/m}^3 * 2 \text{ m} = 2.4 \text{ Tn/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_o = 1.7 \text{ Tn/m}^3 * 1 \text{ m} = 1.7 \text{ Tn/m}^2$$

Los valores de los diferentes parámetros se han sombreado en las tablas a fin de identificarlos. Así, la carga de hundimiento con seis metros de profundidad es:

$$Q_h = A_p * r_p + A_f * r_f = (\sigma'_o * N_q + C' * N_{cp}) * A_p + K_s * \bar{\sigma}_o * tg \delta * A_f =$$

$$= (2.4 * 80 + 0 * 30) * 0.01767 + 1.7 * 0.325 * 0.47 * 6 = 3.39 + 1.55 = 4.95 \text{ Tn}$$

Si adoptamos prudentemente un coeficiente de seguridad de 3, la carga admisible del pilote será de:

$$Q_{ad} = \frac{Q_h}{F} = \frac{4.95}{3} = 1.65 \text{ Tn}$$

En ningún caso se superan las limitaciones de resistencias unitarias por punta o por fuste con estos valores. Sin embargo, se deben tener en cuenta las limitaciones referentes al tope según las condiciones de cimentación, que recordemos son:

Pilotes prefabricados	750 Tn/m ² .
Pilotes in situ, terreno seco	400 Tn/m ² .
Pilotes in situ, terreno bajo N.F.	300 Tn/m ² .

En este caso, al estar apoyados en las gravas, que se encuentran sumergidas, se tomará el valor de 300 Tn/m², que multiplicado por el área de la punta nos da un tope de 5.28 Tn.

Con esto vemos lo insignificante de la capacidad resistente de este elemento. Ahora podríamos seguir considerando empotrado el micro en la capa de gravas. Para ello partimos de que la

contribución por fuste en las arcillas es de 1.55 Tn, sin afectar de coeficiente de seguridad. Para la capa de gravas es de aplicación el método de los penetrómetros.

$$Pilotes _ perforados _ _ Q_h(Tn) = 12 * N * A_p + \left(\frac{\bar{N}}{10} + 2\right) * A_f$$

$$Q_h(Tn) = 12 * 40 * 0.0176 + \left(\frac{40}{10} + 2\right) * 0.47 * L_{gravas}$$

Las limitaciones de la resistencia unitaria por fuste en este tipo de materiales es de 5 Tn/m², que es más restrictiva que la que da el método anterior, por lo que debe corregirse. Con ello, la contribución en la capa de gravas es:

$$Q_h(Tn) = 12 * 40 * 0.0176 + (5) * 0.47 * L_{gravas} = 8.45 + 2.35 * L_{gravas}$$

Para que sea de aplicación esta metodología de cálculo, el micro debe estar empotrado al menos 6 diámetros en la capa de gravas, es decir, 0.75 metros. Para este método se nos recomiendan coeficientes de seguridad entre 3 y 4, y dada la esbeltez del elemento, es prudente tomar el límite superior, 4. Así, la carga admisible teniendo en cuenta ambas capas es de:

$$Q_{ad} = \frac{Q_{h_{arcillas}}}{F_{arcillas}} + \frac{Q_{h_{gravas}}}{F_{gravas}} = \frac{1.55}{3} + \frac{8.45 + 2.35 * L_{gravas}}{4} \leq 5.28Tn$$

$$Q_{ad} = 2.69 + 0.5875 * L_{gravas} \leq 5.28Tn$$

$$L_{gravas} \leq 4.4m$$

Con esto termina el cálculo con una inyección del 30% de la presión límite considerando que trabaja a compresión, puesto que hemos tenido en cuenta la contribución de la punta. Si estuviera sometido a tracciones el cálculo se simplifica notablemente, sin embargo la carga admisible vendrá dada por:

$$Q_{ad} = \frac{Q_{h_{arcillas}}}{F_{arcillas}} + \frac{Q_{h_{gravas}}}{F_{gravas}} = \frac{1.55}{3} + \frac{2.35 * L_{gravas}}{4} \leq 5.28Tn$$

$$Q_{ad} = 0.5167 + 0.5875 * L_{gravas} \leq 5.28Tn$$

$$L_{gravas} \leq 8.1m$$

Rizando el rizo, cabría reflexionar acerca de la esbeltez máxima de estas cimentaciones, resultando a todas luces excesiva y muy superior a los límites normales máximos, que se encuentran

entre 20 y 30. Sin embargo se representará hasta el tope establecido geotécnicamente a fin de comparar los tres procedimientos, aun sabiendo que no es aplicable realmente.

1.6.- CÁLCULO AL 60% DE LA PRESIÓN LÍMITE.

Con este valor de la presión de inyección, es evidente que se está ejecutando un IGU, y para su cálculo es de aplicación el método de Bustamante. Antes recordar los valores del tope estructural comentados anteriormente:

$$TE \text{ (tracción)} = 53 \text{ Tn}$$

$$TE \text{ (compresión)} = 66.25 \text{ Tn}$$

Ahora se realiza el cálculo geotécnico con la formulación de Bustamante, que como ya ha quedado reflejada con anterioridad, mantiene que la capacidad de carga final Q_L para un micropilote bajo carga a compresión se define como:

$$Q_L = Q_{P_L} + Q_{S_L}$$

Donde:

Q_{P_L} : Resistencia por la punta

Q_{S_L} : Resistencia por el fuste

Para un micropilote, como el arriba indicado, la resistencia por el fuste viene dada por la siguiente ecuación:

$$Q_{S_L} = \pi \times D_s \times L_s \times q_s$$

Donde:

D_s es el diámetro eficaz de sellado del bulbo y de valor:

$$D_s = \alpha D_d$$

Siendo α un coeficiente que depende del tipo de suelo y de la inyección considerada en el micropilote, el cual viene reflejado en las tablas de la introducción.

Para la capa de arcillas, y en IGU, se alcanzan los siguientes valores:

$$\alpha = 1.15$$

$$q_s = 0.08 \text{ MPa} = 8 \text{ Tn/m}^2$$

Luego la resistencia por fuste es de

$$Q_{S_L} = \pi \times D_s \times L_s \times q_s = \pi \times 1.15 \times 0.15 \times 8 \times 6 = 26 \text{ Tn}$$

La resistencia por punta consideramos que se aproxima por el 15% de la resistencia por fuste, obteniendo:

$$Q_{P_L} = 0.15 \cdot Q_{S_L} = 3.9 \text{ Tn}$$

A la hora de obtener la carga de hundimiento del micro debemos definir los coeficientes de seguridad a adoptar, que según Bustamante son:

Coeficiente de seguridad en fuste = 2

Coeficiente de seguridad en punta = 3

Con lo que se tiene una carga admisible a los seis metros de:

$$Q_{adm} = \frac{Q_f}{F_1} + \frac{Q_p}{F_2} = \frac{Q_f}{2} + \frac{Q_p}{3} = \frac{26}{2} + \frac{3.9}{3} = 14.3 \text{ Tn}$$

Para relacionar la carga la carga de hundimiento (o admisible) con la longitud del micropilote, se debe establecer la siguiente relación:

$$Q_L = Q_{Larcillas} + Q_{Lgravas} = (26 + 3.9) + Q_{Lgravas}$$

Pasamos a calcular la resistencia por fuste del micropilote en gravas y en IGU.

$$\alpha = 1.3$$

$$q_s = 0.2 \text{ MPa} = 20 \text{ Tn/m}^2$$

Luego la resistencia por fuste es de

$$Q_{S_{Lgravas}} = \pi \cdot D_s \cdot L_s \cdot q_s = \pi \cdot 1.3 \cdot 0.15 \cdot 20 \cdot (L-6) = 12.25 \cdot L - 73.51 \text{ Tn}$$

La resistencia por punta consideramos que se aproxima por el 15% de la resistencia por fuste, obteniendo:

$$Q_{P_{Lgravas}} = 0.15 \cdot Q_{S_L} = 0.15 \cdot (12.25L - 73.51 + 26) = 1.95 \cdot L - 7.13 \text{ Tn}$$

Resultando la carga admisible con los coeficientes de seguridad anteriores de:

$$Q_{ad} = \frac{26 + 12.25L - 73.51}{2} + \frac{1.95L - 7.13}{3} = 6.775L - 26.13 \text{ Tn}$$

Viniendo dada en general por el siguiente sistema para cálculo a compresión:

$$Q_{ad} \text{ (IGU)} \begin{cases} 14.3 \text{ Tn} & \text{si } L = 6 \text{ m} \\ 6.775L - 26.13 & \text{si } L > 6 \text{ m} \end{cases}$$

La longitud máxima en función del tope estructural será de $L = (66.25 + 26.13) / 6.775 = 13.5 \text{ m}$.

Ahora se repite el proceso para el cálculo a tracción. La resistencia por el fuste viene dada por:

Para la capa de arcillas, y en IGU, se alcanzan los siguientes valores:

$$\alpha = 1.15$$

$$q_s = 0.08 \text{ MPa} = 8 \text{ Tn/m}^2$$

Luego la resistencia por fuste es de

$$Q_{S_L} = \pi \times D_s \times L_s \times q_s = \pi * 1.15 * 0.15 * 8 * 6 = 26 \text{ Tn}$$

Con lo que se tiene una carga admisible a los seis metros de:

$$Q_{adm} = \frac{Q_f}{F_1} = \frac{Q_f}{2} = \frac{26}{2} = 13 \text{ Tn}$$

Para relacionar la carga la carga de hundimiento (o admisible) con la longitud del micropilote, se debe establecer la siguiente relación:

$$Q_L = Q_{Larcillas} + Q_{Lgravas} = 26 + Q_{Lgravas}$$

Pasamos a calcular la resistencia por fuste del micropilote en gravas y en IGU.

$$\alpha = 1.3$$

$$q_s = 0.2 \text{ MPa} = 20 \text{ Tn/m}^2$$

Luego la resistencia por fuste es de

$$Q_{S_{Lgravas}} = \pi \times D_s \times L_s \times q_s = \pi * 1.3 * 0.15 * 20 * (L-6) = 12.25 * L - 73.51 \text{ Tn}$$

Resultando la carga admisible con los coeficientes de seguridad anteriores de:

$$Q_{ad} = \frac{26 + 12.25L - 73.51}{2} = 6.125L - 23.75 \text{ Tn}$$

Viniendo dada en general por el siguiente sistema para cálculo en IGU a tracción:

$$Q_{ad} \text{ (IGU)} \begin{cases} 13 \text{ Tn} & \text{si } L = 6 \text{ m} \\ 6.125L - 23.75 & \text{si } L > 6 \text{ m} \end{cases}$$

La longitud máxima en función del tope estructural será de $L = (53+23.75)/6.125 = 12.5 \text{ m}$.

1.7.- CÁLCULO AL 120% DE LA PRESIÓN LÍMITE.

Con este valor de la presión de inyección, es evidente que se está ejecutando un IRS, puesto que se está rompiéndole suelo, y para su cálculo es nuevamente de aplicación el método de Bustamante.

Ahora se realiza el cálculo geotécnico con la formulación de Bustamante, que como ya ha quedado reflejada con anterioridad, mantiene que la capacidad de carga final Q_L para un micropilote bajo carga a compresión se define como:

$$Q_L = Q_{P_L} + Q_{S_L}$$

La resistencia por el fuste viene dada por la siguiente ecuación:

$$Q_{S_L} = \pi \times D_s \times L_s \times q_s$$

Donde:

D_s es el diámetro eficaz de sellado del bulbo y de valor:

$$D_s = \alpha D_d$$

Siendo α un coeficiente que depende del tipo de suelo y de la inyección considerada en el micropilote, el cual viene reflejado en las tablas de la introducción.

Es importante recordar, que siguiendo las recomendaciones, los primeros 5 metros se deben ejecutar en IGU, lo cual debe ser tenido en cuenta en el cálculo. Así, calculamos estos 5 metros en IGU.

Para la capa de arcillas, y en IGU, se alcanzan los siguientes valores:

$$\alpha = 1.15$$

$$q_s = 0.08 \text{ MPa} = 8 \text{ Tn/m}^2$$

Luego la resistencia por fuste es de

$$Q_{S_L(IGU)} = \pi \times D_s \times L_s \times q_s = \pi \times 1.15 \times 0.15 \times 8 \times 5 = 21.67 \text{ Tn}$$

Para la capa de arcillas (el metro restante), y en IRS, se alcanzan los siguientes valores:

$$\alpha = 1.8$$

$$q_s = 0.15 \text{ MPa} = 15 \text{ Tn/m}^2$$

Luego la resistencia por fuste es de

$$Q_{S_L(IRS)} = \pi \times D_s \times L_s \times q_s = \pi \times 1.8 \times 0.15 \times 15 \times 1 = 12.72 \text{ Tn}$$

Y la resistencia total por fuste en la capa de arcillas de $Q_{S_L} = 34.4 \text{ Tn}$

La resistencia por punta consideramos que se aproxima por el 15% de la resistencia por fuste, obteniendo:

$$Q_{P_L} = 0.15 \cdot Q_{S_L} = 0.15 \cdot 34.4 = 5.16 \text{ Tn}$$

A la hora de obtener la carga de hundimiento del micro debemos definir los coeficientes de seguridad a adoptar, que son los mismos que en inyectando en IGU:

Coeficiente de seguridad en fuste = 2

Coeficiente de seguridad en punta = 3

Con lo que se tiene una carga admisible a los seis metros de:

$$Q_{adm} = \frac{Q_f}{F_1} + \frac{Q_p}{F_2} = \frac{Q_f}{2} + \frac{Q_p}{3} = \frac{34.4}{2} + \frac{5.16}{3} = 18.92 \text{ Tn}$$

Para relacionar la carga la carga de hundimiento (o admisible) con la longitud del micropilote, se debe establecer la siguiente relación:

$$Q_L = Q_{Larcillas} + Q_{Lgravas} = (34.4 + 5.16) + Q_{Lgravas}$$

Pasamos a calcular la resistencia por fuste del micropilote en gravas y en IRS.

$$\alpha = 1.6$$

$$q_s = 0.25 \text{ MPa} = 25 \text{ Tn/m}^2$$

Luego la resistencia por fuste es de

$$Q_{S_{Lgravas}} = \pi \cdot D_s \cdot L_s \cdot q_s = \pi \cdot 1.6 \cdot 0.15 \cdot 25 \cdot (L-6) = 18.85 \cdot L - 113.1 \text{ Tn}$$

La resistencia por punta consideramos que se aproxima por el 15% de la resistencia por fuste, obteniendo:

$$Q_{P_{Lgravas}} = 0.15 \cdot Q_{S_L} = 0.15 \cdot (18.85L - 113.1 + 34.4) = 2.83 \cdot L - 11.18 \text{ Tn}$$

Resultando la carga admisible con los coeficientes de seguridad anteriores de:

$$Q_{ad} = \frac{18.85L - 78.7}{2} + \frac{2.83L - 11.18}{3} = 10.37L - 43.07 \text{ Tn}$$

Viniendo dada en general por el siguiente sistema para cálculo a compresión:

$$Q_{ad} \text{ (IRS)} \begin{cases} 18.92 \text{ Tn} & \text{si } L = 6 \text{ m} \\ 10.37L - 43.07 & \text{si } L > 6 \text{ m} \end{cases}$$

La longitud máxima en función del tope estructural será de $L = (66.25 + 43.07) / 10.37 = 10.5 \text{ m}$.

Ahora se repite el proceso para el cálculo a tracción. La resistencia por el fuste viene dada por:

Para la capa de arcillas, y en IGU, se alcanzan los siguientes valores:

$$\alpha = 1.8$$

$$q_s = 0.15 \text{ MPa} = 15 \text{ Tn/m}^2$$

Luego la resistencia por fuste es de

$$Q_{S_{L(IGU)}} = \pi \times D_s \times L_s \times q_s = \pi * 1.15 * 0.15 * 8 * 5 = 21.67 \text{ Tn}$$

Para la capa de arcillas (el metro restante), y en IRS, se alcanzan los siguientes valores:

$$\alpha = 1.8$$

$$q_s = 0.15 \text{ MPa} = 15 \text{ Tn/m}^2$$

Luego la resistencia por fuste es de

$$Q_{S_{L(IRS)}} = \pi \times D_s \times L_s \times q_s = \pi * 1.8 * 0.15 * 15 * 1 = 12.72 \text{ Tn}$$

Y la resistencia total por fuste en la capa de arcillas de $Q_{S_L} = 34.4 \text{ Tn}$

Con lo que se tiene una carga admisible a los seis metros de:

$$Q_{adm} = \frac{Q_f}{F_1} = \frac{Q_f}{2} = \frac{34.4}{2} = 17.2 \text{ Tn}$$

Para relacionar la carga la carga de hundimiento (o admisible) con la longitud del micropilote, se debe establecer la siguiente relación:

$$Q_L = Q_{Larcillas} + Q_{Lgravas} = 34.4 + Q_{Lgravas}$$

Pasamos a calcular la resistencia por fuste del micropilote en gravas y en IRS.

$$\alpha = 1.6$$

$$q_s = 0.25 \text{ MPa} = 25 \text{ Tn/m}^2$$

Luego la resistencia por fuste es de

$$Q_{S_{Lgravas}} = \pi \times D_s \times L_s \times q_s = \pi * 1.6 * 0.15 * 25 * (L-6) = 18.85 * L - 113.1 \text{ Tn}$$

Resultando la carga admisible con los coeficientes de seguridad anteriores de:

$$Q_{ad} = \frac{18.85L - 78.7}{2} = 9.42L - 39.35 \text{ Tn}$$

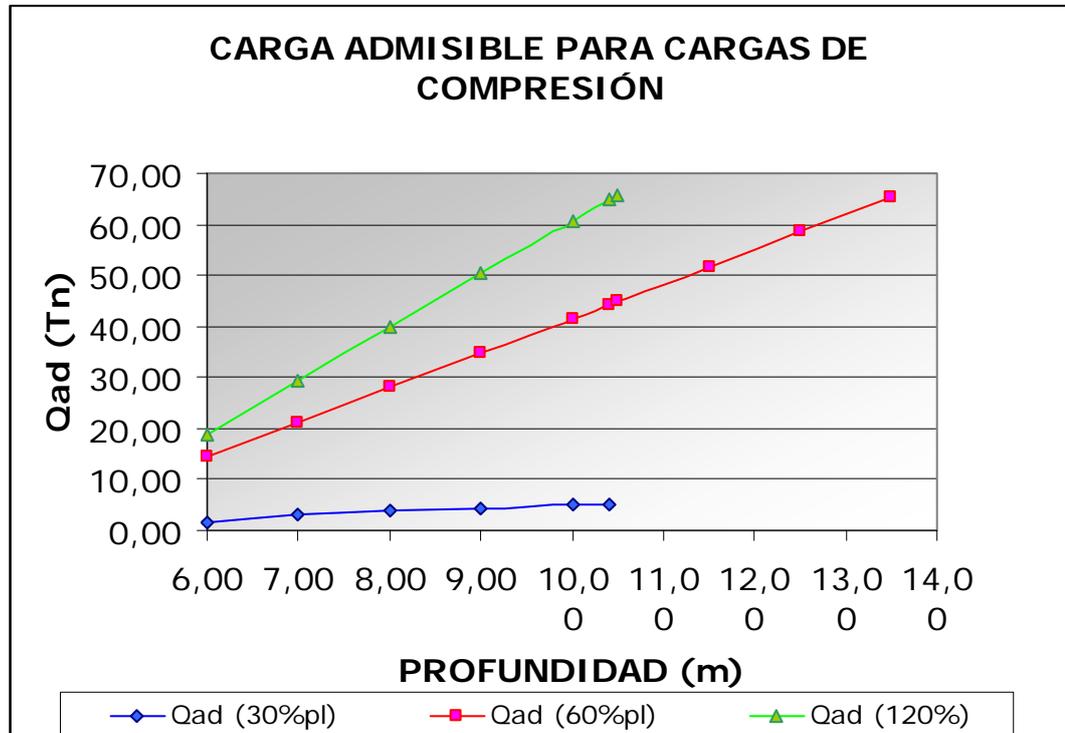
Viniendo dada en general por el siguiente sistema para cálculo a tracción en IRS:

$$Q_{ad} \text{ (IRS)} \begin{cases} 17.20 \text{ Tn} & \text{si } L = 6 \text{ m} \\ 9.42L - 39.35 & \text{si } L > 6 \text{ m} \end{cases}$$

La longitud máxima en función del tope estructural será de $L = (53+39.35)/9.42 = 10 \text{ m}$.

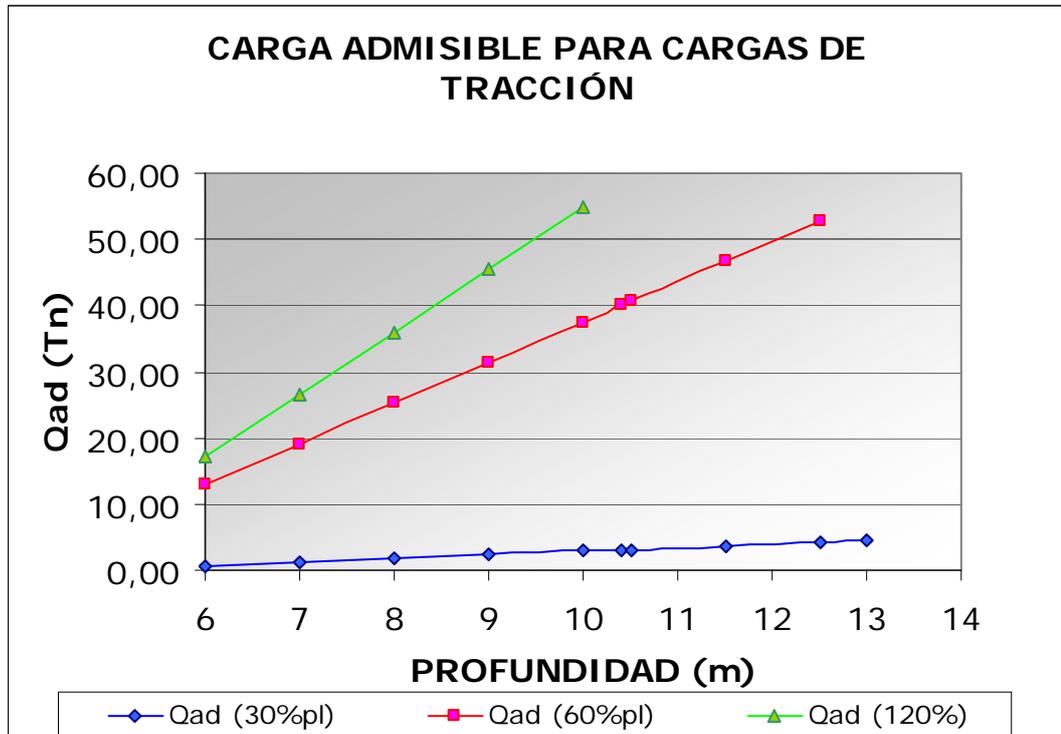
A continuación se muestra el gráfico correspondiente a las tres alternativas de cálculo considerando que la cimentación se encontrará sometida a esfuerzos de compresión.

CARGA ADMISIBLE (Tn)			
30%pl	60%pl	120%pl	L (m)
1,65	14,30	18,92	6,00
3,28	21,30	29,52	7,00
3,87	28,07	39,89	8,00
4,45	34,85	50,26	9,00
5,04	41,62	60,63	10,00
5,28	44,33	64,78	10,40
	45,01	65,82	10,50
	51,78		11,50
	58,56		12,50
	65,33		13,50



Por último se muestra el gráfico correspondiente a las tres alternativas de cálculo considerando que la cimentación se encontrará sometida a esfuerzos de tracción.

CARGA ADMISIBLE (Tn)			
30%pl	60%pl	120%pl	L (m)
0,52	13,00	17,20	6
1,10	19,13	26,59	7
1,69	25,25	36,01	8
2,28	31,38	45,43	9
2,87	37,50	54,85	10
3,10	39,95		10
3,16	40,56		11
3,75	46,69		12
4,34	52,81		13
4,63			13



2.- CIMENTACIÓN DE UN MONUMENTO SINGULAR EN GRAVAS MEDIANTE PILOTES

EXAMEN FINAL (DICIEMBRE 2002)

2.1- ENUNCIADO.

En el paseo del Violón de la Ciudad de Granada, se va sustituir el monumento a la Constitución, por el Caballo que se ha colocado en el edificio del Ayuntamiento en la Plaza del Carmen, y que pesa 10 Tm, situado sobre un pedestal cilíndrico de hormigón y de 20 metros de altura, con un diámetro de dos metros.

El suelo de la zona responde a la siguiente columna estratigráfica: Material de vertido, de nula competencia (de 0 a 7 metros). En adelante gravas y bolos con SPT = Rechazo. El nivel freático se encuentra en el contacto del lecho de gravas con el material de vertido.

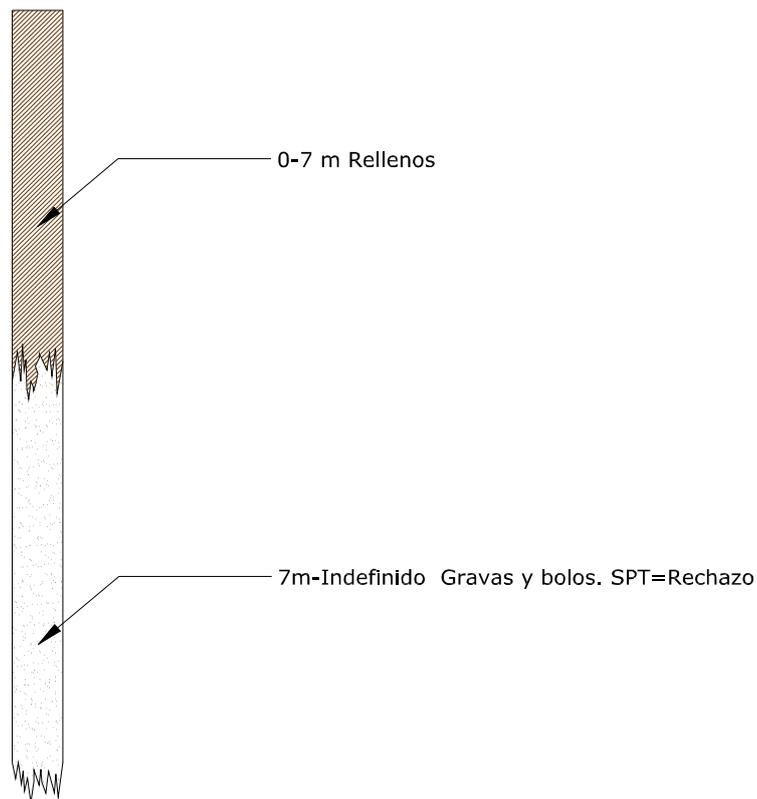
Sabiendo que: El coeficiente de sismo horizontal se puede tomar como $a/g = 0.25$, que los pilotes no deben dimensionarse resistiendo esfuerzos de tracción y que la máquina disponible sólo ejecuta pilotes de sustitución con un diámetro máximo de 60 cm., se pide:

Diseñar una cimentación profunda para la obra que se quiere construir, dando las dimensiones de las piezas para que quede claramente definida la cimentación dibujando un croquis en planta y en sección, en el cual quede reflejado incluso el río Genil próximo a la zona.

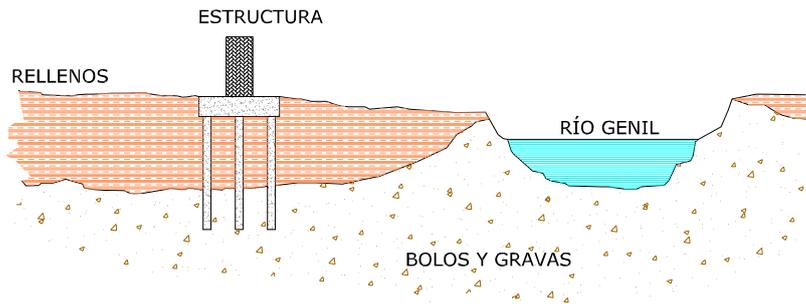
2.2.- DEFINICIÓN DE LA COLUMNA ESTRATIGRÁFICA. ELECCIÓN DE LOS PARÁMETROS.

En este problema se da explícitamente la columna estratigráfica en el enunciado, por lo que no hay que estimar los parámetros de cálculo. Como se puede observar, dicha columna es típica de la llanura aluvial de un río, presentándose una primera capa de rellenos incompetentes que a efectos de cálculo podrán suponer rozamiento negativo sobre el pilotaje. En profundidad se encuentran bolos, gravas y arenas. Los parámetros para esta capa serán función de la potencia de la capa superior, en caso de alcanzarse este nivel a profundidades someras, las gravas estarán lavadas, disminuyendo la densidad y dando valores bajos de golpeo (pueden ser del orden de $N_{SPT}=20$) para este tipo de material. Sin embargo, a mayor profundidad, la competencia aumenta y, normalmente, se llega hasta el rechazo.

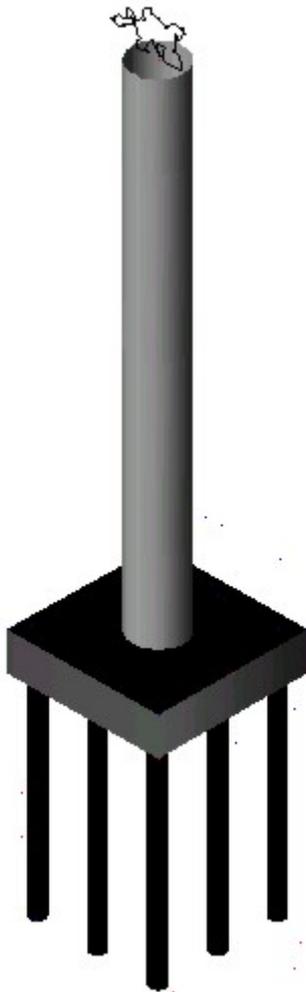
La columna tipo y los parámetros son según el enunciado:



Un croquis del perfil estratigráfico tipo de la zona del río Genil podría ser el siguiente:

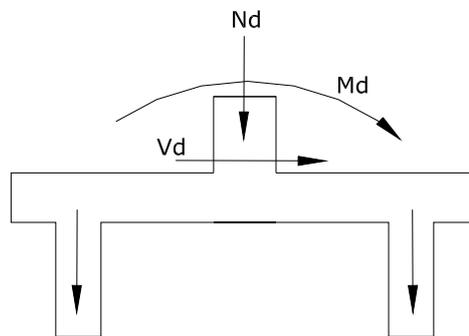


2.3.- punto 3.5



0.28 m²

- La resistencia de punta R_p se tomará como 300 T/m², por ser pilote de sustitución y hormigonado bajo agua.

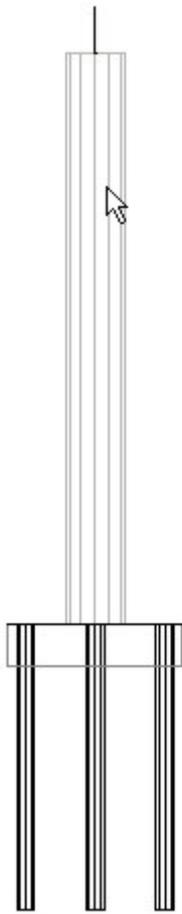


12.4.- DISCURSO Y ELECCIÓN DEL TIPO DE PILOTE.

Está decidido que el pilote será de sustitución, encamisando naturalmente, hormigonado bajo agua y con el mayor diámetro de 600mm, dado que no puede más la máquina perforadora, pues será la solución más económica.

Atendiendo a estos razonamientos, a nivel de anteproyecto podríamos escoger:

- Pilote de 600 mm de diámetro.
- Tope estructural. $T_e = S \cdot R_p$
- La sección obviamente será: $3.14 \cdot 0.6^2 / 4 \text{ m}^2 =$



Con estas premisas el tope estructural será de 84T. Esto quiere decir que no deberíamos superar e este tope.

Una evaluación rápida, en un primer tanteo, de la capacidad de resistir a esfuerzo cortante se podría obtener multiplicando la sección por 50 expresado todo en metros cuadrados y toneladas, lo que daría una capacidad de resistir a cortante sin contar con la armadura de 14 Tn/pilote.

Para evaluar la longitud, atenderemos en primer lugar a no dar capacidad resistente a los 7 primeros metros, ya que el material de vertido si algo hace es dar un rozamiento negativo por consolidación que habrá que evaluar.

Dado que el pilote resiste todo en grava se puede acudir para determinar su carga por punta a su clasificación como gravas arenosas, suficientemente prudente. Elegimos $R_p = 900 \text{ T/m}^2$, que con un coeficiente de seguridad de tres como es habitual, daría una capacidad de resistir análoga al tope estructural que no podemos sobrepasar, independientemente de lo que aguante por fuste.

En otro orden de ideas es necesario para movilizar el total de la resistencia por punta y de acuerdo con la teoría de Meyerhof que el pilote esté empotrado en el terreno un mínimo de 5 diámetros, con lo cual **la longitud total**

deberá ser de 10 metros.

Debemos asegurarnos de que haya al menos 6 diámetros bajo la punta del pilote, de material análogo al de cálculo, es decir gravas con bolos y arenas, lo que se comprueba con un sondeo.

Así mismo debe tenerse en cuenta que el pilote debe incorporarse en su parte superior a la losa que servirá de encepado, por lo cual no se debe hormigonar la longitud equivalente al canto de dicho encepado que al menos será $1.5 \cdot D$, o sea que el canto mínimo del encepado será de 90cm.

En otro orden de ideas deberíamos contar con un **rozamiento negativo** del relleno sobre el pilote que podríamos evaluarlo como el 30% de la carga que resiste o bien calcularlo. Si tomáramos la proporción del 30%, no deberíamos contar con una compresión sobre nuestro pilote superior a las 60 toneladas, y si queremos calcularlo deberíamos tener en cuenta que es un pilote corto, además de perforado, con un ángulo de rozamiento interno en el entorno de los 20° , por ser un material flojo, de relleno, con lo cual deberíamos tomar como coeficiente de fricción un valor de $k_s \cdot \tan \delta = 0.25$, lo que nos llevaría a $R_f = 3 \cdot 1.6 \cdot 0.25 \cdot 6 = 7.2 \text{ T.}$, valor no tan conservador como el evaluado con anterioridad, y que tendría un coeficiente de seguridad del orden de tres con respecto al cálculo del 30%. Queda a juicio del lector aplicar uno u otro, aunque el autor se inclina por el valor menos conservador con lo cual **el pilote se podría cargar con 76 T.** procedente de los esfuerzos que trasmite la superestructura.

Por tanto, la solución que se adopta será:

- **Pilote de 600 mm de diámetro.**
- **Longitud total del pilote de 10 metros.**
- **Tope estructural de 76 toneladas.**

22.5.- DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.

Partiendo como dato fijo de un pilote que aguanta 76 toneladas y que tiene un diámetro de 600mm, podemos proceder desde el análisis de los esfuerzos que trasmite la superestructura a definir el número de pilotes necesarios así como a diseñar el encepado o losa de arriostamiento cuyo fin es transmitir las cargas exteriores desde el pedestal a los pilotes para que estos a su vez las transmitan a las gravas que se encuentran a partir de los siete metros de profundidad y que es el material resistente dentro del substrato de la zona.

Para atender al dimensionado de la losa, atenderemos a una primera aproximación en función de los esfuerzos existentes y conocidos derivados del peso del pedestal y del caballo así como de los correspondientes al efecto sísmico que tomaremos en consideración con un cálculo estático.

Hemos supuesto que la densidad del hormigón armado es de 2.5 T/m^3 , así como que el centro de gravedad del caballo está situado un metro por encima de la parte superior del pedestal.

Recuerden que en general se debe proyectar con tres veces la dimensión del elemento sustentador respecto al vástago para suponer que está empotrado, como es el caso, con lo cual la dimensión mínima en planta de la losa debería ser de $6\text{m} \times 6\text{m}$.

Dado que los pilotes deben separarse un mínimo del borde de un diámetro medido desde su eje y que el pedestal tiene un diámetro de dos metros, el vuelo será de 1.4 m.

➤ Si fijamos un canto (h) de dos metros el vuelo estará comprendido entre $0.5h$ (1m.) y $1.5h$ (3m.)

La tabla refleja, salvo erratas la comparación con los datos prefijados.

EI emento	(Tn)	H(cdg en m)	M(mTn en base losa)
C aballo	0	23	57.5
P edestal	57	12	471
L osa	80	1	45
T otal	47	6.61	573.5

Para definir el número de pilotes, debemos recordar que el enunciado nos advierte claramente que los pilotes no deben estar sometidos a tracción, lo cual supone que debíamos en principio dimensionarlos a la mitad de su carga de trabajo.

En otro orden de ideas, recordar que la distribución de pilotes sobre la losa cuadrada debe ser simétrica ya que el sismo puede venir en cualquier dirección. El hecho de que el vástago sea circular invita a una losa de tipo circular en lugar de cuadrada, incluso por la simetría, pero hay que tener en cuenta que el brazo útil disminuye y mucho en este tipo de superficies. Dado que el encepado previsto es semirrígido podemos aceptar en principio y a nivel de anteproyecto que la carga sobre los pilotes se distribuye uniformemente.

Aceptando que el eje de los pilotes se sitúa a un diámetro medido desde el borde y a no menos de 25 cm., el brazo útil para momentos sería de 4.8 m. con lo cual el esfuerzo a tracción o compresión dependiendo de la situación del pilote respecto al sentido de la onda sísmica sería de $573.5/4.8 = 120T$ (por cada cara de la losa).

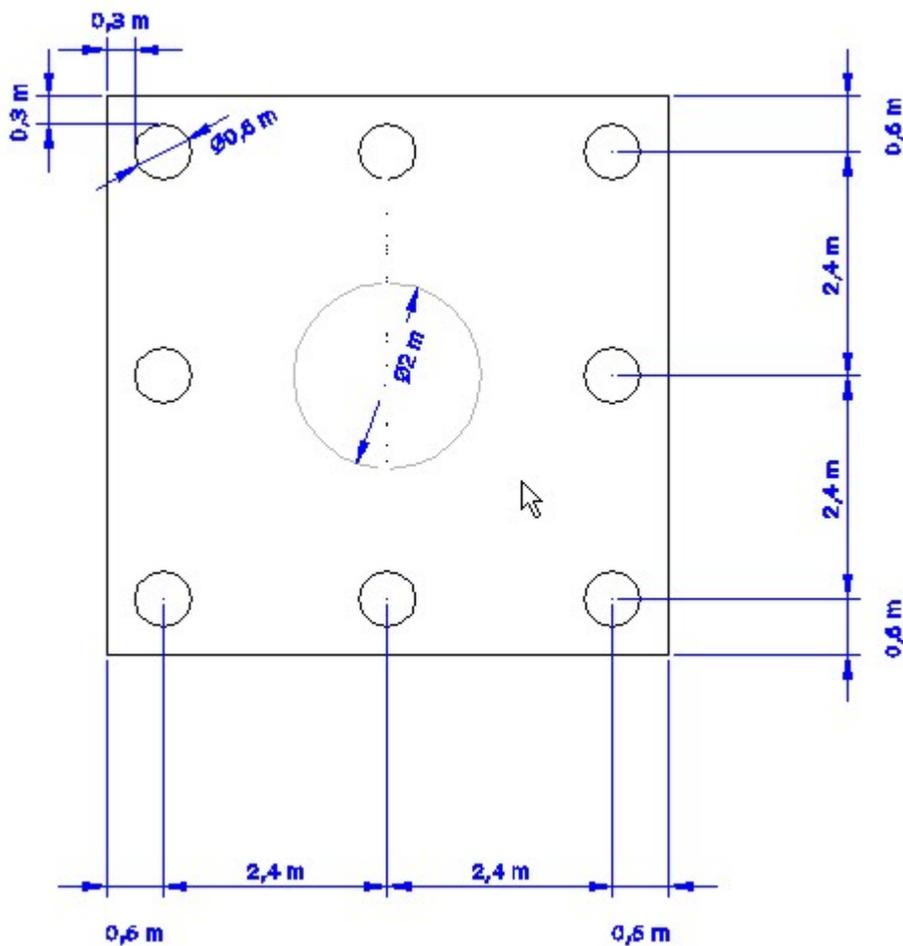
Si dimensionamos con 3 pilotes por cara (8 en total), el esfuerzo debido al sismo como venimos comentando sería de 40 Tn, que pueden ser indistintamente a compresión o tracción.

El esfuerzo derivado de la carga vertical que será siempre de compresión será de:

$347/8 = 43$ T. por cada pilote.

Con lo comentado anteriormente vemos que los pilotes no entran en tracción por poco, pero tienen una carga a compresión de 83 T. Sería un buen dimensionado sin tener en cuenta el posible rozamiento negativo del terreno en la capa de material de vertido.

En cualquier caso y dado que estamos tomando coeficientes de seguridad de tres, creemos que podría admitirse dado que la variación del coeficiente citado es suficientemente pequeña. En una obra real se admitiría sin dudar lo que no quiere decir que no haya que comprobarlo.



Si apretamos los números y dimensionamos la losa con un metro de canto que entraría si bien muy justo en encepado semirrígido, la tabla sería la siguiente:

EI emento	(Tn)	H(cdg en m)	M(mTn en base losa)
C aballo	0	22	55

P		11	431
edestal	57		
L		0.5	11
osa	0		
T		9.13	587
otal	57		

Si mantenemos los ocho pilotes previstos, sus cálculos serían ahora:

Compresión sobre cada pilote debida al esfuerzo axil $N = 257/8 = 32T$.

Compresión/tracción debida al momento $N_m = 587/4.8*3 = 41T$

Este dimensionado haría cumplir bien a la carga de compresión pero el pilote entraría en tracción, si no se presenta el rozamiento negativo y no se tiene en cuenta el peso del propio pilote que aunque pequeño, ayudaría al menos a quitarnos el miedo frente a los números.($P = 3.14*0.3*0.3*10*2.5 = 7 Tn$).

A su vez se podría argüir que si consideramos el peso del pilote nos baja el coeficiente de seguridad en el cálculo geotécnico. Cierto, pero lo podemos resolver incluyendo el cálculo de la resistencia por fuste:

La superficie será de $S = 3.14*0.6*3 = 5.6 m^2$

La presión vertical efectiva media $T'_{vm} = 7*1.6 + 1.5 *1 = 13 Tn/m^2$. Considerando una densidad aparente o global de 1.6 para el material de vertido y de 2 T/ m³, para las gravas saturadas.

El coeficiente de fricción se puede tomar con un valor de 0.4 ya que estamos ante un material granular y compacto.

El incremento de capacidad portante se podría estimar de valor 30 Tn que con un coeficiente de seguridad de tres, quedaría en 10 Tn, a incrementar a la carga de hundimiento, lo cual no quiere decir que por este motivo crezca también el tope estructural.

Cuando hay que decidirse la elección más recomendable es la que nos proporciona encepados más rígidos, dadas las pequeñas variaciones de los esfuerzos transmitidos optaríamos por la losa con canto de dos metros si no se convierte en prohibitiva la solución, pero como dicen que en el término medio está la virtud sería interesante tantearla con un canto de 1.5 m, en cualquier caso son cálculos muy rápidos que prácticamente sin calculadora se pueden realizar.

No debemos dejarnos llevar de la comodidad, lo que se debe hacer es acompañar un estudio de viabilidad económica tanteando las diversas soluciones, incluyendo los precios reales y por qué no, variando el número de pilotes al objeto de dimensionar una solución suficientemente segura pero que sea la más económica.

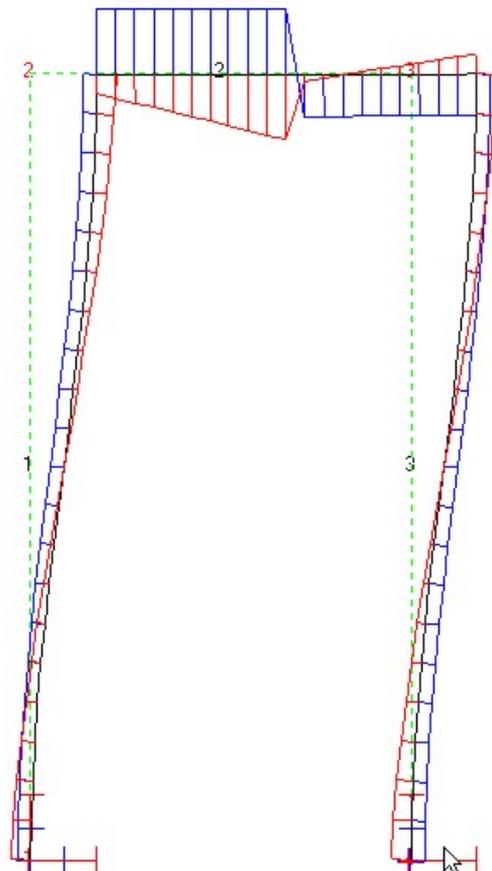
En otro orden existen y no debemos obviar los esfuerzos horizontales.

Si tomamos la solución de losa de 2m. De canto la fuerza horizontal que se genera en la base de la losa en del orden de 86 Tn, que se transmitirían a los pilotes aguantando estos por cortante, les toca del orden de las 10 Tn a cada uno lo que no representa ningún problema para unos pilotes que tendrán una armadura mínima de $8\Phi 16$ con cercos en espiral de paso 20cm con $\Phi = 8\text{mm}$. El problema podría estar en el desplazamiento de la losa si el material de vertido sobre el que se asienta no trabaja a empujes pasivos y trasmite todo el esfuerzo como es de esperar a los pilotes lo que podría suponer un momento del orden de las treinta toneladas-metro para uno como adicional de las cargas horizontales, considerando que el pilote no se empotra hasta la capa de gravas y naturalmente está empotrado en la losa de encepado. En la práctica esto no suele ocurrir y del orden de 1.5 m., de profundidad el pilote ya está empotrado lo que hace que se divida por cuatro el probable momento que se presenta. Se suele acudir también en estos casos y en función del peligro o la incomodidad o la prudencia del proyectista a ejecutar dispositivos especiales, como son pilotes inclinados a 45° que absorban estos esfuerzos.

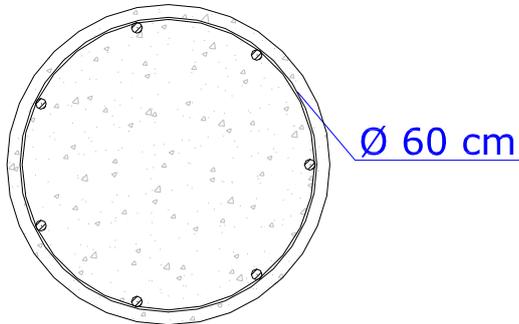
Con pilotes de gran diámetro es preferible resolver por cálculo este problema antes que inclinar la maquinaria, pero si se tratara de micropilotes lo aconsejable es esta solución entendiendo que el micro dado su pequeño diámetro absorberá muy poco momento flector.

2.6.-

las2.6.1.-



2.6.2.- .



, y no menor de los 6 mm. La separación entre cercos no debe ser superior a 12 veces el diámetro de las barras longitudinales ni los 30 cm. A continuación desarrollamos todo el cálculo:



Para este apartado será de aplicación el artículo 44.2. de la EHE, donde se establece que se tienen que cumplir las siguientes condiciones.

➤ No se alcanza el ELU

por agotarse la resistencia a compresión del alma. $V_{rd} < V_{u1}$.

➤ No se alcanza el ELU por agotarse la resistencia a tracción en el alma. $V_{rd} < V_{u2}$.

Siendo $V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd} = 12.5 \text{ Tn.}$

COMPROBACIONES:

➤ $C < V_{u1}$

$$v_{u1} = k * f_{1cd} * b_0 * d * \frac{ctg\theta + ctg\alpha}{1 + ctg^2\theta}$$

$$f_{1cd} = 0.6 * f_{cd}$$

$$k = \frac{5}{3} * \left(1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}\right) \leq 1$$

Despejando obtenemos que

$$V_{u1} = 235 > V_{rd}$$

Y comprobamos que se cumple la primera condición, luego no agotamos por compresión el alma.

$$V_{rd} < V_{u2}$$

a) Sin armadura de cortante.

Siendo:

$$V_{u2} = (0.12 * \xi * (100 \rho_l * f_{ck})^{1/3} - 0.15 * \sigma'_{cd}) * b_o * d$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

Con d en mm. Despejando, $\xi = 1.6523$

ρ_l es la cuantía geométrica de la armadura longitudinal traccionada adherente.

$$\rho_l = \frac{A_s + A_p * \frac{f_{yp}}{f_{yd}}}{b_o * d} \leq 0.02$$

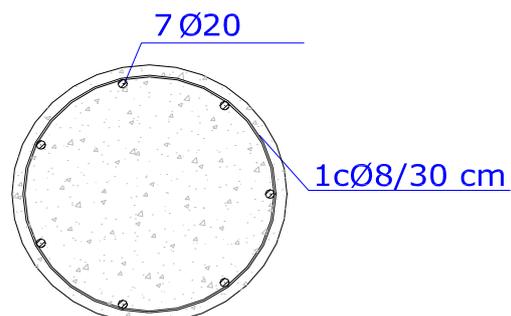
$$\rho_l = 0.00256$$

Sustituyendo,

$$V_{u2} = 17.31 < V_{rd}$$

Y comprobamos que se cumple la primera esta condición, por lo que no necesitaremos armadura de cortante.

No obstante, la norma obliga a una cuantía mínima, y de acuerdo con la CPI elegiremos un conjunto de cercos circulares de diámetro 8 mm separados 30 cm. En la siguiente figura se observa una sección con el armado de los pilotes.



2.7.- A LOSA DE ENCEPADO.

Tal y como se vio en apartados anteriores, se toma como encepado una losa cuadrada de 6 metros de lado y 1.5 metros de canto. En este tipo de encepados rígidos no es aplicable la teoría general de flexión y es necesario definir un modelo de bielas y tirantes, de acuerdo con los criterios indicados en el artículo 24º de la norma EHE, y dimensionar la armadura y comprobar las condiciones en el hormigón, de acuerdo con los requisitos establecidos en el artículo 40º.

Debe plantearse un modelo que permita establecer el equilibrio entre las acciones exteriores que trasmite la estructura, las debidas al peso del encepado y las reacciones de los pilotes.

Recordamos que el método de las bielas consiste en sustituir el elemento por la estructura de barras articuladas que represente su comportamiento. Las barras comprimidas (bielas) representan compresiones en el hormigón. Las barras traccionadas (tirantes) representan las fuerzas de tracción de la armadura. Este método permite la comprobación de las condiciones de la estructura en Estado Límite Último, ya que es un método plástico, si se verifican ciertas condiciones en las bielas, tirantes y nudos.

Para la representación de la celosía, es preferible el uso de modelos isostáticos. Además, de todos los modelos posibles, el más adecuado es aquel en que los tirantes traccionados tengan la menor longitud (pues requieren una menor deformación en régimen plástico).

Para obtener la capacidad resistente de las bielas se supondrá que en estado límite último la armadura alcanza la tensión de cálculo, es decir, f_{yd} , pero limitando la deformación máxima del tirante, para lo cual no se deberá tomar una tensión en el acero mayor de 400 MPa.

La capacidad de la biela depende mucho del estado de tensiones y deformaciones transversales al campo de compresiones, así como de la figuración existente. Así, en zonas con estados de compresión uniaxial, la capacidad resistente puede evaluarse de acuerdo a los diagramas tensión-deformación indicados en el artículo 39.5 de la EHE, donde la tensión máxima para el hormigón comprimido se limita al valor de $f_{1cd} = 0.85f_{cd}$. Cuando existen figuraciones apreciables este valor baja drásticamente, desde $0.70f_{cd}$. cuando las fisuras son paralelas a la biela, hasta $0.40f_{cd}$ cuando las fisuras atraviesan las bielas.

Aplicando el artículo 59.4 de la EHE, la armadura a considerar en el caso de encepados de 8 pilotes puede clasificarse en:

- Armadura principal: situada en bandas sobre pilotes.
- Armadura secundaria: situada entre las bandas.

➤ Armadura secundaria vertical: situada a modo de cercos, atando la armadura principal de bandas.

En el caso de encepados de ocho pilotes con la carga situada en el centro del rectángulo o cuadrado, la armadura principal colocada en las bandas entre cada pareja de pilotes puede obtenerse a partir de la tracción T_d dada por la expresión:

$$T_d = N_d \frac{0.50l_1 - 0.25a_1}{0.85d} = A_s * f_{yd}$$

Con f_{yd} no superior a 400 MPa, y donde N_d es el axil del pilote más cargado, y d el canto útil del encepado.

En nuestro caso concreto tenemos que:

$$N_d = 74.75 \text{ T.}$$

$$l_1 = 6 \text{ m.}$$

$$a_1 = 6 \text{ m.}$$

$$d = 1.35 \text{ m.}$$

$$f_{yd} = 3565 \text{ kp/cm}^2$$

Obteniendo $T_d = 97.71 \text{ T}$, luego

$$A_s = 27.41 \text{ cm}^2, \text{ que suponen 9 barras de 20 mm.}$$

La armadura secundaria colocada entre bandas tendrá una capacidad mecánica en cada sentido no inferior a $\frac{1}{4}$ de la capacidad mecánica de las bandas. Así como en cada sentido hay dos bandas de capacidad $2*97.71 \text{ T}$ la armadura secundaria tendrá un área de:

$$A_{s2} = 2*97.71/4/3.565 = 13.70 \text{ cm}^2, \text{ que suponen 7 barras de 16 mm.}$$

La armadura secundaria vertical es conveniente disponerla como consecuencia de la dispersión del campo de compresiones, y tendrá una capacidad mecánica total en cada sentido no inferior al valor

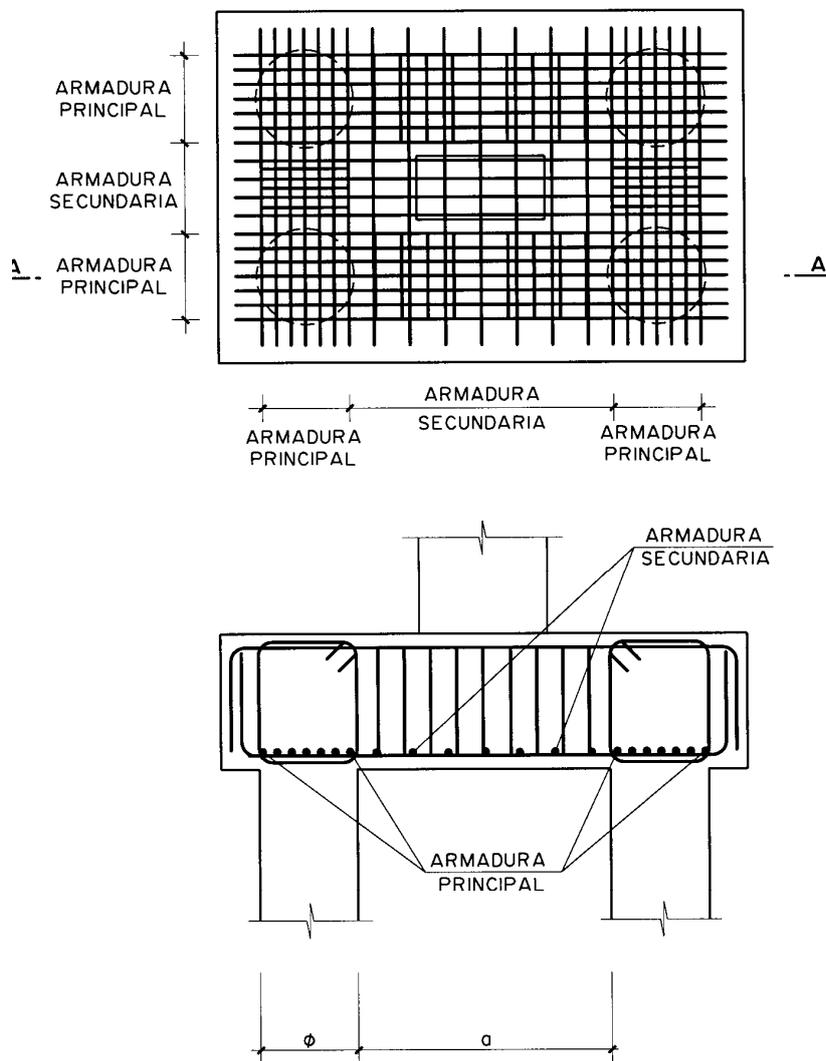
$$\frac{N_d}{1.5n}$$

con $n = 8$ pilotes. Por lo tanto, la capacidad mecánica de esta armadura será de 1.74 cm^2 , luego se colocarán $20c\Phi 8$ a $30 \text{ cm} = 12.80 \text{ cm}^2$

La comprobación de resistencia del hormigón en los nudos no es necesaria si los pilotes son hormigonados in situ y si éstos y el pedestal son de un hormigón de una resistencia característica igual a la del hormigón del encepado, lo cual es nuestro caso.

Por otra parte, la comprobación de los nudos supone implícitamente la comprobación de las bielas.

La armadura completa del encepado puede verse en la siguiente figura.



SECCIÓN A-A

3.- CIMENTACIÓN DE AEROGENERADORES EN EL MAR DE TRAFALGAR

EXAMEN FINAL (SEPTIEMBRE 2002)

3.1- ENUNCIADO.

En el mar de Trafalgar se va a construir una planta piloto de producción de energía dirigida por los ingenieros Martín y Del Campo.

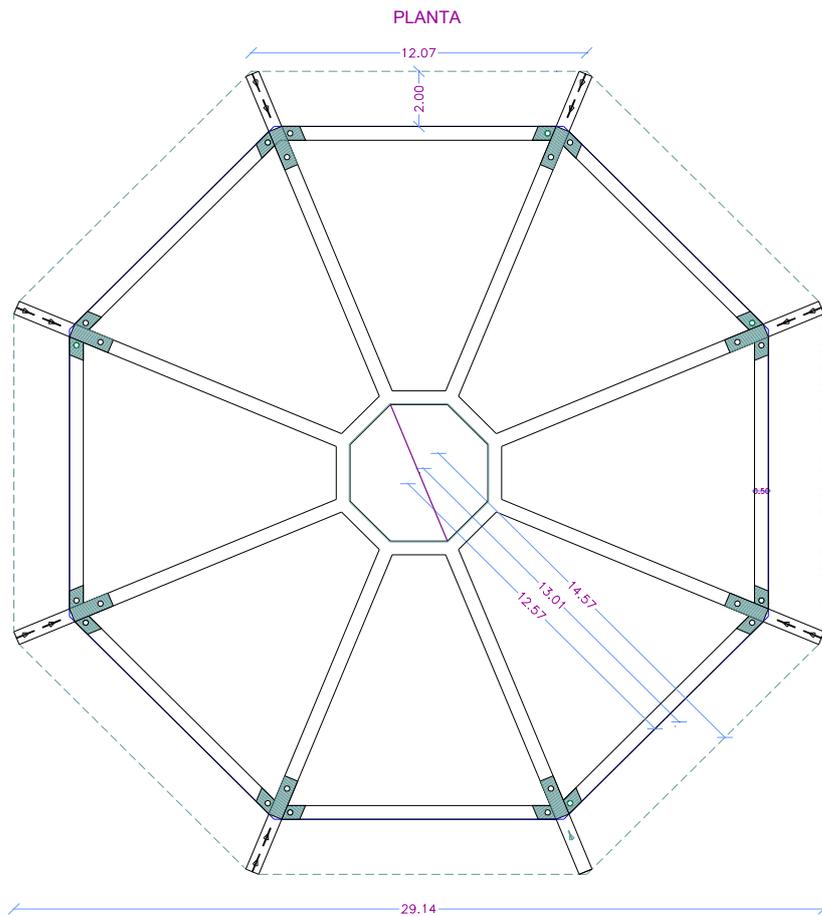
El aerogenerador que pesa 100 Tm. Se va a instalar a 100 metros de altura sobre el lecho marino, que está constituido por la siguiente columna: de 0 a 3 metros existen unos rellenos sedimentarios de plataforma no consolidados con densidad de 1.6 Tn/m^3 , $c=0 \text{ Tn/m}^2$, $N_{spt}=6$ y $\Phi=20^\circ$. De 3 a 10 metros existe un sedimento terrígeno formado por arenas y gravas de naturaleza marina con densidad de 1.8 Tn/m^3 , $c=0 \text{ Tn/m}^2$, $N_{spt}=17$ y $\Phi=25^\circ$. De 10 a 15 metros nos encontramos con gravas y bolos con matriz arenosa con densidad de 1.8 Tn/m^3 , $c=0 \text{ Tn/m}^2$, $N_{spt}=25$ y $\Phi=30^\circ$, mientras que en profundidad se detecta una roca compacta algo fracturada con densidad de 2.0 Tn/m^3 , $c=0 \text{ Tn/m}^2$, $N_{spt}=50R$ y $\Phi=35^\circ$.

Se muestran unos resultados del cálculo de esfuerzos que llegan a cimentación, indicando en los mismos los coeficientes de seguridad empleados.

- $M = 21400 \text{ mTn}$
- $H = 470 \text{ Tn}$
- $V = 969 \text{ Tn}$

Los coeficientes de mayoración son para $PP=1.1$ y para $SC=1.35$

La geometría de la cimentación se muestra a continuación. Se trata de un octágono en planta de 5 metros de canto formado por una losa de 1 metro y refuerzos radiales para rigidizar el sistema, con una apotema de 12.57 metros. Se plantea colocar un sistema de micropilotes en los vértices del octágono capaz de resistir los esfuerzos que transmite la superestructura.



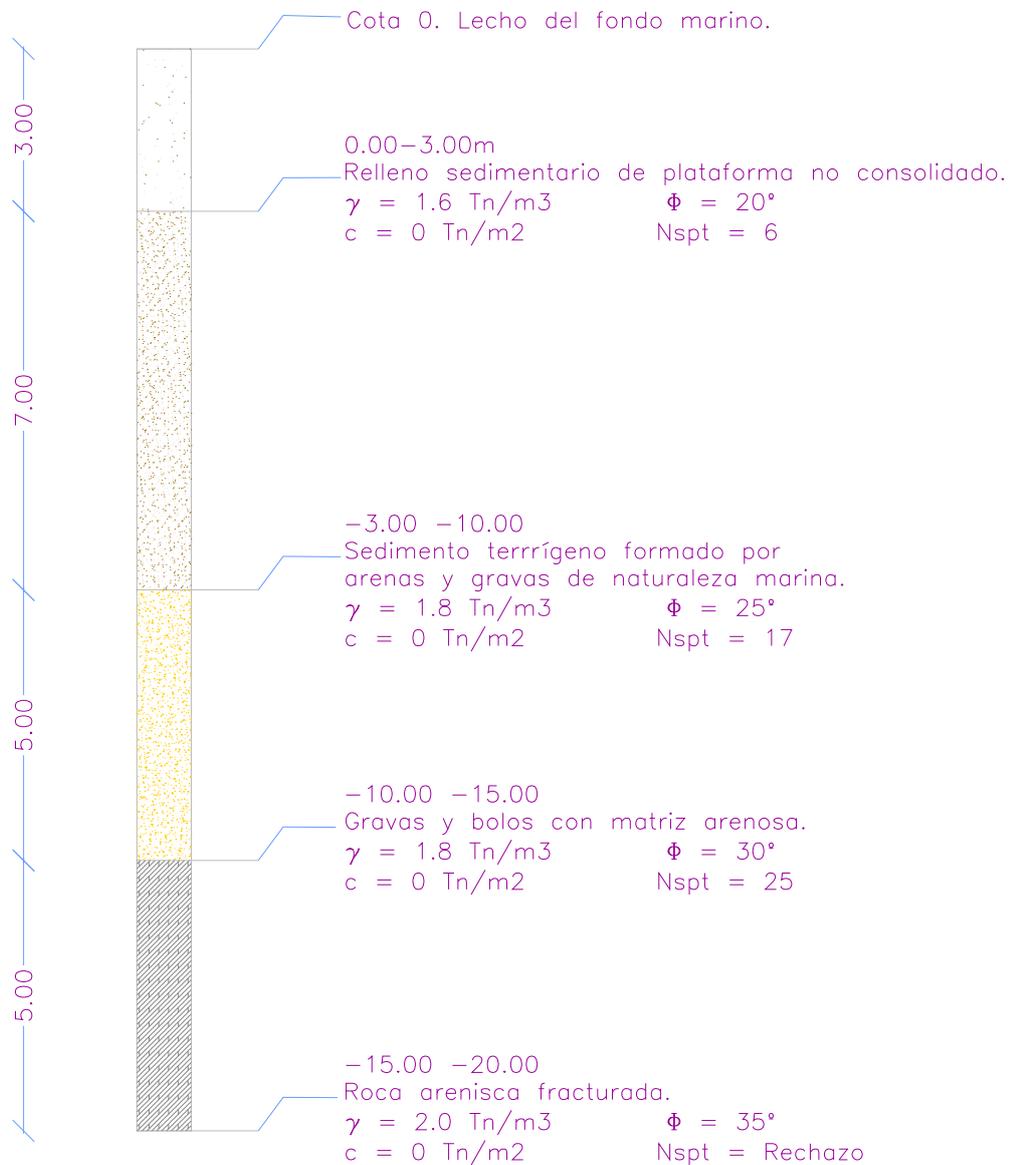
Se pide: Definir la planta y sección de la cimentación de tal forma que quede perfectamente definida la obra a realizar, teniendo en cuenta que se pretende que los micros tengan la menor longitud posible. Citar expresamente el coeficiente de seguridad a cortante de los micros así como su número.

3.2.- GEOTECNIA. COLUMNA ESTRATIGRÁFICA.

Con las cargas de la superestructura se obtiene el número de micropilotes necesarios y su profundidad a través de un cálculo geotécnico y del tope estructural. Para ello es necesario partir de los parámetros geotécnicos de los materiales que componen la columna estratigráfica.

A continuación se muestra la columna estratigráfica tipo para la zona objeto de estudio. Además se acompaña de los parámetros geotécnicos del terreno estimados.

COLUMNA ESTRATIGRÁFICA PROPUESTA PARA CÁLCULO DE MICROPILOTAJE EN MAR DE TRAFALGAR



3.3.- CÁLCULO DE ACCIONES.

Los datos de partida en este apartado son los resultados de cálculo de la estructura. Estas acciones sirven de primera aproximación a la solución, ya que no se han tenido en cuenta los aspectos de oleaje y mareas, que en principio se supone que no pueden incrementar estos resultados de manera significativa.

Como resumen de los esfuerzos de cálculo mayorados, según se indica:

$$M = 21400 \text{ mTn}$$

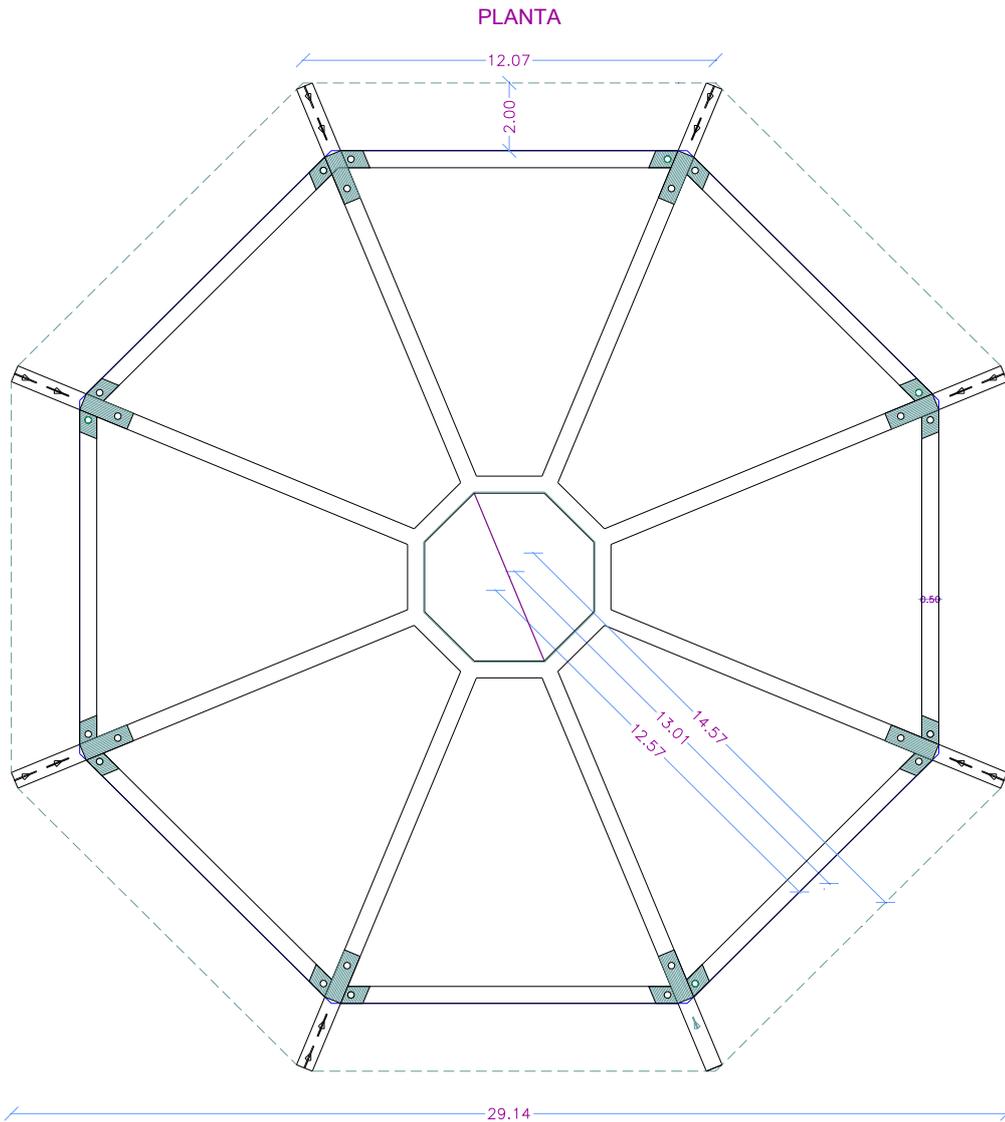
$$H = 470 \text{ Tn}$$

$$V = 969 \text{ Tn}$$

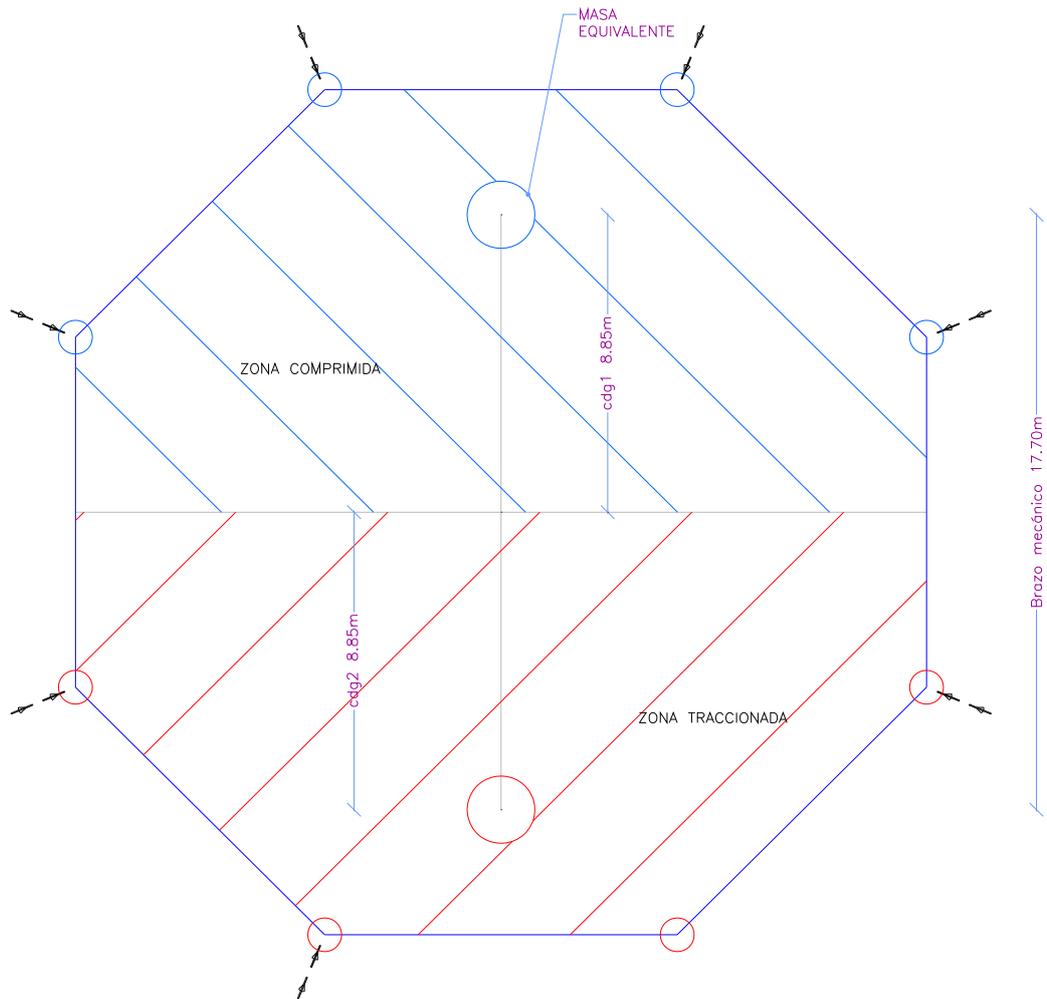
En primer lugar obtenemos el par tracción-compresión derivado del momento flector aplicado a la base de la cimentación.

Suponemos que el sistema formado por la losa y las vigas en celosía rigidizadoras es lo suficientemente rígido como para transmitir la carga por igual a cada micropilote que se encuentre bien en la zona de compresión, o bien en la zona de tracción. (Nota: Esta hipótesis se tiene que comprobar a la hora de realizar el cálculo de la losa y los nervios).

La base de cimentación está formada por una figura octogonal, previéndose la ubicación de los micropilotes en cada uno de los vértices, cimentando los pilares metálicos que llevan hasta la plataforma superior. Las dimensiones de la cimentación se muestran a continuación.



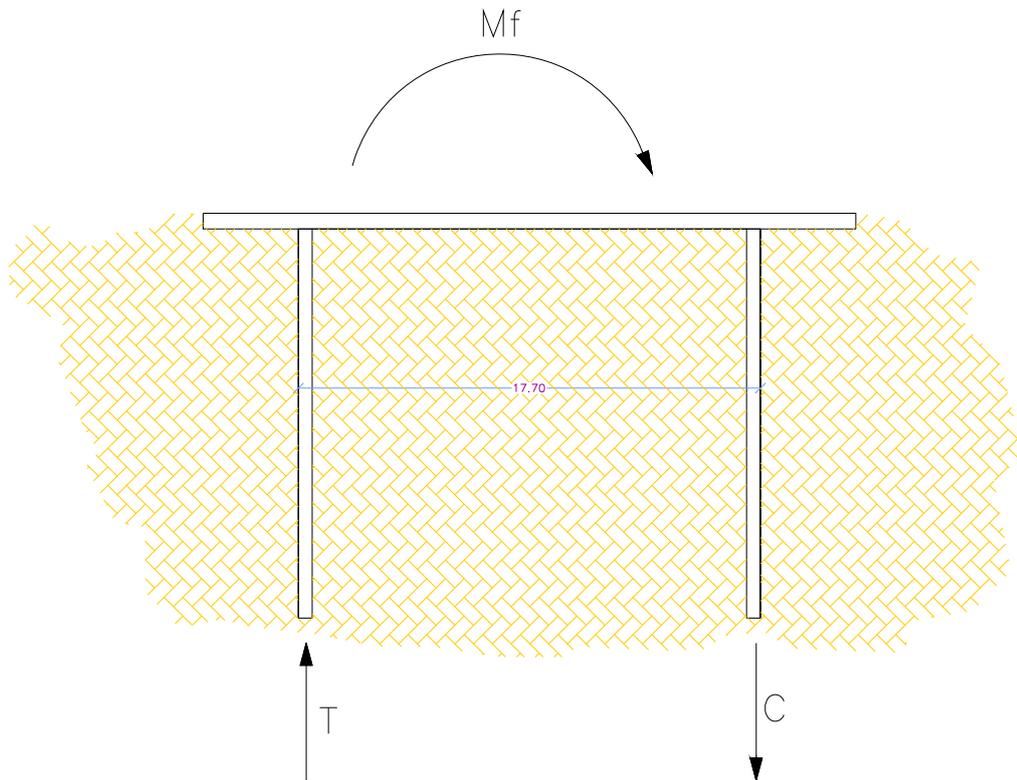
Para estimar el brazo mecánico del conjunto basta con calcular el cdg de cada semioctógono en los que podemos dividir el conjunto, de forma que uno de ellos estará sometido a esfuerzos de tracción y el otro de compresión. En la siguiente figura se desarrolla el concepto empleado.



Como se puede ver en el gráfico anterior, el brazo resultante de conjunto es de 17.7 metros, siendo la distancia desde el centro geométrico del octógono hasta el centro de gravedad de cada sector (de compresión o de tracción) de 8.85 metros.

Concluyendo, **el brazo del momento resultante es de 17.70 m.**

Una vez obtenido el brazo mecánico del conjunto, descomponemos el momento en su par de tracción-compresión, como se indica en el siguiente esquema, resultando:



Por simetría del conjunto obtenemos que la situación más desfavorable es:

$$T = C = \frac{Mf}{d} = \frac{21400mTn}{17.70m} = 1210_Tn$$

Esta fuerza debida al momento flector ha de ser sumada a la reacción vertical de la superestructura. Para este predimensionamiento utilizaremos la reacción vertical facilitada, que corresponde íntegramente a la superestructura, es decir, no se ha tenido en cuenta el peso de la cimentación por gravedad (losa más nervios de hormigón). Por tanto, se estima el peso de dichos elementos, resultando del orden de 1400 Tn.

Componiendo todas estas fuerzas obtenemos los siguientes resultados:

$$C = 1210 + \frac{969}{2} + \frac{1400}{2} = 2395_Tn$$

$$T = -1210 + \frac{969}{2} + \frac{1400}{2} = -25.5_Tn$$

Así, las acciones mayoradas para el cálculo del micropilotaje, teniendo en cuenta el par de flexión, es:

C = 2395 Tn

$$T = -25.5 \text{ Tn}$$

Según los cálculos facilitados, los coeficientes de mayoración son para PP=1.1 y para SC=1.35, por lo que adoptando un coeficiente conjunto de 1.2 resultan unas cargas sin mayorar de:

$$C = 2000 \text{ Tn}$$

$$T = -22 \text{ Tn}$$

3.4.- ELECCIÓN DEL TIPO DE MICROPILOTE.

Dadas las cargas que tenemos, a simple vista se observa que no podemos utilizar los diámetros comerciales típicos en las actuales obras de edificación e ingeniería viaria. Por tanto, se tantean dos soluciones, recordando que la sección de acero no debe sobrepasar el 15% de la sección total de la pieza:

$$\text{Micropilote de 200 mm.} \quad \Rightarrow \quad \text{As aproximada} = 47 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Micropilote de 250 mm.} \quad \Rightarrow \quad \text{As aproximada} = 73 \text{ cm}^2.$$

Supongamos que utilizamos, respectivamente, tubos metálicos de 150 y 200 mm. El espesor necesario de los tubos en cada caso vendría dado por:

$$A_s = \Pi(R^2 - (R - e)^2) = \Pi(2Re - e^2) \quad \Rightarrow$$

$$e^2 - 2Re + \frac{A_s}{\Pi} = 0$$

Resolviendo la ecuación de segundo grado,

Para micropilote de 200 (R=150mm) e = 10.7 mm

Para micropilote de 250 (R=200mm) e = 12.4 mm

Así, adoptando espesores estándares, se proponen los siguientes tipos de micropilotes:

$$\text{Micropilote 200/150/11} \quad \Rightarrow \quad \text{As} = 48 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Micropilote 250/200/13} \quad \Rightarrow \quad \text{As} = 76 \text{ cm}^2.$$

3.5.- CÁLCULO ESTRUCTURAL DEL MICROPILOTE.

En el presente apartado se calcula el tope estructural de cada tipo de micropilote. Para un primer tanteo se puede utilizar el siguiente método relativo al límite elástico del acero constituyente del elemento.

TOPE ESTRUCTRAL (%Relativo al Límite Elástico del acero constituyente del elemento)	
Micropilotes	Anclajes
50%	60%

Los valores anteriores deben aplicarse para acciones de segundo género y para anclajes permanentes. En el caso de anclajes provisionales o de acciones de primer género, el porcentaje a aplicar puede reducirse hasta el 66.66% del límite elástico considerado.

Parece prudente no sobrepasar la tensión de trabajo del acero a compresión de 2500 kp/cm² y en tracción de 2000 kp/cm², por previsión de microfisuraciones en el mortero o lechada de inyección.

Así considerado, no se tiene en cuenta la capacidad resistente del material de inyección, lo cual parece evidente si la pieza trabaja a tracción. No es evidente asignar en compresión todo el trabajo a la armadura metálica, pero así se trabaja.

Es habitual considerar que se aplica un coeficiente de seguridad de valor Cs=2 al límite elástico del acero para definir el tope estructural de un micropilote, asimismo y con suficiente margen de seguridad, también es corriente aplicar un Cs=4 a dicho límite elástico para definir la capacidad de resistir a esfuerzos cortantes, sin hacer intervenir la resistencia del material de inyección, sea mortero o lechada de cemento.

Así pues, el tope estructural según el método de Bustamante de cada alternativa será:

$$\text{Micropilote } 200/150/11 \quad \Longrightarrow \quad T_e = 2500 \text{ kp/cm}^2 * 48 \text{ cm}^2 = 120 \text{ Tn}$$

$$\text{Micropilote } 250/200/13 \quad \Longrightarrow \quad T_e = 2500 \text{ kp/cm}^2 * 76 \text{ cm}^2 = 190 \text{ Tn}$$

Hay que entender, como ocurre habitualmente en esta materia, que los resultados que se obtienen con las diferentes formulaciones no son los mismos, por lo que se debe hablar de rango de valores, escogiendo en cada caso la formulación más conveniente para el problema que se trata.

Es habitual el uso de las siguientes fórmulas según distintos autores, que han tenido su desarrollo en el campo de los micropilotes no inyectados, así como en el de las cimentaciones profundas en general, aunque no encontramos nada en contra de su extensión al sistema que nos ocupa.

$$T_e = 0.25 * F_{ck} * B + 0.4 * F_{yk} * A$$

$$T_e = (0.85 * F_{ck} * B + 0.87 * F_{yk} * A) / 1.2 * 1.8$$

$$T_e = (0.57 * F_{ck} * B + 0.87 * F_{yk} * A) / 1.2 * 1.8$$

Siendo:

$$0.25 * F_{ck} < 60 \text{ kp/cm}^2$$

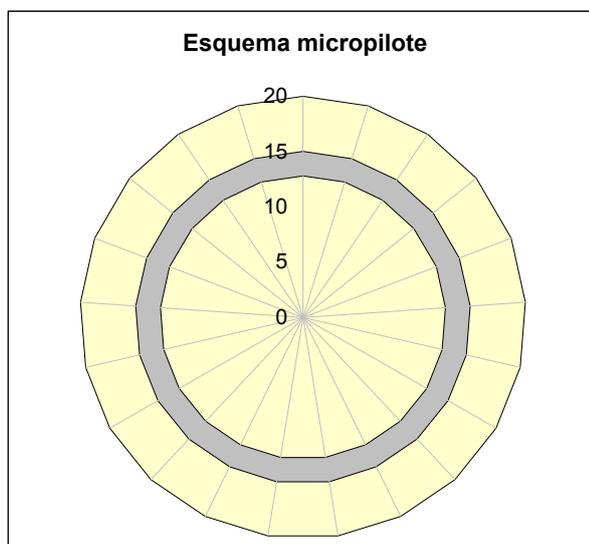
$$0.40 * F_{yk} < 1400 \text{ kp/cm}^2$$

A continuación se muestran los resultados de cálculo del tope estructural de las diferentes alternativas que se plantean, aportando los gráficos y coeficientes de minoración de resistencias de materiales necesarios para el cálculo. Como se puede ver, los resultados son casi idénticos a los obtenidos según las recomendaciones de Bustamante en la página anterior, por lo que se validan los dos métodos y queda a criterio del lector la elección de la metodología a emplear. En cualquier caso, recomendamos seguir el primero expuesto por su sencillez e intuición en el proceso de cálculo.

Calculo estructural para Micropilotes Inyectados. MICRO 200/150/11

Características del micropilote:

Diámetro exterior:	150 mm
Espeso de tubería:	11 mm
Diámetro de perforación:	200 mm
Límite elástico del acero:	5000 kg/cm ²
Resistencia característica del Hormigón:	250 kg/cm ²
Diámetro de redondo interior	0 mm



Secciones:

Sección de acero:	48,03 cm ²
Sección de hormigón:	266,12 cm ²

Calculo estructural para Micropilotes Inyectados. MICRO 200/150/11

Coefficientes de ponderación:

Acero:	1,15
Mortero:	1,5
Ejecución:	1,6

Cálculo estructural:

Resistencia acero	208847,44 kg
Resistencia Mortero	44354,01 kg

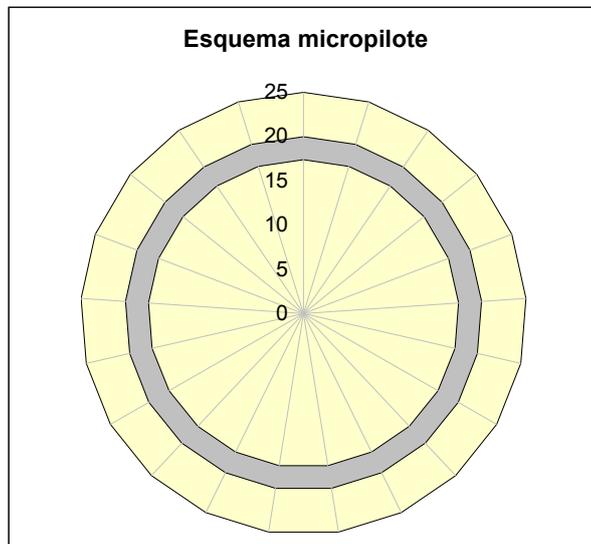
$N < 158,3 \text{ Tn}$

Resistencia estructural	120,1 Tn
--------------------------------	-----------------

Calculo estructural para Micropilotes Inyectados. MICRO 250/200/13

Características del micropilote:

Diámetro exterior:	200 mm
Espeso de tubería:	13 mm
Diámetro de perforación:	250 mm
Límite elástico del acero:	5000 kg/cm ²
Resistencia característica del Hormigón:	250 kg/cm ²
Diámetro de redondo interior	0 mm



Secciones:

Sección de acero:	76,37 cm ²
Sección de hormigón:	414,50 cm ²

Calculo estructural para Micropilotes Inyectados. MICRO 250/200/13

Coefficientes de ponderación:

Acero:	1,15
Mortero:	1,5
Ejecución:	1,6

Cálculo estructural:

Resistencia acero	332052,40 kg
Resistencia Mortero	69083,56 kg

$N < 250,7 \text{ Tn}$

Resistencia estructural	190,9 Tn
--------------------------------	-----------------

Supongamos ahora las cargas sin mayorar, tenemos que repartir la carga anterior de $C=2000$ Tn entre los cuatro terminales (vértices del octágono). Luego los micropilotes necesarios debajo de cada pila metálica son:

Para el micro 200/150/11.

$$n^{\circ} \text{ micros} = \frac{2000}{4 * 120} = 5 \text{ micros}$$

Para el micro 250/200/13.

$$n^{\circ} \text{ micros} = \frac{2000}{4 * 190} = 3 \text{ micros}$$

3.7.- CÁLCULO GEOTÉCNICO.

Con el predimensionamiento anterior realizamos a continuación el cálculo geotécnico para micropilotes inyectados. Para ello utilizamos el método de Bustamante-Doix (1985).

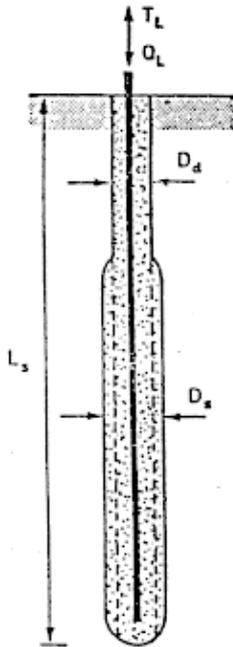
La capacidad de carga final Q_L para un micropilote bajo carga a compresión se define como:

$$Q_L = Q_{P_L} + Q_{S_L}$$

Donde:

Q_{P_L} : Resistencia por la punta

Q_{S_L} : Resistencia por el fuste



Para un micropilote, como el arriba indicado, la resistencia por el fuste viene dada por la siguiente ecuación:

$$Q_{S_L} = \pi \times D_s \times L_s \times q_s$$

Donde:

D_s es el diámetro eficaz de sellado del bulbo y de valor:

$$D_s = \alpha D_d$$

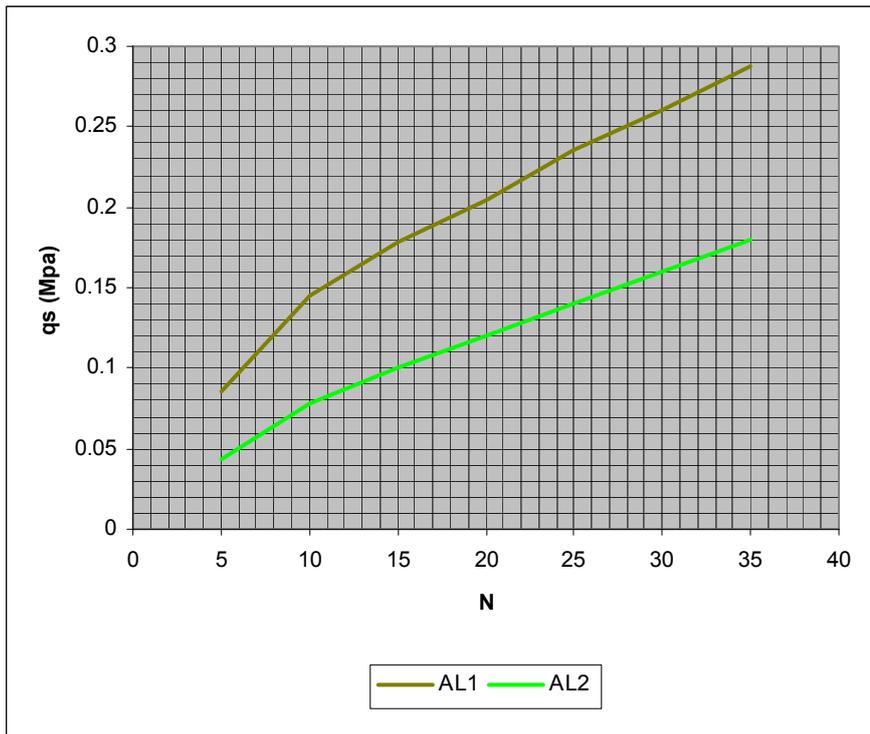
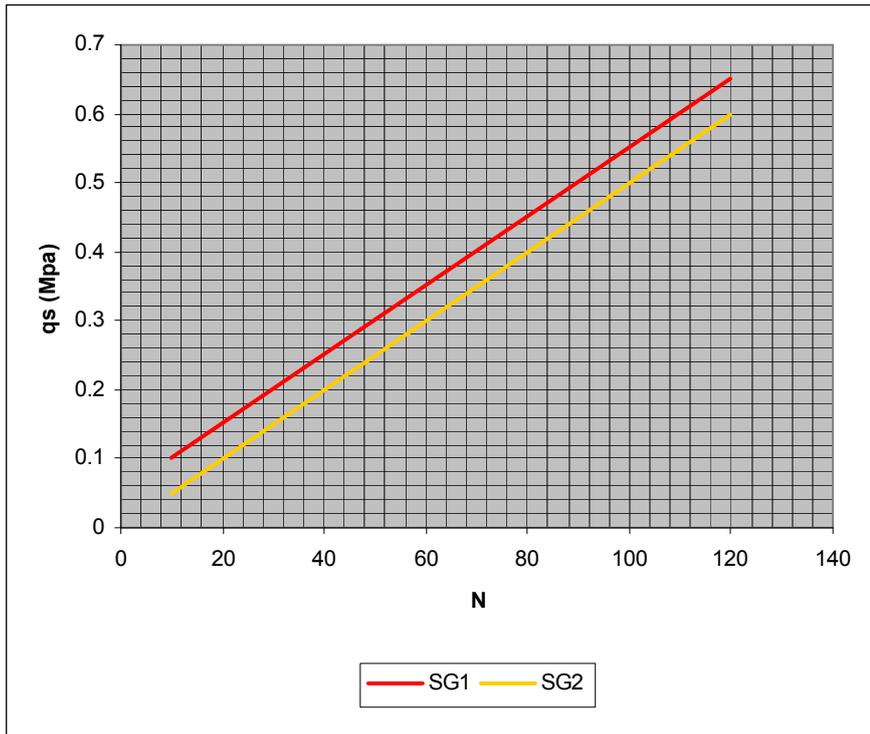
Siendo α un coeficiente que depende del tipo de suelo y de la inyección considerada en el micropilote, con los siguientes valores:

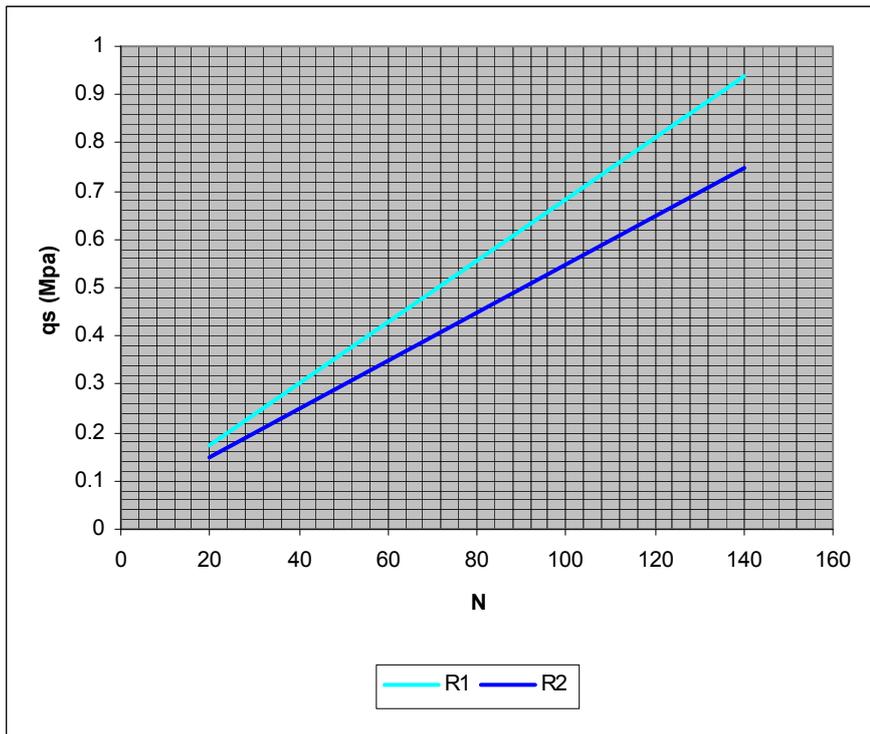
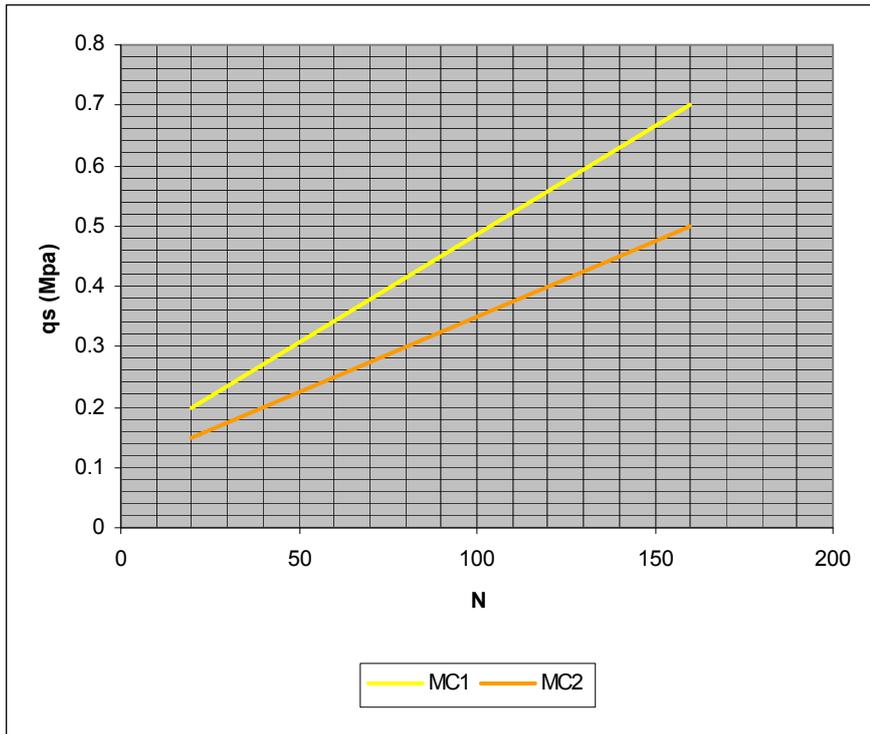
Tipo de suelo	Coeficiente α		Simbología de clasificación		Cantidad mínima de lechada aconsejada VI
	IRS	IGU	IRS	IGU	
Grava	1.8	1.3 a 1.4	SG.1	SG.2	1.5 VI
Grava arenosa	1.6 a 1.8	1.2 a 1.4			1.5 VI
Arena en grava	1.5 a 1.6	1.2 a 1.3			1.5 VI
Arena gruesa	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2			1.5 VI
Arena media	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2			1.5 VI
Arena fina	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2			1.5 VI
Arena limosa	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2			1.5 VI
Limo	1.4 a 1.6	1.1 a 1.2			1.5 a 2.0 VI IRS
Arcilla	1.8 a 2.0	1.2	AL.1	AL.2	1.5 VI IGU
Marga	1.8	1.1 a 1.2	MC.1	MC.2	2.5 a 3.0 IRS
Marga calcárea	1.8	1.1 a 1.2			1.5 a 2.0 VI para capa compacta
Creta alterada o fragmentada	1.8	1.1 a 1.2			2.0 a 6.0 capa fracturada
Roca alterada o fragmentada	1.2	1.1	> R.1	> R.2	1.1 a 1.5 VI capa finamente fisurada
					2.0 o más si la capa está fisurada
Para IRS: $p_i > p_l$ Para IGU: $0.5 p_l < p_i < p_l$					Caudales: 0.3 a 0.6 m ³ /h suelos coherentes 0.8 a 1.2 m ³ /h suelos fricción
Relación agua/cemento entre 40 y 50 centésimas					

L_s es la longitud de sellado

q_s es el coeficiente de fricción lateral que depende del tipo de inyección y del suelo implicado.

Los valores de q_s se obtienen de las siguientes gráficas:





La resistencia por punta viene dada por:

$$QP_L = s_p \times k_p \times p_l$$

Donde:

s_p es el área de la punta del micropilote de acuerdo con un diámetro D_s si el procedimiento de la construcción garantiza que habrá un aumento en el diámetro.

k_p es el coeficiente para la resistencia por punta que depende del tipo de suelo como se aprecia en la tabla inferior .

Tipo de Suelo	Kp
Arenas y gravas	1.2
Arcillas	1.6
Arcillas y limos	1.8
Fragmentos de roca	1.5

es un coeficiente para la resistencia por punta y depende del tipo de suelo y de la presión límite del suelo medida con el presiómetro de Ménard.

La resistencia por la punta no excede del 15 al 20% de la resistencia por el fuste y consecuentemente puede ser definida del siguiente modo:

$$QP_L = 0.15 QS_L$$

Bustamante y Doix (1985) recomienda usar factores de seguridad que varíen entre 1.8 y 2.2 dependiendo de la utilización del micropilote.

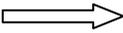
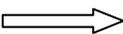
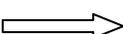
Igualmente sugieren un factor de seguridad de 2 para micropilotes solicitados bajo carga a compresión.

	Factor de Seguridad			
	Tracción		Compresión	
Tipo	Temporal	Permanente	Temporal	Permanente
Anclaje	1.8	2.0	-	-
Micropilote	2.0	2.2	1.8	2.0

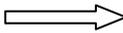
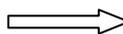
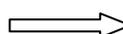
Siguiendo este método de cálculo tenemos los siguientes valores, considerando que se ejecutan micropilotes tipo IRS, puesto que se nos dice que deben tener la mínima longitud posible:

$$QS_L = \pi \times D_s \times L_s \times q_s$$

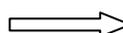
Para el micropilote 200/150/11

0-3 m		$QS_L = 0$
3-10 m		$QS_L = II * 1.6 * 0.2 * 7 * 12.5 = 87.96 \text{ Tn}$
10-15 m		$QS_L = II * 1.8 * 0.2 * 5 * 20 = 113.04 \text{ Tn}$
15-20 m		$QS_L = II * 1.8 * 0.2 * 5 * 30 = 169.56 \text{ Tn}$

Por tanto, las resistencias unitarias son:

0-3 m	Rellenos		$RI = 0 \text{ Tn}$
3-10 m	Arenas		$RI = 12.56 \text{ Tn}$
10-15 m	Gravas		$RI = 22.60 \text{ Tn}$
15-20 m	Roca		$RI = 33.91 \text{ Tn}$

Aplicando un factor de seguridad de 2, tal y como recomienda el método tenemos unas resistencias unitarias lineales de:

0-3 m	Rellenos		$RI = 0 \text{ Tn}$
3-10 m	Arenas		$RI = 6.28 \text{ Tn}$
10-15 m	Gravas		$RI = 11.3 \text{ Tn}$
15-20 m	Roca		$RI = 16.96 \text{ Tn}$

Para el cálculo se han despreciado los tres primeros metros, al poder existir socavación del relleno del fondo marino.

Para el cálculo de la resistencia por punta aplicamos la fórmula siguiente: $QP_L = s_p \times k_p \times p_l$

$$s_p = 3.14 \times (0.20 \times 1.8)^2 / 4 = 0.1017 \text{ m}^2.$$

$$K_p = 1.5$$

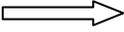
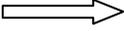
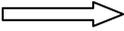
$$p_l = 150 \text{ Tn/m}^2$$

$$QP_L = s_p \times k_p \times p_l = 22.89 \text{ Tn}$$

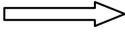
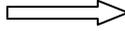
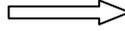
Para la carga por punta se aplica un coeficiente de seguridad de 3, por lo que la resistencia por punta de cálculo queda como

$$QP_L = 22.89 / 3 = 7.63 \text{ Tn}$$

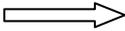
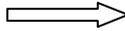
Para el micropilote 250/200/13

0-3 m		$QS_L = 0$
3-10 m		$QS_L = II \times 1.6 \times 0.25 \times 7 \times 12.5 = 109.9 \text{ Tn}$
10-15 m		$QS_L = II \times 1.8 \times 0.25 \times 5 \times 20 = 141.3 \text{ Tn}$
15-20 m		$QS_L = II \times 1.8 \times 0.25 \times 5 \times 30 = 211.95 \text{ Tn}$

Por tanto, las resistencias unitarias son:

0-3 m	Rellenos		$Rl = 0 \text{ Tn}$
3-10 m	Arenas		$Rl = 15.7 \text{ Tn}$
10-15 m	Gravas		$Rl = 28.26 \text{ Tn}$
15-20 m	Roca		$Rl = 42.4 \text{ Tn}$

Aplicando un factor de seguridad de 2, tal y como recomienda el método tenemos unas resistencias unitarias lineales de:

0-3 m	Rellenos		$Rl = 0 \text{ Tn}$
3-10 m	Arenas		$Rl = 7.85 \text{ Tn}$
10-15 m	Gravas		$Rl = 14.13 \text{ Tn}$
15-20 m	Roca		$Rl = 21.2 \text{ Tn}$

Para el cálculo se han despreciado los tres primeros metros, al poder existir socavación del relleno del fondo marino.

Para el cálculo de la resistencia por punta aplicamos la fórmula siguiente: $QP_L = s_p \times k_p \times p_l$

$$s_p = 3.14 \times (0.25 \times 1.8)^2 / 4 = 0.1017 \text{ m}^2.$$

$$K_p = 1.5$$

$$P_l = 150 \text{ Tn/m}^2$$

$$QP_L = s_p \times k_p \times p_l = 35.76 \text{ Tn}$$

Para la carga por punta se aplica un coeficiente de seguridad de 3, por lo que la resistencia por punta de cálculo queda como

$$QP_L = 22.89/3 = 11.92 \text{ Tn}$$

3.8.- DEFINICIÓN DEL MICROPILOTE.

A la vista de los resultados anteriores, parece a priori más rentable decantarse por el micropilote de 250/200/13, ya que se reduce el número de perforaciones a efectuar. Por tanto, ahora entramos a discernir el número total de micropilotes y la profundidad de cada alternativa.

A partir de ahora, como decíamos anteriormente, suponemos que se ejecuta el micro 250/200/13.

Consideremos que se ejecutan tres micropilotes por cada vértice del octágono, la fuerza de compresión que tiene que soportar cada uno es de:

$$F_{micro} = \frac{2000}{4 * 3} = 167 \text{ Tn}$$

que es menor que el tope estructural, por lo que es aceptable. La profundidad sería:

$$167 = 7.85 * 7 + 14.13 * 5 + 21.2 * L_r + 11.92$$

despejando,

$$L_r = 1.5 \text{ m}$$

Y la longitud total del micropilote sería de 16.5 metros.

Consideremos que se ejecutan cuatro micropilotes por cada vértice del octágono, la fuerza de compresión que tiene que soportar cada uno es de:

$$F_{micro} = \frac{2000}{4 * 4} = 126.56 \text{ Tn}$$

que es mucho menor que el tope estructural, por lo que es aceptable. La profundidad sería:

$$126.56 = 7.85 * 7 + 14.13 * 5 + 21.2 * L_r + 11.92$$

despejando,

$L_r = 0 \text{ m}$. No se llegaría a la capa de roca, entonces:

$$126.56 = 7.85 * 7 + 14.13 * L_g + 11.92$$

despejando,

$$L_g = 4.5 \text{ m}$$

Y la longitud total del micropilote sería de 14.5 metros.

Concluyendo, las dos alternativas válidas que se presentan son:

3 Micropilotes 250/200/13 de 16.5 metros de profundidad.

4 Micropilotes 250/200/13 de 14.5 metros de profundidad.

3.9.- COMPROBACIÓN A CORTANTE.

Una vez definida la tipología, pasamos a realizar una comprobación por cortante.

3.9.1.- RESISTENCIA A CORTANTE DEL TUBO DE ACERO.

Llamando Q al cortante de diseño que se obtiene en el cálculo de esfuerzos, la resistencia a esfuerzos cortantes viene dada por la siguiente formulación, la cual se deduce fácilmente de la teoría de Von Misses:

donde:

V_{rd} = cortante de diseño (N).

$$\tau = \frac{V_{rd}}{2 * \pi * r * e} \leq \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}}$$

r = radio del tubo de acero (mm).

e = espesor del tubo de acero (mm).

σ_e = Límite elástico del acero (MPa).

τ = Tensión tangencial del acero (MPa).

σ = Tensión normal del acero (MPa).

σ_{co} = Tensión de comparación (MPa).

Para que resista al esfuerzo combinado de axil más cortante deberá cumplirse la inecuación siguiente:

Como orden de magnitud en un primer tanteo, podemos aplicar las recomendaciones propuestas por el Dr. Bustamante, en las que se estima la resistencia a cortante, aproximadamente, como la mitad del tope estructural del mismo.

$$\sigma_{co} = \sqrt{(\sigma^2 + 3 * \tau^2)} \leq \sigma_e$$

El cortante de cálculo es de 430 Tn, que repartido entre el número de micropilotes (supongamos 24, tres por pilar), da un cortante de 18 Tn por micropilote.

$$\tau = \frac{18e4}{2 * \pi * 100 * 13} = 21.97MPa \leq \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}} = 288.7Mpa$$

PROBLEMAS RESUELTOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

3.- Cimentación de Aerogeneradores en el Mar de Trafalgar. (Septiembre 2002)

Página 90 de 138

Luego cumple el cálculo a cortante sin tener en cuenta la aportación de la lechada de cemento o el mortero que se inyecte, lo cual nos deja del lado de la seguridad. Para obtener un valor

$$\sigma_{co} = \sqrt{(\sigma^2 + 3 * \tau^2)} = \sqrt{(160^2 + 3 * 21.97^2)} = 164.47Mpa \leq \sigma_e = 500Mpa$$

del coeficiente de seguridad a cortante, basta dividir la resistencia última entre la tensión de

$$Cs_{cortante} = \frac{288.7MPa}{21.97MPa} = 13$$

comparación. Operando:

Si se tiene en cuenta la composición de las tensiones normales y los esfuerzos de cizalla, el coeficiente de seguridad será:

$$Cs_{comparación} = \frac{500MPa}{164.47MPa} = 3$$

4.- COMENTARIOS A UN INFORME GEOTÉCNICO

EXAMEN FINAL MATRÍCULA (JUNIO 2002)

4.1- ENUNCIADO.

Se quiere construir una urbanización de alto standing en la costa granadina, para lo cual se ha realizado una cartografía geotécnica previa cuya conclusión es que no son de esperar ningún tipo de problemas geotécnicos, ya que nos encontramos a caballo entre el conocido trías andaluz y los materiales del Mioceno.

Sin embargo al abrir la carretera de acceso hacia la playa, nos hemos encontrado con dos problemas inesperados después del informe. En una zona de trinchera con un talud 1:1, como es habitual en estos desmontes, ha roto un deslizamiento profundo, estando en tiempo seco, sobre materiales de la zona que tienen un ángulo de rozamiento interno de cerca de cuarenta grados y cohesiones prácticamente nulas, habiéndose comprobado que no existen deslizamientos históricos.

Para contener este deslizamiento, se ha proyectado una pantalla de micropilotes a 20 metros de profundidad ya que el deslizamiento estaba a 10 metros de cota roja respecto al terreno natural.

En la zona llana de playa que está en contacto, como es lógico con el mar, se ha producido un hundimiento en un terraplén de cinco metros de altura que se debe a un exceso de compactación usando las launas como material de préstamo, para huir de las zahorras de la playa por si contenían sales perjudiciales para los terraplenes que pueden atacar al hormigón puesto en obra.

En esta zona se proyecta un edificio en altura, como es habitual en estos lugares de alta especulación, sobre tres metros de arena de playa, muy suelta, que reposa sobre unos bolos rodados que provienen de la descomposición de las calizas próximas y que cubren a las pizarras inferiores. Dado que el nivel freático está prácticamente en superficie, se va a cimentar sobre unos pilotes de desplazamiento, ya que son más económicos y el edificio va a transmitir cargas importantes. En cambio en un restaurante adosado de una sola planta, se va a cimentar sobre micropilotes porque el nivel freático está muy cerca de la superficie. Estos micros se van a ejecutar con IRS, una vez que bajemos cinco metros, para no romper el terreno, y que nos encontremos con los calcoesquistos propios de la zona. Los pilotes se van a hormigonar con tubo Tremie para que sales del agua del mar no perjudiquen al cemento de esta obra.

En la zona de la piscina se ha practicado una excavación de cinco metros en los derrubios de ladera que son del mismo material que la trinchera donde se ha producido el deslizamiento, y que tiene una potencia de cuatro metros en vertical, descansando sobre unas launas típicas del Trías de la zona, que en residuales dan unos parámetros de $c = 0$, $\phi = 18^\circ$. Se ha comprobado que se produce un deslizamiento importante que se achaca a un sismo nocturno, porque $a/g = 0.18$ en la zona. Para

corregirlo se han introducido dos filas de anclajes colocados cada 50 cm, inclinados 15° con la horizontal y con una carga de 45T por unidad., para 12 metros de bulbo y 6 de longitud libre.

Se pide: Subraye los errores y en hoja aparte corrija las equivocaciones indicando porqué, y acompañando algún cálculo si lo cree oportuno. Sean escuetos en la contestación pero obviamente traten como se merece al deslizamiento del sismo.

4.2.- LOCALIZACIÓN DE ERRORES.

Se quiere construir una urbanización de alto standing en la costa granadina, para lo cual se ha realizado una cartografía geotécnica previa cuya conclusión es que no son de esperar ningún tipo de problemas geotécnicos, ya que nos encontramos a caballo entre **el conocido triás andaluz y los materiales del Mioceno.**

Sin embargo al abrir la carretera de acceso hacia la playa, nos hemos encontrado con dos problemas inesperados después del informe. En una zona de trinchera con un talud 1:1, como es habitual en estos desmontes, ha roto **un deslizamiento profundo**, estando **en tiempo seco**, sobre materiales de la zona que tienen **un ángulo de rozamiento interno de cerca de cuarenta grados** y cohesiones prácticamente nulas, habiéndose comprobado que **no existen deslizamientos históricos.**

Para contener este deslizamiento, se ha proyectado una pantalla de micropilotes a **20 metros de profundidad** ya que el deslizamiento estaba a **10 metros de cota** roja respecto al terreno natural.

En la zona llana de playa que está en contacto, como es lógico con el mar, se ha producido un hundimiento en un terraplén de cinco metros de altura que se debe a un exceso de compactación usando **las launas como material de préstamo**, para huir de **las zahorras** de la playa por si contenían sales perjudiciales para los terraplenes que pueden atacar al hormigón puesto en obra.

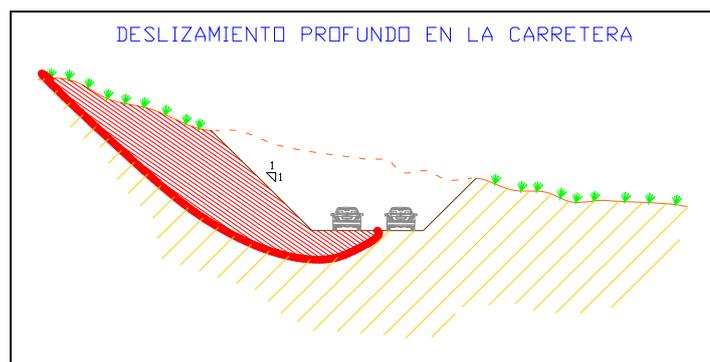
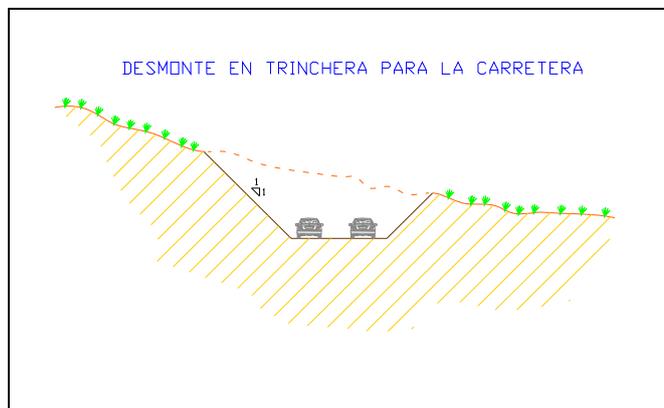
En esta zona se proyecta un edificio en altura, como es habitual en estos lugares de alta especulación, sobre tres metros de arena de playa, muy suelta, que reposa sobre unos **bolos rodados** que provienen de la descomposición de las calizas próximas y que cubren a las pizarras inferiores. Dado que el nivel freático está prácticamente en superficie, se va a cimentar sobre unos **pilotes de desplazamiento**, ya que son más económicos y el edificio va a transmitir cargas importantes. En cambio en un restaurante adosado de una sola planta, se va a cimentar sobre micropilotes porque el nivel freático está muy cerca de la superficie. Estos micros se van a ejecutar **con IRS**, una vez que bajemos cinco metros, para no romper el terreno, y que nos encontremos con los **calcoesquistos** propios de la zona. Los pilotes se van a hormigonar con **tubo Tremie** para que **sales del agua del mar no perjudiquen al cemento de esta obra.**

En la zona de la piscina se ha practicado una excavación de cinco metros en los derrubios de ladera que son del mismo material que la trinchera donde se ha producido el deslizamiento, y que tiene una potencia de cuatro metros en vertical, descansando sobre **unas launas típicas del Triás de la zona**, que en residuales dan unos parámetros de $c = 0$, $\phi = 18^\circ$. Se ha comprobado que se produce un deslizamiento importante que se achaca a un sismo nocturno, porque $a/g = 0.18$ en la zona. Para corregirlo se han introducido dos filas de anclajes colocados cada 50 cm, inclinados 15° con la horizontal y con una carga de 45Tn por unidad., para 12 metros de bulbo y 6 de longitud libre.

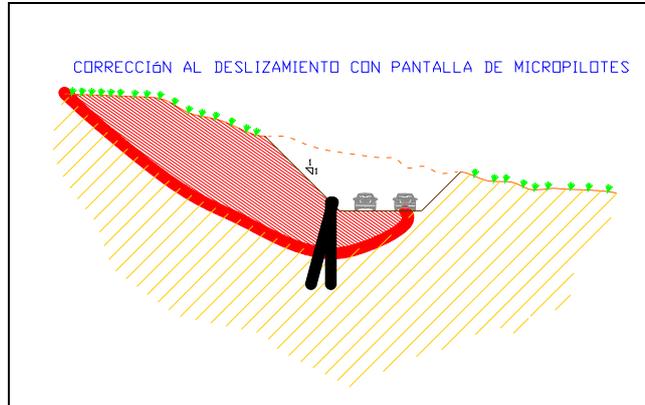
4.3.- JUSTIFICACIÓN DE LOS ERRORES.

Se han subrayado los errores más evidentes, como pueden comprobar se subrayan 8, a cada uno de ellos corresponde un punto. Se reservan 4 puntos para los comentarios al deslizamiento en la playa. La nota máxima es 10, como siempre, y por lo tanto se aprueba con un cinco.

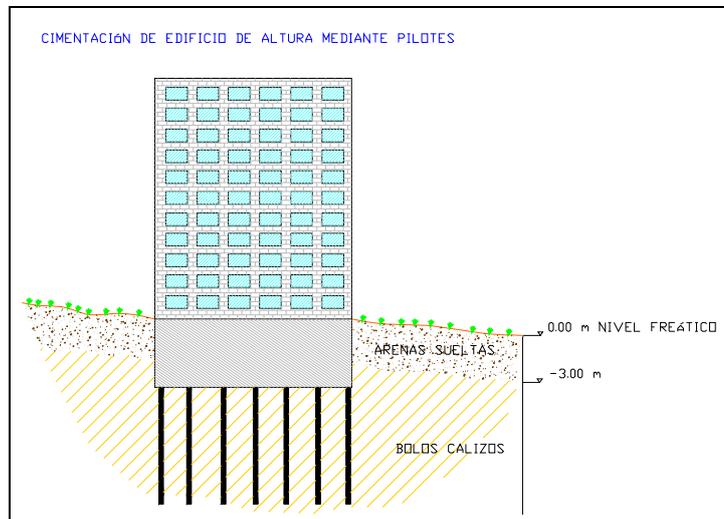
1. **En la costa granadina no hay triás ni mioceno. Se trata del Alpujarride con vestigios de aluviales cuaternarios en las cuencas de los ríos.**
2. **Un deslizamiento profundo no puede darse en seco, valores de pico y ángulo de rozamiento interno de 40° .**



3. No puede ocurrir que el empotramiento para una pantalla de micros sea de 10 metros con un deslizamiento de potencia igual a 10 metros.



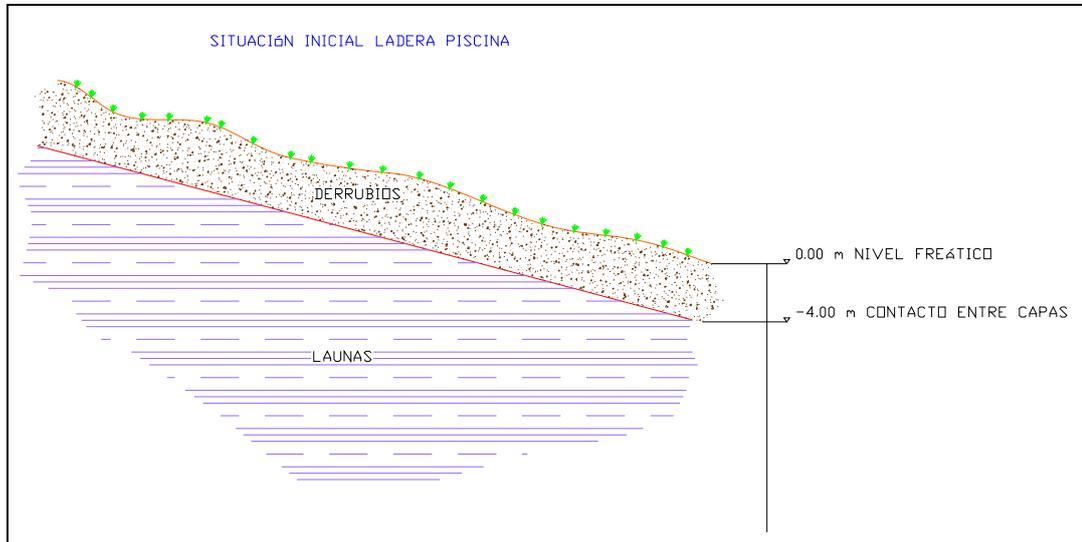
4. Es un poco absurdo sustituir zahorras por launas como material de terraplén aunque se puedan usar.
5. Los pilotes de desplazamiento no se usan cuando hay bolos, ni se podrían empotrar en los calcoesquitos de base.



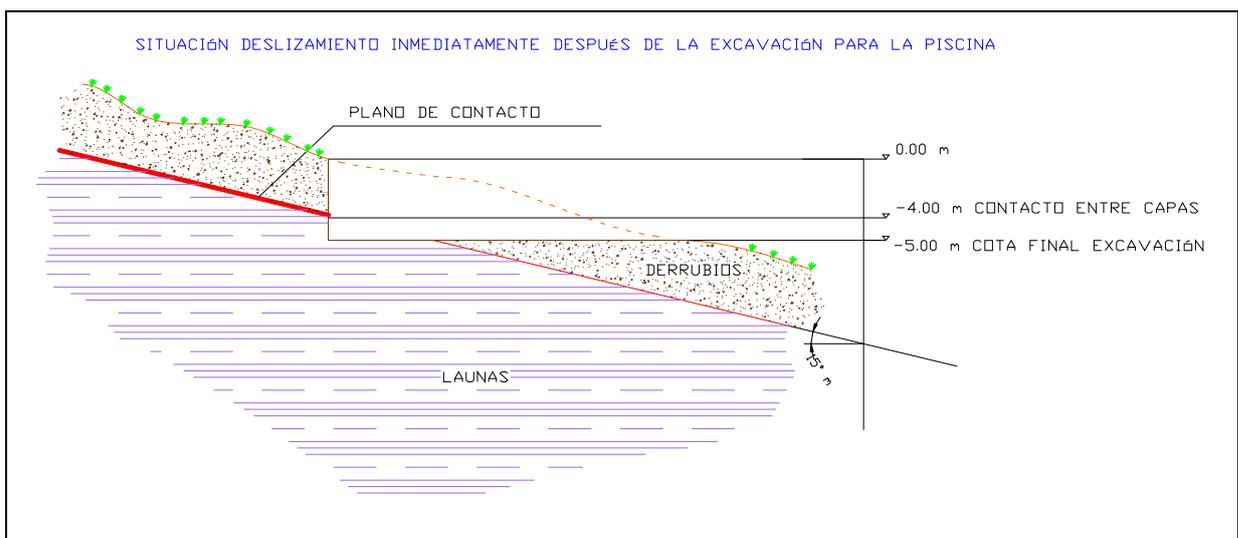
6. No es lógico realizar IRS en calcoesquitos porque no podríamos superar las presiones límites.
7. Usar tubo tremie no tiene nada que ver con las sales del mar. Se usa para hormigonar de abajo a arriba.
8. Las launas no son típicas del Trías.

4.4.- COMENTARIOS AL DESLIZAMIENTO EN LA ZONA DE PISCINA.

La situación inicial, antes de cualquier operación de desbroce o desmonte en el terreno natural es la que se muestra en el siguiente gráfico.

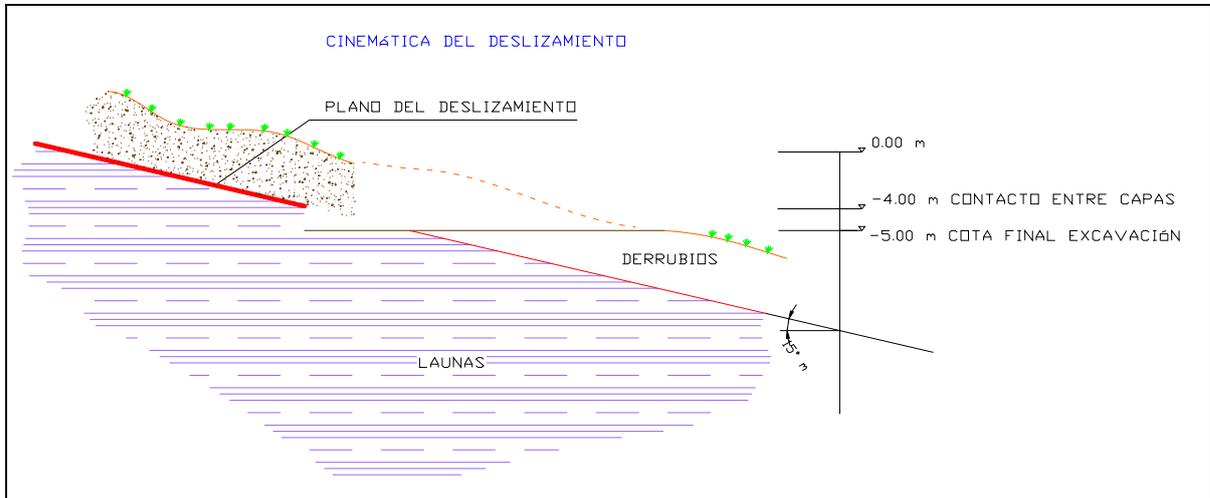


Al excavar cinco metros, hemos dejado al descubierto un metro de launias con un deslizamiento histórico que su puede pensar está en el contacto del material de derrubios de alta competencia con las launias. A pesar de la pequeña excavación se puede presentar una pequeña caída de los derrubios, ya que el corte vertical posiblemente no lo aguanten y tienda a formar un talud de 40° con la horizontal, si bien este no es el problema y en principio se pueden realizar los cálculos, como si se mantuviera vertical a corto plazo.



Vamos a suponer, bastante posible, que se producirá si el coeficiente de seguridad es $C_s < 1$, un deslizamiento de pie de ladera. Como nos dice el enunciado que se ha ido el talud por un sismo, antes de que ocurra, el talud estaría en equilibrio, para que esto fuera cierto la pendiente de la ladera debe ser inferior a la que corresponde para un $\phi = 18^\circ$.

Vamos a tomar como ángulo de la ladera, paralela al plano de deslizamiento $\alpha = 15^\circ$, los ángulos típicos de la zona se encuentran entre $15^\circ < \alpha < 30^\circ$.



Para este caso, en seco como dice el enunciado $C_s = \tan \phi / \tan \alpha$, y con los valores que hemos asignado $C_s = 1.21$.

Cuando ocurre el sismo y entendiendo que $s = a/g$ toma el valor 0.18, siendo $0 < s < 0.3$, se puede expresar el coeficiente de seguridad por la siguiente expresión:

$$C_s = \tan \phi \cdot (1 - s \cdot \tan \alpha) / (\tan \alpha + s), \text{ en nuestro caso } C_s = 0.66.$$

Esta situación probablemente es la que ha ocurrido en la obra. Entendiendo que se produce antes de colocar el muro anclado en el pie del talud.

La expresión propuesta se puede deducir de la más general, que se cita a continuación, sin más que dividir por $\cos \alpha$, en el numerador y en el denominador, para nuestro caso particular.

$$C_s = ((W \cos \alpha - s W \sin \alpha + T \sin(\alpha + \beta)) \tan \phi + T \cos(\alpha + \beta)) / (W \sin \alpha + s W \cos \alpha)$$

En esta expresión, T es el valor en toneladas del anclaje y β el ángulo que forma con la horizontal la línea de acción del anclaje.

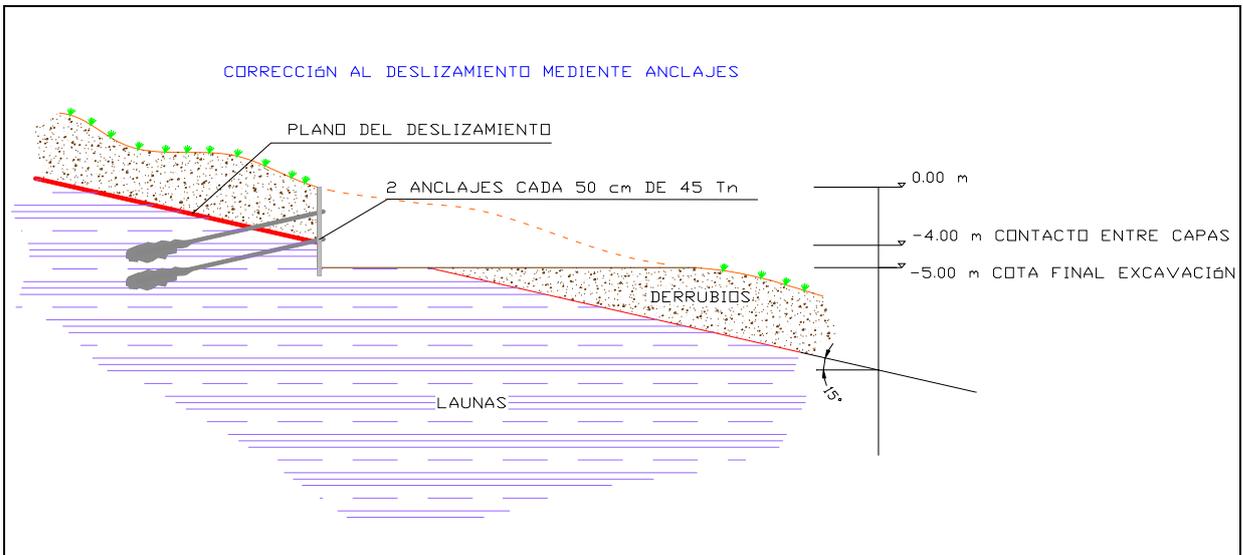
Para llegar a la fórmula, que es particular en el caso de que no haya nivel freático ni cohesión, se deben proyectar las fuerzas actuantes sobre la dirección del plano de rotura y su normal. Lo mismo que se podría hacer cuando existe una rotura de tracción vertical en la cabeza del deslizamiento.

Si queremos en las circunstancias especificadas con anterioridad, saber que anclaje sería el necesario, sin más que sustituir en la formulación anterior:

$$C_s(\text{sismo}) = 0.66 + (T/W) \cdot F(\alpha, \beta, \varphi, s)$$

En nuestro caso, sustituyendo por los valores asignados y si no hay errores de operaciones $T = 0.14W$.

Para obtener T, basta siguiendo el enunciado con comprobar que por cada metro lineal de muro hay cuatro anclajes de 45 Tm. Con lo cual $T = 180 \text{ T/ml}$, y lógicamente $W = 1300 \text{ T/ml}$, si nos referimos al peso de la masa deslizada.



Si consideramos que el espesor del paquete deslizado es de 5 m., que la densidad aparente de los materiales es de 2 T/m^3 , $L = 130 \text{ m}$. (Salven las operaciones que están hechas con redondeos).

Esta longitud parece excesiva, para que el suelo pueda aguantarla.

Las variaciones sobre lo expuesto, pueden ser tantas como apreciaciones, una importante sería considerar que la altura de la masa deslizada fuera cuatro metros en lugar de cinco, bien admisible, yo tengo tendencia a considerar que a los taludes les gusta moverse por el pie. Otra sería entender que hay nivel freático, o que las densidades aparentes de cada material son distintas, que se produce grieta de tracción o que en una determinada sección existe una sobrecarga. A gusto del consumidor, con tal de que nos acerquemos a la realidad.

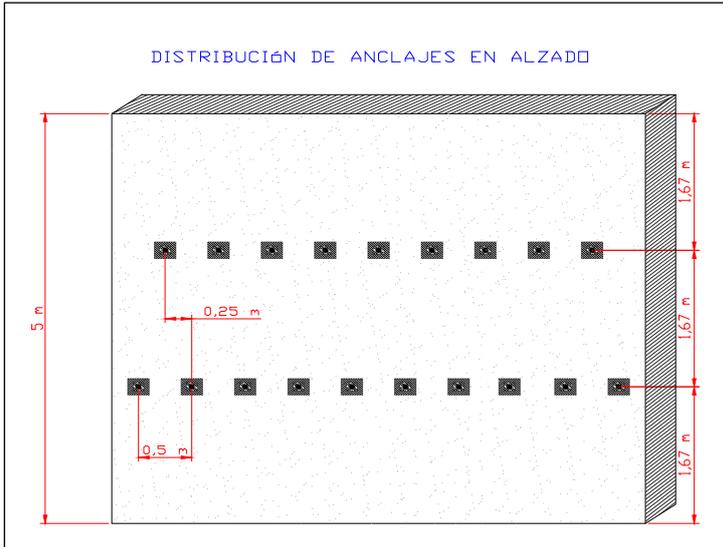
En análisis muy somera puede ser interesante contemplar que ocurre con el terreno, si hay una masa en movimiento de 130 m., de longitud.

Puede ser que el terreno quiera romper, escapando por encima del muro anclado con un plano prácticamente horizontal, hasta que encuentre a la ladera y entonces seguiría el deslizamiento propuesto.

En este caso, la longitud de la zona plastificada en el entorno del muro sería de

$$L^* = 5/\text{sen}15 = 20 \text{ m.}$$

Esto obliga a que la fuerza actuante sobre un corte vertical en el terreno a 20m ladera arriba del muro anclado sea $F = (110/130) \cdot 1300 \text{ T/ml} = 1100 \text{ T/ml}$.



Se puede entender que este esfuerzo sea contrarrestado por la fuerza de rozamiento que se genera en el plano horizontal que hemos supuesto de rotura, partiendo de la cabeza del muro anclado.

Es interesante así mismo, tener en cuenta que se puede y debe suponer que la fuerza descompensada de la ladera se presenta con la misma inclinación de la ladera debido al rozamiento en el plano de corte,

entendiendo que el ángulo $\delta = 15^\circ$ se asemeja a $\delta = \varphi/3$, parámetro muy posible y que se cumplen las condiciones cinemáticas.

La condición expuesta no es más que $N \text{tg}\varphi > F \text{cos}\alpha$, que evidente no se cumple siendo:

$$N = (20 \cdot 5 / 2) \cdot 2 + F \text{sen} \alpha. \text{ Siendo } \varphi = 40^\circ, \text{ con } F = 1100 \text{ T/ml.}$$

5.- CIMENTACIÓN DE UNA NAVE INDUSTRIAL EN LIMOS MEDIANTE PILOTES

EXAMEN FINAL (JUNIO 2002)

5.1- ENUNCIADO.

En un solar de uno de los pueblos de la zona oeste del área metropolitana de la ciudad de Granada se pretende construir una nave de usos múltiples con un ancho de 8 metros, estando los pilares de la nave situados en las dos fachadas y separados unos de otros 7 metros, arrojando una carga de 30 Tn de axil sin mayorar.

La columna estratigráfica del terreno arroja los siguientes resultados hasta los veinte metros que se han reconocido: después de pasar una capa de relleno de 1.5m. de potencia nos encontramos con unos limos arenosos muy flojos con un SPT que varía entre 6 y 10 independientemente de la cota roja a que ha sido tomado, oscilando la densidad global entre 1.95 y 2.1, resultados que dentro de lo alarmante son normales en este tipo de depósitos, aunque el nivel freático se encuentre por debajo de los 7 metros de forma generalizada. Tener en cuenta que dicho nivel puede subir hasta prácticamente superficie. Los ensayos de corte directo han arrojado los siguientes resultados, a lo largo de toda la columna, insistimos es aleatorio donde se han tomado, los presentamos como parejas de valores asociados: (c kg/cm², Φ °), (0.1, 26), (0.2, 28), (0.1, 29). Realmente son valores anormalmente altos para los SPT que indica la columna.

Se pide, sabiendo que se pretende instalar un pilote único debajo de cada pilar y que admitimos que el de $D = 800$ mm. se acepta como gran diámetro, así como que debemos dimensionar para la longitud mínima del pilote respecto a la carga de punta:

1º) Dibujar una planta y una sección en las que se indique la disposición de los pilotes y el arriostramiento necesario, así como el encepado sin armaduras con dimensiones lógicas. (Esta cuestión no es necesario contestarla, se evalúa con 2 puntos adicionales si se quiere resolver. Es necesario en cualquier caso justificar las dimensiones adoptadas).

2º) Dibujar un gráfico que relacione el coeficiente de seguridad a la carga de hundimiento de un pilote con su diámetro, si se hace el cálculo por el método del SPT, por el método de suelos de transición con valores de pico, por el método de suelos de transición con valores de rotura parcial. (Los mismos coeficientes que en valores residuales). Lógicamente el gráfico a construir tendrá tres curvas.

(Cada gráfica se evalúa con tres puntos, reservando un punto para premiar el orden y claridad de la exposición).

5.2.- COMENTARIOS INICIALES.

Estos comentarios solo pretenden servir de guía para resolver el problema propuesto, advirtiendo de los errores más frecuentes.

Se debe ser reflexivo, leyendo con atención el enunciado y a ser posible subrayar los puntos clave.

5.3.- ELECCIÓN DE PARÁMETROS.

N(spt): Si varía entre 6 y 10 independientemente de la cota a la que se toma, elegir la media $N = 8$.

Si el N.F. (nivel freático) puede llegar a superficie deben tomar las densidades en efectivas como sumergidas en su conjunto.

Si los valores de la cohesión y el ángulo de rozamiento son anormalmente altos, tomen para el cálculo el valor más bajo.

Si los pilotes son de gran diámetro tendrán que ser de sustitución obligatoriamente.

Si se debe dimensionar para la longitud mínima que asegura la movilización de la carga de punta, al ser el suelo de baja capacidad ($SPT < 10$), $L = 8 * D$.

Habrá que considerar desde el punto de vista de las tensiones efectivas el peso del relleno, aunque el relleno no debe considerarse como colaborante para la carga de hundimiento.

5.4.- DESARROLLO DEL PROBLEMA.

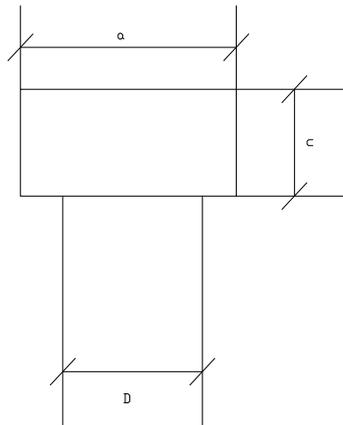
1º) Ya que se permite cualquier documentación, abrir Curso Aplicado de Cimentaciones de Rodríguez Ortiz y otros por las páginas 206 y 209 y tomar las dimensiones que se proponen en nuestro caso.

2º) Se piden tres gráficas, los alumnos deben contestar a lo que se solicita y no a lo que les parezca. Dibujar es dibujar. Es de desear representarlas conjuntamente para que sea un ábaco de uso que admita las comparaciones.

1º) En primer lugar, el diámetro tendrá que ser igual o superior a $D = 800$ mm. Para poder colocar un solo pilote por pilar. Se adoptarán pilotes de extracción o sustitución.

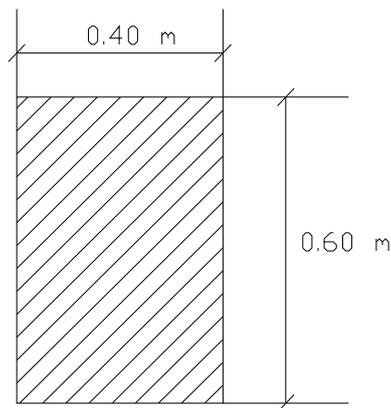
Dado que nos encontramos en zona sísmica (Granada, con una aceleración básica de 0.24g) y existe un solo pilote por pilar, el arriostramiento tendrá que ser en las dos direcciones del plano.

Consideramos el siguiente cuadro para pilotes superiores a $D = 800$ mm. Para dimensionar el encepado:



D (m)	0.8	1.00	1.25	1.50
a (m)	1.00	1.20	1.50	1.80
c (m)	0.80	1.00	1.25	1.50

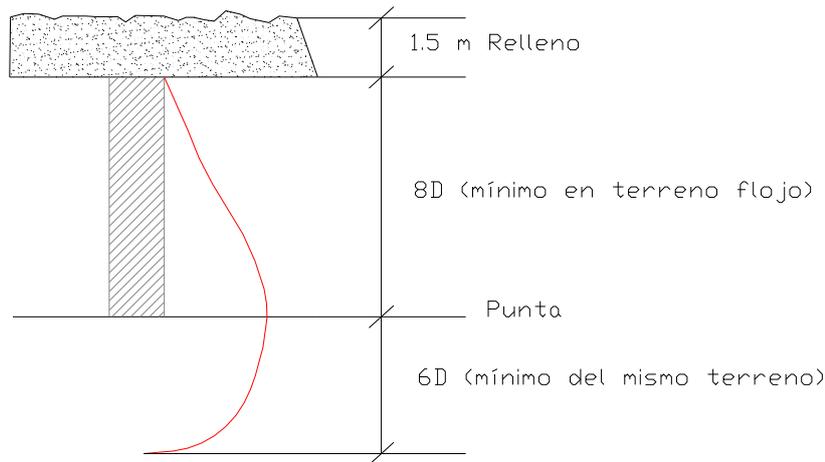
Para las vigas riostras, adoptamos las siguientes dimensiones:



A título de recomendación, sería mejor disponer de una losa armada de 20 cm. como forjado sanitario. (arriostraría en los dos sentidos del plano, pero debe calcularse además de cómo arriostramiento, a las cargas de servicio de tipo vertical sobre la planta que posiblemente obligarían a subir su canto).

Longitud del pilote:

Para el dimensionamiento, usamos el criterio de rotura de Meyerhoff:



$$L_{\text{mínima}} = (1.5 + 8D) \text{ metros} = 8 \text{ metros}$$

(Debería comprobarse así mismo, que la esbeltez del pilote es la mínima para pilotes con este tipo de cálculo. Para nuestro gusto de valor 10.)

2º)

$$C_s = \frac{Q_h}{Q_{ad}} = \frac{Q_h}{30} \quad (\text{expresando } Q_h \text{ en toneladas})$$

a) Aplicamos en primer lugar el método del SPT:

Consideramos como valor de SPT el siguiente, $N_{\text{SPT}} = 8$ en toda la columna.

$$\left. \begin{aligned} r_{\text{punta}} &= 12 \cdot N = 96 \text{ Tn/m}^2 \\ r_{\text{fuste}} &= N/10 + 2 = 2.8 \text{ Tn/m}^2 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} A_{\text{punta}} &= \pi \cdot D^2 / 4 \\ A_{\text{fuste}} &= \pi \cdot D \cdot L \end{aligned}$$

$$q_h = \frac{96 \cdot \pi}{4} D^2 + 8\pi \cdot D^2 \cdot 2.8 = \pi \cdot D^2 \left(\frac{96}{4} + 8 \cdot 2.8 \right) = 145 D^2$$

$$C_s = \frac{145 D^2}{30} \approx 5 D^2$$

para:

$$D = 0.8 \quad \Rightarrow \quad C_s = 3.2$$

$$D = 1.0 \quad \Rightarrow \quad C_s = 5.0$$

b) Aplicamos ahora el método de suelos de transición con valores de pico, para lo cual adoptamos los valores más bajos de los suministrados por los ensayos, ya que nos quedamos del lado de la seguridad. Por tanto,

$$C = 0.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Phi = 26^\circ$$

$$\gamma' = 1 \text{ (por si sube el nivel freático)}$$

$$r_{\text{punta}} = T_v' * N_q + C * N_{cp}, \text{ siendo:}$$

$$T_v' = 1 * (8D + 1.5)$$

$$N_q = 18$$

$$C = 1 \text{ Tn/m}^2$$

$$N_{cp} = 40$$

Despejando,

$$r_{\text{punta}} = 144D + 67$$

Por otra parte, la resistencia por fuste se estima de la siguiente forma:

$$r_{\text{fuste}} = T_v' * K_s * \text{tg} \delta = ((1.5 + 8D)/2) * 0.28 = 0.2 + 1.12D$$

Así,

$$q_h = (67 + 144D) * \frac{\pi * D^2}{4} + (0.2 + 1.12D) * 8\pi D^2 = 57.6D^2 + 141D^3$$

$$C_s = \frac{57.6D^2 + 141D^3}{30} = 2D^2 + 4.7D^3$$

Para:

$$D = 0.8 \quad \Rightarrow \quad C_s = 3.68$$

$$D = 1.0 \quad \Rightarrow \quad C_s = 6.7$$

c) Aplicamos ahora el método de suelos de transición con valores en residuales. Por tanto,

$$C = 0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Phi = 18^\circ$$

$$\gamma' = 1 \text{ (por si sube el nivel freático)}$$

$$r_{\text{punta}} = T_v' * N_q + C * N_{cp}, \text{ siendo:}$$

$$Tv' = 1*(8D+1.5)$$

$$Nq = 7$$

$$C = 0 \text{ Tn/m}^2$$

Despejando,

$$r_{\text{punta}} = (8D+1.5)*7 = 10.5+56D$$

Análogamente al apartado anterior, la resistencia por fuste se estima de la misma forma:

$$r_{\text{fuste}} = Tv'*Ks*tg\delta = ((1.5+8D)/2)*0.23 = 0.17+0.92D$$

Así,

$$q_h = (10.5 + 56D) * \frac{\pi * D^2}{4} + (0.17 + 0.92D) * 8\pi * D^2 = 12.4D^2 + 67D^3$$

$$C_s = 0.4D^2 + 2.23D^3$$

Para:

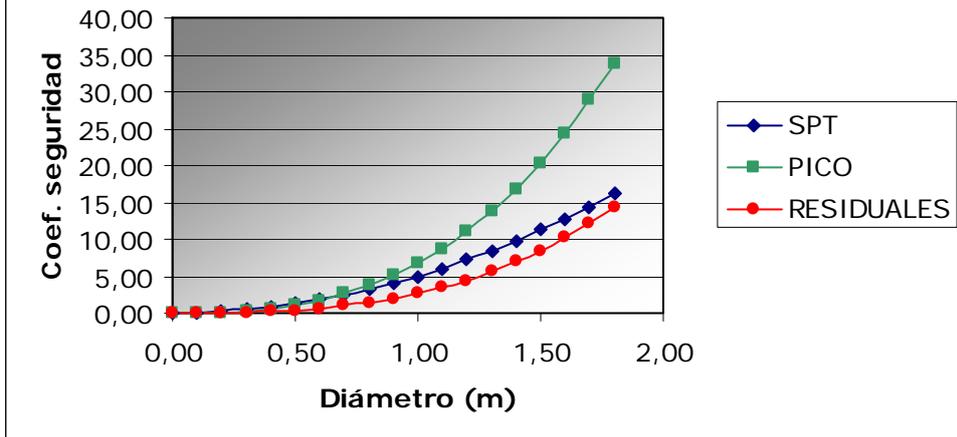
$$D = 0.8 \quad \Rightarrow \quad C_s = 1.36$$

$$D = 1.0 \quad \Rightarrow \quad C_s = 2.6$$

A continuación, mostramos una tabla y la gráfica en los tres casos estudiados anteriormente:

D(m)	MÉTODO		
	SPT	PICO	RESIDUALES
	Cs	Cs	Cs
0,00	0,00	0,00	0,00
0,10	0,05	0,02	0,01
0,20	0,20	0,12	0,03
0,30	0,45	0,31	0,10
0,40	0,80	0,62	0,21
0,50	1,25	1,09	0,38
0,60	1,80	1,74	0,63
0,70	2,45	2,59	0,96
0,80	3,20	3,69	1,40
0,90	4,05	5,05	1,95
1,00	5,00	6,70	2,63
1,10	6,05	8,68	3,45
1,20	7,20	11,00	4,43
1,30	8,45	13,71	5,58
1,40	9,80	16,82	6,90
1,50	11,25	20,36	8,43
1,60	12,80	24,37	10,16
1,70	14,45	28,87	12,11
1,80	16,20	33,89	14,30

RELACIÓN DEL DIÁMETRO DEL PILOTE CON LA CARGA DE HUNDIMIENTO



6.- CIMENTACIÓN EN GRAVAS CON PILOTES Y MICROPILOTES

EXAMEN FINAL (DICIEMBRE 2001)

6.1- ENUNCIADO.

En un solar del Paseo de la Bomba de la ciudad de Granada, se va a construir un edificio con tres plantas de sótano. La columna estratigráfica del terreno está formada hasta los 12 metros de profundidad por unas gravas sucias de SPT = 15, siendo a partir de los doce metros las gravas limpias con un SPT = 60. Se tienen ensayos de densidad seca que han dado los valores de 1.9 y 1.6, sin que nos indiquen a que capa corresponden.

1) Dar el valor de la densidad, cohesión y ángulo de rozamiento interno de las dos capas, razonando el resultado.

2) Si la pantalla de contención de tierras, se ejecuta con tres filas de anclajes dibujar la ley de empujes unitarios acotando sus valores característicos, suponiendo que no hay y que sí redistribución de esfuerzos, anotando las diferencias y como afectarían al cálculo.

3) Suponiendo que la carga vertical de un pilar será de 200 Tm. y que se cimienta con un pilote único de 800 mm. de diámetro, dar la longitud del pilote citando el coeficiente de seguridad adoptado, razonando por qué.

4) La grúa de la obra se instala en superficie, sobre el solar colindante que pertenece a la Cruz Roja, sabiendo que tiene una pluma que alcanza en horizontal 40 metros de brazo y que en punta puede cargar dos metros cúbicos de hormigón, dimensionar su cimentación con micropilotes inyectados, lo más cortos posibles sabiendo que el espacio reservado es de dos por dos metros en planta.

6.2.- COMENTARIOS INICIALES.

Se va a construir un edificio con tres plantas de sótano. El enunciado nos proporciona de forma clara la columna estratigráfica del terreno a considerar, siendo ésta una capa superficial de 12 m de profundidad formada por gravas sucias y una capa interior a partir de esos doce metros de profundidad formada por gravas limpias. Como datos de ambas capas nos dan los valores de SPT, siendo de 15 para las gravas sucias y de 20 para las gravas limpias. En el mismo se indica los valores de densidad seca sin especificar a qué capa pertenece cada uno. Estos valores fueron de 1.6 y 1.9 Tn/m³.

6.3.- ELECCIÓN DE PARÁMETROS.

6.3.1.- DENSIDAD

Por experiencia sabemos que el valor de la densidad seca para gravas de buena calidad es del orden de los 2 Tn/m³. Como disponemos de un valor muy próximo a éste (1.9 Tn/m³), debe corresponder a las gravas limpias de la capa interior. Por tanto, podemos decir que el valor de 1.6 Tn/m³ corresponde a la capa superficial de gravas sucias, un valor un poco más alejado de nuestra referencia probablemente debido a esa suciedad. En otro orden de ideas, considerando los valores del SPT de cada capa, es evidente que la capa SPT mayor tendrá mayor densidad.

6.3.2.- COHESIÓN

Puesto que ambas capas están compuestas por material granular puro, consideraremos que los valores de la cohesión correspondiente a las mismas son nulos.

6.3.3.- ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO

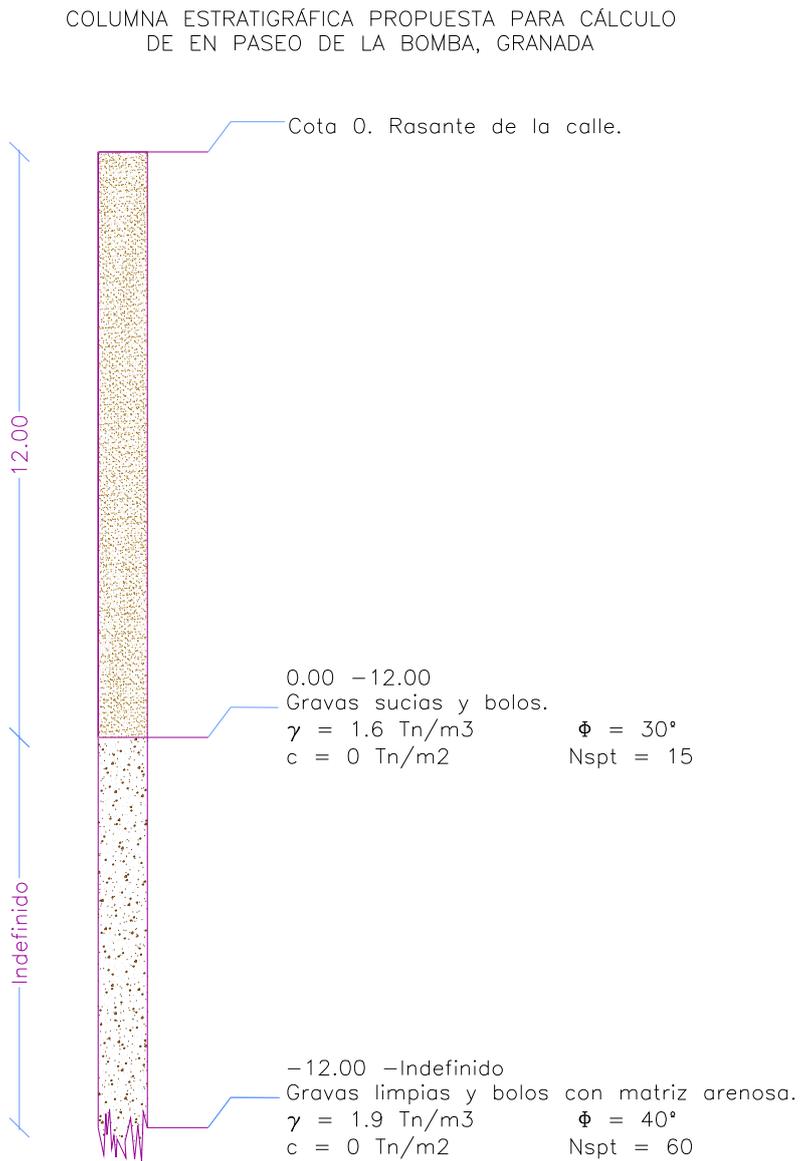
Para calcular este valor podemos aplicar la relación para suelos granulares dada por $(\Phi-12)^2/20 = N_{spt}$ para $\Phi < 40$. De este modo se obtienen los valores de $\Phi=30$ para las gravas sucias y de $\Phi=47$ para las gravas limpias, aunque para este último valor debemos considerar como valor máximo $\Phi=40$.

Por tanto disponemos de:

Capa gravas sucias: $N_{spt}=15$; $\gamma_s=1.6$ Tn/m³; $C=0$; $\Phi=30$.

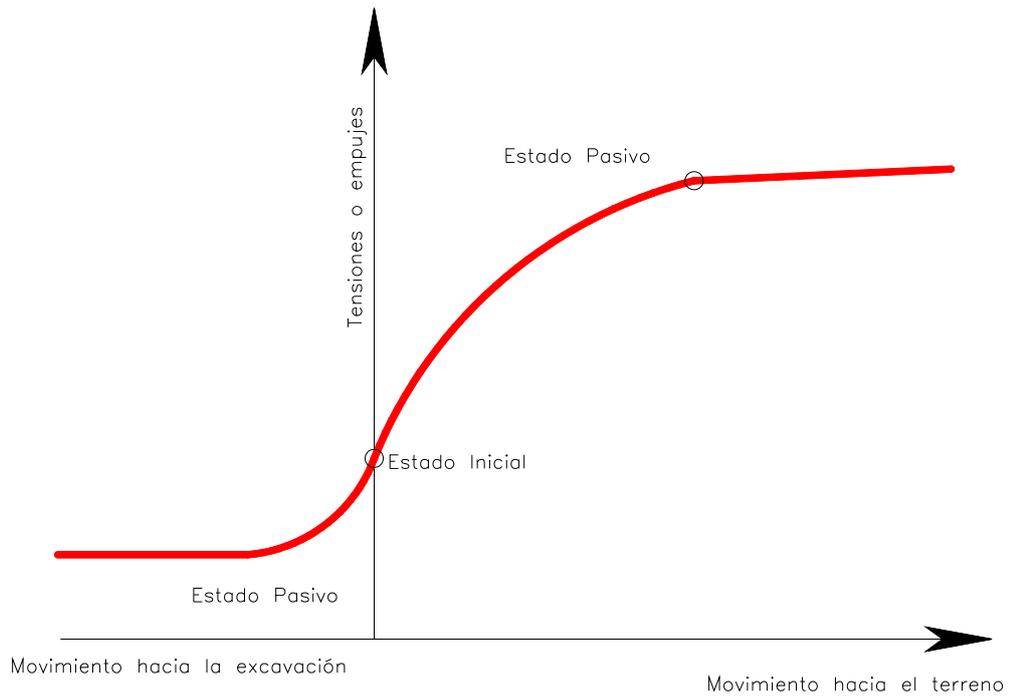
Capa gravas limpias: $N_{spt}=60$; $\gamma_s = 1.9$ Tn/m³; $C=0$; $\Phi=40$.

que se ajustan a la siguiente columna que adoptaremos para los cálculos posteriores.



6.4.- DEFINICIÓN DE LA LEY DE EMPUJES DE LA PANTALLA.

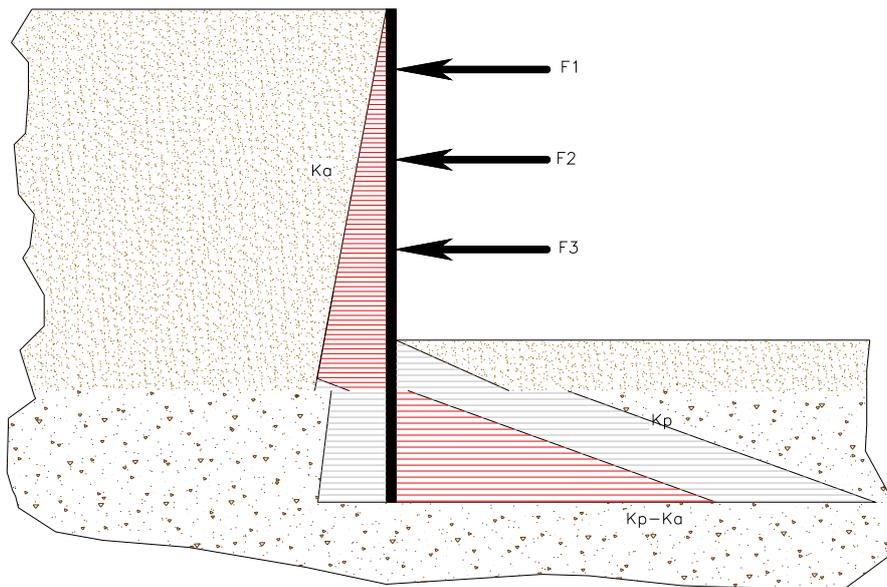
En el enunciado queda de manifiesto que la pantalla es de contención de las tierras necesarias para ejecutar tres sótanos, por lo que queda de manifiesto que nos encontramos ante una estructura flexible, es decir, aquellas en las que su propia deformabilidad desempeña una influencia clara en el valor final de los empujes que recibe. En un simple gráfico podemos ver la relación que existe entre la deformación y las tensiones o empujes del terreno,



En una estructura flexible, en la que su deformabilidad propia, en uno u otro sentido, es apreciable, puede estar, en cada profundidad en un punto cualquiera del diagrama.

Para la pantalla proyectada con tres niveles de anclajes, el esquema de cálculo de esfuerzos será el siguiente:

CÁLCULO DE EMPUJES EN UNA PANTALLA DE CONTENCIÓN DE TIERRAS CON TRES FILAS DE ANCLAJES



En el gráfico se indican los coeficientes de empuje que se aplican, según estemos en el trasdós o en el intradós de la pantalla, los cuales dependen del ángulo de rozamiento interno del material.

Cuando suponemos que no hay redistribución de esfuerzos, estamos aceptando implícitamente que las deformaciones son nulas o despreciables, por lo que a la hora de proceder al cálculo de la pantalla no se deben considerar los coeficientes de empuje activos y pasivos, sino que se tendrá en cuenta el coeficiente de empuje en reposo, y se dimensionará la pantalla de forma que no se permitan las deformaciones, aumentando por tanto el esfuerzo de los elementos de la misma y encareciendo el costo consecuentemente.

Sin embargo, al considerar una redistribución de esfuerzos, se necesita un modelo elastoplástico que permita deformarse tanto al terreno como al elemento de contención, disminuyendo los esfuerzos en este último. En este caso, se deben adoptar los coeficientes de empuje activos en el trasdós y pasivos en el intradós, siendo suficientemente aproximada en el cálculo la teoría de Rankine. De esta forma, se minoran los esfuerzos a resistir por la estructura de contención, a cambio de admitir una cierta deformación, la cual vendrá impuesta por la situación del solar, existencia de edificaciones próximas, uso, etc.

De todas formas, las flechas en la pantalla se reducen notablemente con el empleo de anclajes, aumentando el grado de hiperestatismo del conjunto. A la hora de calcular esta pantalla, en ambos sistemas se puede emplear el método canadiense, que consiste en dimensionar los anclajes por etapas constructivas de la pantalla, esto es, por equilibrio de fuerzas y de momentos se calcula el primer anclaje suponiendo que se llega con la excavación hasta el nivel del segundo, y así sucesivamente, resultando por tanto un sistema isostático de fuerzas.

Resumiendo, en las dos situaciones que nos piden, la diferencia estriba en la adopción de uno u otro coeficiente de empuje del terreno, que vienen definidos por las siguientes ecuaciones:

$$K_o = 1 - \text{sen}\Phi$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\Phi}{1 + \text{sen}\Phi}$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\Phi}{1 - \text{sen}\Phi}$$

y para los materiales dados en la columna estratigráfica toman estos valores:

Material	Ángulo de Rozamiento Interno	Ko	Ka	Kp
Gravas sucias	30	0,5	0,3	3,0

		0	3	0
Gravas limpias	40	0,3 6	0,2 2	4,6 0

La fórmula de los empujes transmitidos por las tierras a la pantalla es:

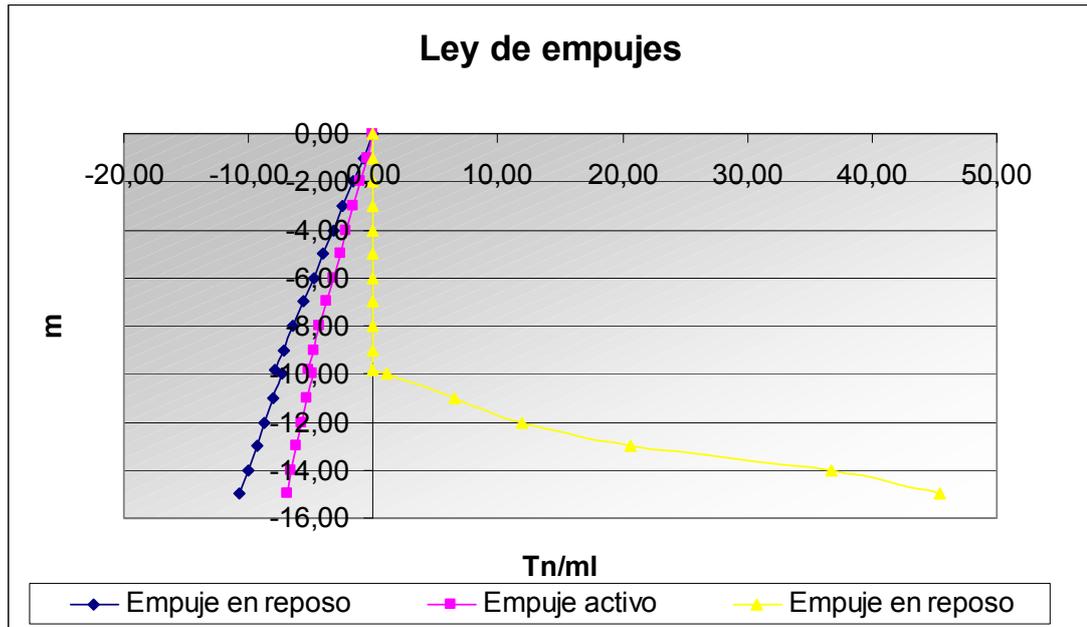
$$E_o = \sum_i \gamma_i * h_i * K_{o_i}$$

$$E_a = \sum_i \gamma_i * h_i * K_{a_i}$$

$$E_p = \sum_i \gamma_i * z_i * K_{p_i}$$

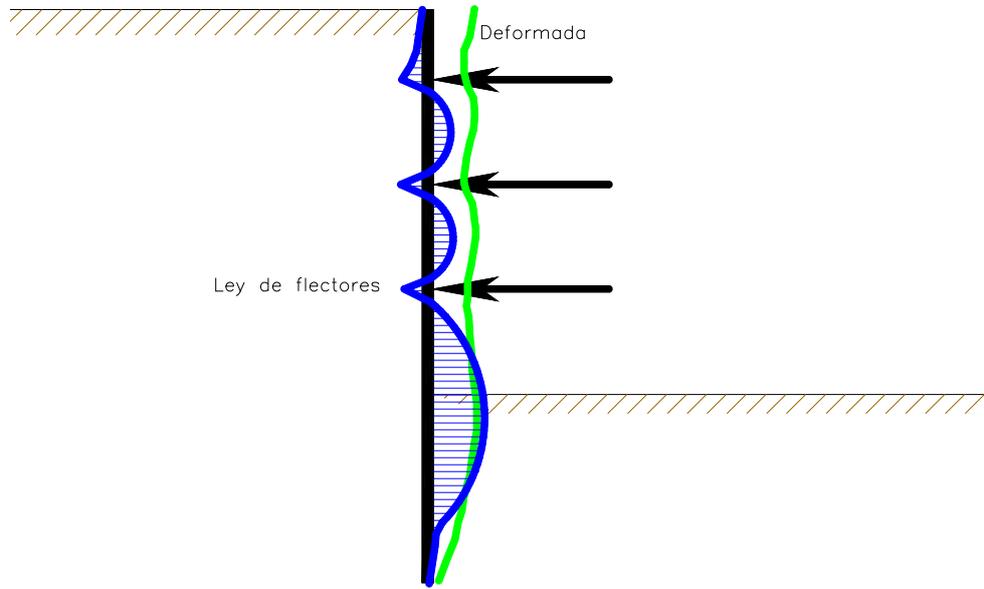
que con los valores antes tomados, y considerando que las plantas tienen una altura de 3 metros cada una, más una losa de cimentación de 0.80 metros de canto, suponen una excavación de 9.80 metros, resultando los empujes:

Material	Profundida d	Eo (Tn/ml)	Ea (Tn/ml)	Ep (Tn/ml)
Gravas sucias	0,00	0,00	0,00	0,00
Gravas sucias	-1,00	-0,80	-0,53	0,00
Gravas sucias	-2,00	-1,60	-1,07	0,00
Gravas sucias	-3,00	-2,40	-1,60	0,00
Gravas sucias	-4,00	-3,20	-2,13	0,00
Gravas sucias	-5,00	-4,00	-2,67	0,00
Gravas sucias	-6,00	-4,80	-3,20	0,00
Gravas sucias	-7,00	-5,60	-3,73	0,00
Gravas sucias	-8,00	-6,40	-4,27	0,00
Gravas sucias	-9,00	-7,20	-4,80	0,00
Gravas sucias	-9,80	-7,84	-5,23	0,00
Gravas sucias	-10,00	-7,34	-4,88	1,08
Gravas sucias	-11,00	-8,01	-5,30	6,48
Gravas sucias	-12,00	-8,69	-5,71	11,88
Gravas limpias	-13,00	-9,37	-6,12	20,62
Gravas limpias	-14,00	-10,05	-6,54	36,70
Gravas limpias	-15,00	-10,73	-6,95	45,44



Con estos empujes, y mediante el método de la base libre, se adjunta el resultado de la ley de momentos flectores y una deformada a estima, claramente exagerada la escala horizontal.

CÁLCULO DE EMPUJES EN UNA PANTALLA DE CONTENCIÓN DE TIERRAS CON TRES FILAS DE ANCLAJES. MÉTODO DE LA BASE LIBRE.



6.5.- CÁLCULO DEL PILOTE.

La solución adoptada es la de pilote único de gran diámetro hormigonado in situ. Si atendemos a las recomendaciones de predimensionamiento, a la hora de calcular el tope estructural para este tipo de pilote en terreno seco, nos movemos entre los 30-40 Kg/cm², es decir, 300-400 Tn/m². Tomemos el valor de 400 Tn/m² ya que se nos advierte que el nivel freático está muy alejado de la superficie del terreno y por tanto podremos considerar pilote hormigonado en seco, y multiplicando dicho valor por el área del pilote elegido, obtenemos que el valor del tope estructural es de 201.06 Tn. , tomaremos el valor de 200 Tn., siendo este valor a su vez el de la carga admisible.

El coeficiente de seguridad a usar puede variar entre 3 y 4 pues hemos usado los datos del penetrómetro para obtener Φ . El valor de $C_s=3$ parece ser un valor razonable y prudente. Así la carga de hundimiento a resistir será de 600 Tn, sin más que multiplicar los dos últimos valores elegidos.

Para calcular la longitud del pilote debemos reflexionar algunas cuestiones. El enunciado nos plantea la existencia de tres plantas de sótano. Tomaremos como altura de una planta de sótano 3 metros, de forma que la base del edificio, por decirlo de algún modo, se encuentra empotrada 9 m en la capa superficial de gravas sucias. A partir de esta profundidad cimentamos con el pilote, por lo que supondremos que el pilote se introduce 3 m en la capa de gravas sucias y una longitud L a calcular en la capa de gravas limpias.

Se debe verificar que $Q_{hun} = Q_{hun.fuste} + Q_{hun.punta}$

6.5.1.- DETERMINACIÓN DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO POR PUNTA.

La carga de hundimiento por punta responde a la expresión : $Q_{hun,p} = A_p * R_p$, siendo A_p el área de la punta del pilote, y R_p la resistencia unitaria por punta. El valor de R_p tiene una limitación entre 1200 Tn/m² y 2000 Tn/m² para una grava limpia, según R. Ortiz. Tomemos el límite inferior de esta limitación, y multiplicando el mismo por el valor del área obtenemos que la carga de hundimiento por punta es de 603.19 Tn.

Como vemos, el pilote por punta resiste toda la carga transmitida al terreno. Para asegurarnos que se cumpla la resistencia por punta tomada, según R. Ortiz debemos de empotrar el pilote en la capa una cierta longitud, la cual oscila entre 5 y 8 veces el diámetro del mismo. Puesto que el diámetro es de 800 mm, y consideramos un suelo compacto empotraremos el pilote 5 veces el diámetro, obteniendo un valor de $L = 4$ metros, entendiendo que las gravas limpias se mantienen en profundidad de forma indefinida a efectos prácticos.

Por tanto la longitud total del pilote será de 3 m (en gravas sucias) + 4 m (en gravas limpias), obteniendo así un total de 7 metros.

Cabe destacar que en este caso no hemos calculado la resistencia por fuste del pilote. Esto se justifica con el hecho de que nos encontramos con un terreno granular, en el que se confía la resistencia a la punta, siendo normalmente despreciable la fricción lateral frente a ella, aunque obviamente tiene su cálculo y alcanza un valor propio. Sin embargo, ya que el pilote de 800 mm nos cumple con las restricciones mínimas de punta, consideramos la contribución del fuste un término adicional más a añadir al coeficiente de seguridad, siendo esta manera de operar de buena práctica a la hora del dimensionamiento en terrenos granulares.

6.6.- CÁLCULO DEL MICROPILOTAJE DE LA GRÚA.

Adoptaremos que la grúa carga 2m^3 de hormigón, cuyo peso específico es de 2.5 Tn/m^3 . Por tanto el peso que carga la grúa en punta es de 5 Tn . Este peso se transforma en un momento en la base de la misma. Como el brazo es de 40 metros, el momento en la base será de $M= 200\text{ Tn}\cdot\text{m}$.

Para la cimentación usaremos micropilotes de 150 mm. de diámetro con una armadura estándar de 20 cm^2 . El tope estructural de los mismos será, considerando un coeficiente de seguridad de 2:

$$T_e = (20\text{ cm}^2 * 5000\text{ Kp/cm}^2) / 2 = 50\text{ Tn}$$

Puesto que la grúa puede girar en cualquier dirección, el momento puede aparecer en todas direcciones, por lo que al resolver nuestra cimentación deberemos de tener en cuenta que tendremos que poner micros en las cuatro caras de nuestro encepado, que si recordamos será de 2 por 2 metros.

En planta separaremos los micros 1.5 m entre caras opuestas, cumpliendo así las recomendaciones de R. Ortiz.

El momento M provocado en la base de la grúa se transforma en un par de fuerzas iguales pero opuestas en la cimentación, obteniendo una tracción y una compresión en caras opuestas. Tanto una como otra, a lo largo de toda la cara, resulta ser de 133.33 Tn , pues la separación entre fuerzas del par la consideraremos de 1.5 m como hemos dicho antes, sin más que dividir M por dicho valor.

Debemos de tener en cuenta que las tracciones son las más desfavorables y deben de calcularse para una carga de 2000 Kp/cm^2 ; así a efectos de cálculo tomaremos como tope a tracción:

$$T_t = 20\text{ cm}^2 * 2000\text{ Kp/cm}^2 = 40\text{ Tn}.$$

Con este valor, en cada lado de la cimentación deberemos colocar:

133.33 Tn/ 40 Tn = 3.33 micropilotes. Tomaremos por tanto 4 micropilotes en cada lado de la cimentación, resultando un total de 12.

Para determinar la longitud de los mismos aplicaremos el método de Bustamante. A efectos de cálculo cada micro trabajará a 40 Tn.

En el cálculo de micropilotes inyectados, como el arriba indicado, se debe distinguir entre los elementos que trabajan a compresión y los que trabajan a tracción. En este caso, al ser más importante la contribución del momento flector que la carga vertical, está claro que el dimensionamiento en tracción es más restrictivo, y no se puede considerar la resistencia por punta, viniendo la resistencia por el fuste dada por la siguiente ecuación:

$$Q_{SL} = \pi \times D_s \times L_s \times q_s$$

Donde:

D_s es el diámetro eficaz de sellado del bulbo y de valor:

$$D_s = \alpha D_d$$

Siendo α un coeficiente que depende del tipo de suelo y de la inyección considerada en el micropilote. En el ejercicio 5 de la presente colección se hizo un exhaustivo repaso de la metodología de cálculo propuesta por Bustamante. Es por ello que nos remitimos a la solución de dicho problema a la hora de encontrar los parámetros tabulados o referidos en gráficas necesarios en la formulación.

Para gravas sabemos que el mejor método de inyección es IRS, pero debemos respetar los cinco primeros metros de profundidad reservados para IGU.

Usaremos un coeficiente de seguridad de dos, ($C_s=2$). Los restantes parámetros serán:

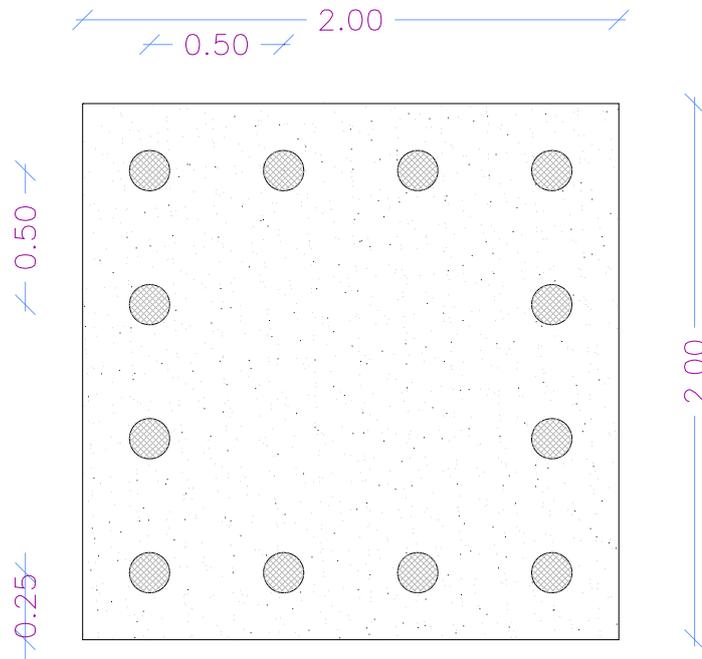
	IGU	IRS
D (m)	0.15	0.15
A	1.3	1.8
qs(tn/m²)	7.5	12.5
l (m)	5	¿l?

Con estos datos obtendremos que $l = 5.38$ m

Por lo que la longitud total de micropilotes será de 10.38 metros, es decir que se quedará en la capa de gravas sucias.

Es un poco absurdo hablar de decimales en la longitud de un pilote por lo cual se adoptaría finalmente 11 metros de longitud total, entre otras cuestiones por que al menos 60 cm. de micro quedarán embutidos en el encepado de los micros.

A continuación se muestra un croquis con la planta de esta cimentación.



7.- CIMENTACIÓN DE LA PILA DE UN ACUEDUCTO EN RÍO TINTO MEDIANTE PILOTES

EXAMEN FINAL (SEPTIEMBRE 2001)

7.1- ENUNCIADO.

Se va a construir un acueducto sobre el río Tinto sobre una cimentación profunda dadas las malas características geotécnicas del cauce del río.

La carga a transmitir por cada pila será de 373 Tn. Y se supone que todos los esfuerzos adicionales están, incluidos dentro de la carga citada.

La columna estratigráfica que se admite como modelo es la siguiente:

0.00m hasta 20m. limos flojos de SPT = 10 con Daparente = 1.6

20 m. hasta 24m. gravas arcillosas SPT = 50 con Daparente = 1.8

24 m. indefinido margas azules SPT= 40 con Daparente = 1.8

En las margas azules las roturas a compresión simple fueron siempre superiores a 4 kg/cm², por lo que se decidió realizar unos ensayos de corte a largo plazo al objeto de poder dimensionar en dichas margas en presiones efectivas, con los siguientes resultados:

c (kg/cm ²)	0	0.2	0.4
ϕ °	30	27	23

Se pide: Dimensionar el pilote de gran diámetro que es capaz de aguantar las cargas transmitidas. Previamente al cálculo citar el método siguiendo el enunciado y citando los coeficientes de seguridad elegidos y porqué se seleccionan. Dimensionar una solución a base de micropilotes inyectados eligiendo el sistema que haga que la cantidad de metros lineales sea la mínima posible.

7.2- COMENTARIOS INICIALES.

En el texto se pide de forma clara que previamente a la resolución se cite el método de cálculo y los coeficientes de seguridad, naturalmente que en consonancia con el método elegido, que debe ser el adecuado en función de las características del terreno y de los datos disponibles, que serán los del enunciado, o los que el alumno extraiga de la bibliografía existente.

7.2.1.- SELECCIÓN DEL MÉTODO DE CÁLCULO.

Para precálculos se puede usar el Método de los penetrómetros, ya que se dan los valores SPT en las tres capas del terreno, bien es cierto que habría que discernir en qué capa debe aplicarse. A nuestro juicio:

Capa de limos: Se puede aplicar

Capa de gravas: Se debe aplicar

Capa de Margas: Deben estudiarse como suelos de transición.

El enunciado lleva a estudiar las margas en tensiones efectivas ya que proporciona los valores de los ensayos de corte, así mismo se debe tener en cuenta que son suelos impermeables, por lo que no debe corregirse su densidad aparente a sumergida. Los limos y las gravas deben considerarse con densidades sumergidas.

Al ser la solución elegida, un pilote de gran diámetro, lo será de sustitución, perforado con camisa perdida debido al nivel freático, hormigonando bajo el mismo. Para definir su diámetro, atenderemos a la recomendación de predimensionamiento pilote in situ bajo nivel freático, con un máximo de 30 kg/cm², lo que nos daría un resultado de $D = 1.25$ m.

Podría aceptarse $D = 1.5$ m., si se hicieran otras consideraciones relativas a excentricidad por defectos de obra o posible efecto de socavaciones., aunque da la impresión de que puede ser rizar el rizo. No hay por qué entrar en el tope estructural, se supone que el armado será el correcto para resistir los esfuerzos transmitidos.

7.2.2.- SELECCIÓN DE LOS COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Capa de limos flojos:

Pueden entenderse como limos arenosos o como limos arcillosos blandos:

Como limos arenosos no hay duda que se asimilarían a unas arenas flojas para las que tienen forma de evaluar su resistencia por fuste, aunque deben recordar que hay una importante limitación: $R_f = 1 \text{ Tn/m}^2$, aunque si usaran la formulación para valores del Spt obtendrían $R_f = 3 \text{ Tn/m}^2$.

El coeficiente de seguridad lo tienen definido, $3 < C_s < 4$, deben elegir con prudencia, en función de las decisiones que adopten.

Si hubieran entendido que trabajan con suelos de transición, hay que recordarles que debían adoptar parámetros deducidos, puesto que no tienen ni ensayos de corte ni siquiera ensayos de compresión simple para poder deducir la C_a , por la que deberían usar el método de los penetrómetros.

Si no tienen datos directos cuidado con los coeficientes de seguridad que pueden ser de inseguridad.

A su vez debe tenerse en cuenta la posible socavación del lecho del río, que afectará entre tres y cinco metros de la capa superficial, que perdería su efecto resistente.

Sea como sea, la resistencia por fuste de la capa de limos estará comprendida entre 30 Tn y 80 Tn una vez aplicados los coeficientes de seguridad, que frente a las 373 Tn del enunciado es bastante poco.

Capa de Gravas arcillosas:

No hay duda que debe usarse el método de los penetrómetros y dado que es una capa compacta tiene una limitación de un máximo de 5 Tn/m^2 de resistencia unitaria por fuste con coeficientes de seguridad entre 3 y 4.

La capacidad resistente de la capa estará alrededor de las 30 Tn.

Capa de Margas azules:

Es evidente que dado que la $Q_u > 3 \text{ kg/cm}^2$ deben estudiarse en tensiones efectivas, teniendo en cuenta además que se nos entregan los parámetros de resistencia al corte.

Dado que son impermeables podemos tomar su densidad aparente sin corregir como densidad sumergida, lo que será importante al evaluar la tensión vertical efectiva, tanto la media en la capa, como en la punta del pilote.

Respecto a la tensión vertical efectiva se debe tener en cuenta que la capacidad resistente del pilote por punta no crece de forma lineal sino que se estabiliza a una determinada profundidad que los autores sitúan entre 10 y 20 veces el diámetro del pilote, debiendo ser prudentes con esta evaluación, recordando que estamos trabajando en tensiones efectivas.

Realicen los cálculos correspondientes que son mínimos y piensen que no deben aceptar tensiones verticales efectivas superiores a 30 Tn/m^2 , en el caso que nos ocupa con una interesante observación, si desprecian el efecto de los cinco primeros metros, tendrán en cuenta cinco metros más en margas.

El empotramiento en las margas deberá ser de 8 veces el diámetro del pilote para asegurar la carga de punta que en definitiva es la que más nos interesa.

Para elegir la cohesión y el ángulo de rozamiento interno en esta capa deben tener en cuenta los coeficientes de seguridad, que en te método están limitados por la expresión $2 < C_s < 3$.

Si toman el valor medio de los valores suministrados tomen como coeficiente de seguridad la media así mismo y si toman valores extremos hagan igual con los coeficientes de seguridad pero invertidos.

Si realizan los cálculos, podrán comprobar que un pilote empotrado $8D$ en las margas cumple y no olviden el cálculo del fuste en dichas margas.

Se tarda mucho más en contar esta historia que en hacerla, si se hubiera dimensionado por exceso hasta un pilote de $D = 1.5 \text{ m}$. dando su empotramiento adecuado, posiblemente podrán observar que se pueden evitar todos los cálculos intermedios porque con la punta solamente les va a cumplir posiblemente.

7.2.3.- SOLUCIÓN CON MICROPILOTES.

Solo es necesario seguir Bustamante para resolver este ejercicio. Si dimensionan de entrada con 8 micros de 150mm de diámetro, con su armadura estándar, tendrían que calcular la profundidad necesaria con coeficiente de seguridad 2, para un tope estructural de 50 Tn.

Tengan en cuenta que los cinco primeros metros no deben considerarse por efecto de socavación y que los cinco primeros metros deben inyectarse con IGU, realizando los siguientes con IRS.

No entren en consideraciones adicionales como puede ser el posible pandeo de cada pieza de forma individual.

7.3.- COLUMNA ESTRATIGRÁFICA.

A continuación se muestra la columna de cálculo dada. Como se observa de la lectura del enunciado, sólo nos dan valores de densidades aparentes y golpes de SPT, por lo que se deben estimar o deducir el resto de parámetros geotécnicos para el posterior cálculo.

Para la capa de limos flojos se debe tener en cuenta que se tiene que trabajar con densidades sumergidas, ya que existen presiones intersticiales, luego la densidad de cálculo será 0.6 Tn/m^3 . Por experiencia en terrenos análogos se podría asumir una cohesión de 1 Tn/m^2 . mientras que su ángulo de rozamiento interno lo suponemos, prudentemente, como de 20° .

Con respecto a la capa de gravas, cabe hacer una consideración análoga a la anterior con respecto a las tensiones efectivas, por lo que la densidad de cálculo será de 0.8 Tn/m^3 . La cohesión será nula, al ser un material granular, y el ángulo de rozamiento interno viene aproximado por la siguiente formulación:

$$N_{SPT} = \frac{(\Phi - 12)^2}{20}$$

que arroja un valor de 43° . Sin embargo, esta fórmula se aplica a materiales granulares puros, dado que se nos advierte de que tienen una matriz arcillosa, es sensato rebajar dicho valor hasta los 35° , muy típico de estos materiales.

En cuanto a las margas azules, ya se ha comentado que son impermeables, utilizándose por tanto la densidad aparente dada, que será la saturada. Ya que contamos con los ensayos de corte a largo plazo, nos quedaremos con los valores medios que se dan, lo cual influirá decisivamente en el coeficiente de seguridad que se emplee. Por tanto, se adoptará en el cálculo una cohesión de 2 Tn/m^2 . mientras que su ángulo de rozamiento interno será 27° .

Se adjunta finalmente la columna propuesta para los cálculos en la hoja siguiente.

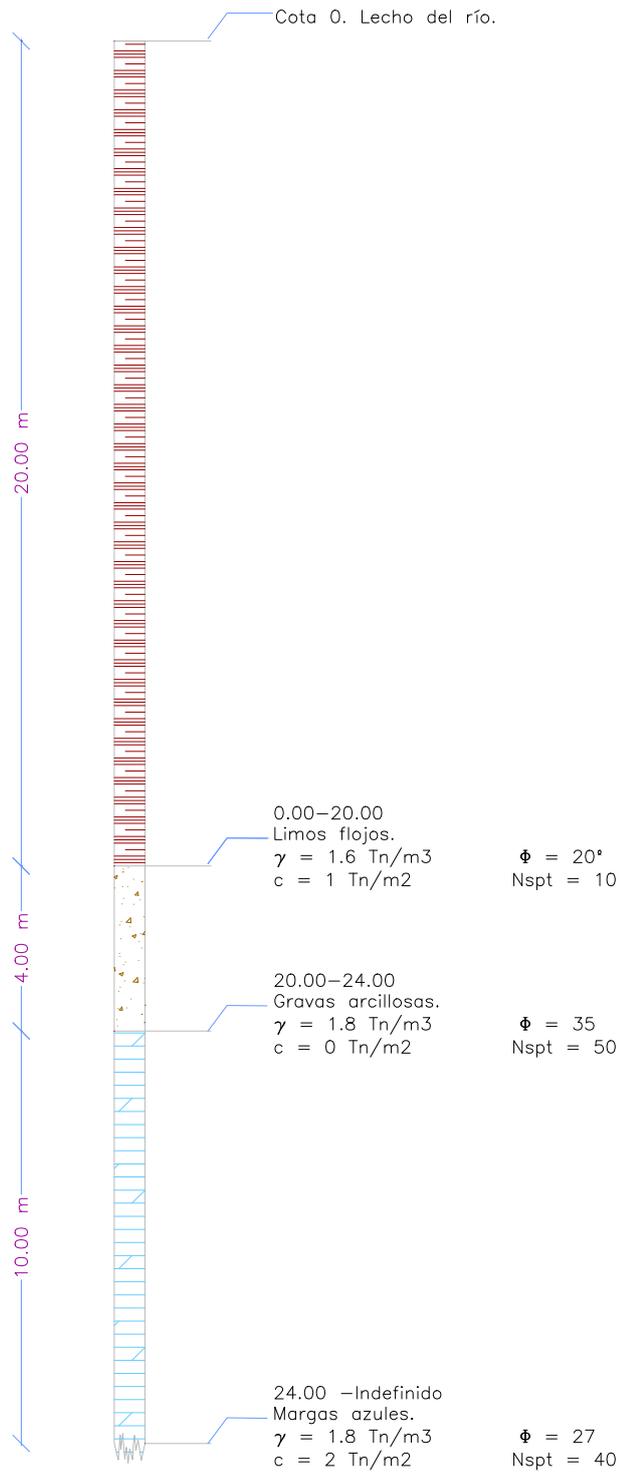
7.4.- DIMENSIONAMIENTO DEL PILOTE.

Comenzaremos predimensionando el diámetro del pilote. Puesto que se ejecutará en presencia de nivel freático, las recomendaciones nos hablan de tensiones unitarias de 300 Tn/m^2 , con lo que se puede establecer el diámetro fácilmente, sabiendo que el elemento transmite una carga vertical de 373 Tn . Efectivamente:

$$A = \frac{373Tn}{300Tn/m^2} = 1.243m^2$$

$$A = \frac{\Pi * D^2}{4} = 1.243 \Rightarrow D = 1.25m$$

COLUMNA ESTRATIGRÁFICA PROPUESTA PARA CÁLCULO DE ACUEDUCTO EN RÍO TINTO



Una vez adoptado el diámetro se considera el tope estructural del elemento. Dicho tope estructural o máxima carga a aplicar sobre un pilote puede obtenerse por:

$$T_e = \alpha * f_{yk} * S_a + \beta * f_{ck} * S_h + \chi * f'_{yk} * S_c$$

Tipo de pilote	4	Hormigonado in situ con camisa perdida
Diámetro (m)	1,25	
Espesor de la camisa (cm)	0,9	
α	β	χ
0,4	0,25	0,35
f_{yk} (kp/cm ²)	3500	
f_{ck} (kp/cm ²)	225	
f'_{yk} (kp/cm ²)	4000	
S_a (m ²)	0,00920388	
S_h (m ²)	1,22718463	
S_c (m ²)	0,03508845	

Tope Estructural

Te = 1310384,02kp

Te = 1310,38 Tn

Luego, como vemos, el tope estructural es muy superior a las cargas a las que se verá sometido el elemento.

A continuación se pasa al cálculo de la carga de hundimiento del pilote, considerando los tres tipos de terrenos identificados. Para ello, y como ya se ha apuntado, se aplicará el método de los penetrómetros a las dos primeras capas. Para ello se debe utilizar la siguiente fórmula:

$$Pilotes_perforados \quad Q_h(Tn) = 12 * N * A_p + \left(\frac{\bar{N}}{10} + 2\right) * A_f$$

En estas dos capas no se tiene en cuenta la resistencia por punta, como es lógico, así, la contribución por fuste de la capa de limos será:

$$A_f = \Pi * D * L = \Pi * 1.25 * 15 = 58.9m^2$$

$$Q_f(Tn) = \left(\frac{\bar{N}}{10} + 2\right) * A_f = \left(\frac{10}{10} + 2\right) * A_f = 3 * A_f = 3 * 58.9 = 176.7Tn$$

$$Q_{ad} = \frac{Q_h}{F} = \frac{176.7}{3} \approx 60Tn$$

Cabe destacar varios aspectos. Como se puede ver, en la longitud de la capa hemos considerado 15 metros, en previsión de socavación de los 5 primeros por efecto de las avenidas. La resistencia unitaria por fuste es menor que el máximo recomendado por la experiencia, por lo que se mantiene. Se adopta un coeficiente de seguridad de 3, que es el mínimo que establecemos para esta metodología de cálculo.

Ahora se realiza el cálculo para la capa de gravas, también por el método de los penetrómetros, y nuevamente sin considerar la punta. Así,

$$A_f = \Pi * D * L = \Pi * 1.25 * 4 = 15.7m^2$$

$$Q_f (Tn) = \left(\frac{\bar{N}}{10} + 2\right) * A_f = \left(\frac{50}{10} + 2\right) * A_f = (7 * A_f) = 5 * A_f = 5 * 15.7 = 78.5Tn$$

$$Q_{ad} = \frac{Q_h}{F} = \frac{78.5}{3} \approx 26Tn$$

En este caso hemos obtenido una resistencia unitaria por cálculo de 7 Tn/m², que es mayor que las 5 Tn/m² consideradas como cota superior para este material, por lo que reducimos su valor hasta éste. Igualmente, el coeficiente de seguridad se estima en 3.

La contribución por fuste de ambas capas está lejos de las 373 Tn, por lo que, como era de esperar, debemos empotrarnos en la capa de margas. El procedimiento de cálculo ahora es el de los suelos de transición, comentado en la introducción teórica. Por la adopción de los parámetros geotécnicos que se ha elegido, es aconsejable tomar como coeficiente de seguridad para la carga admisible un valor de 2.5.

La formulación a adoptar para la carga de hundimiento es la siguiente:

$$Q_h = A_p * r_p + A_f * r_f = (\sigma'_o * N_q + C' * N_{cp}) * A_p + K_s * \bar{\sigma}_o * tg \delta * A_f$$

siendo:

σ'_o = tensión efectiva vertical al nivel de la punta del pilote.

$\bar{\sigma}_o$ = tensión efectiva media a lo largo de l pilote.

C' es la cohesión medida en efectivas en el material de la punta del pilote = 2 Tn/m².

N_q y N_{cp} toman los siguientes valores, siendo el ángulo de rozamiento interno a considerar el del terreno en la punta del pilote.

Φ	0	10	15	20	27	30	33	36
N _q	1	3	5	9	20	30	50	80

Φ	0	5	10	15	20	25
N _{cp}	9	12	16	22	30	40

En el caso de pilote perforado $K_s \cdot tg \delta$ se interpolaba de la tabla presentada en la introducción, siendo para este caso de 0.22, ya que es un pilote largo.

Para el cálculo de la tensión efectiva vertical nos remitimos a las consideraciones iniciales, donde consideraremos que crece linealmente hasta 15 veces el diámetro, esto es, 18.75 metros. A este valor le sumamos los cinco metros que despreciamos por posible socavación del lecho del río, resultando de 23.75 metros, es decir, que la tensión vertical efectiva aumentará linealmente hasta el contacto de la capa de gravas y margas. Pasemos ahora a su evaluación:

$$\sigma'_o = 0.6 \text{ Tn/m}^3 \cdot 15 \text{ m} + 0.8 \text{ Tn/m}^3 \cdot 4 \text{ m} = 12.2 \text{ Tn/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_o = 0.6 \text{ Tn/m}^3 \cdot 7.5 \text{ m} + 0.8 \text{ Tn/m}^3 \cdot 2 \text{ m} = 6.1 \text{ Tn/m}^2$$

Ya estamos en condiciones de entrar con valores en la fórmula, puesto que todas las variables son conocidas, resultando:

$$Q_h = A_p \cdot r_p + A_f \cdot r_f = (\sigma'_o \cdot N_q + C' \cdot N_{cp}) \cdot A_p + K_s \cdot \bar{\sigma}_o \cdot tg \delta \cdot A_f$$

$$Q_h = (12.2 \cdot 20 + 2 \cdot 40) \cdot 1.22 + 0.22 \cdot 6.1 \cdot 3.9 \cdot L = 395.28 + 5.23 \cdot L$$

$$A_f = \Pi \cdot D \cdot L = \Pi \cdot 1.25 \cdot L = 3.9 \text{ Lm}^2$$

Como vemos, la carga de hundimiento resulta función del empotramiento en la capa de margas. Su determinación es inmediata, puesto que la carga admisible de la capa de margas ha de ser $373-60-26 = 287 \text{ Tn}$. Como el coeficiente de seguridad adoptado en esta capa es de 2.5, la carga de hundimiento será:

$$Q_{ad} = 287 = \frac{Q_h}{F} = \frac{Q_h}{2.5} \Rightarrow Q_h = 717.5 \text{ Tn}$$

$$Q_h = (12.2 \cdot 20 + 2 \cdot 40) \cdot 1.22 + 0.22 \cdot 6.1 \cdot 3.9 \cdot L = 395.28 + 5.23 \cdot L = 717.5 \Rightarrow$$

$$L = \frac{717.5 - 395.28}{5.23} = 61.6 \text{ m!!!}$$

Como vemos, este resultado es inadmisibles, por lo que obliga a recalcular el pilote con un nuevo diámetro. Pasemos al siguiente diámetro comercial, pilote de 1500 repitiendo todo el proceso geotécnico.

La contribución por fuste de la capa de limos será:

$$A_f = \Pi * D * L = \Pi * 1.5 * 15 = 70.68m^2$$

$$Q_f (Tn) = \left(\frac{\bar{N}}{10} + 2\right) * A_f = \left(\frac{10}{10} + 2\right) * A_f = 3 * A_f = 3 * 70.7 = 212Tn$$

$$Q_{ad} = \frac{Q_h}{F} = \frac{212}{3} \approx 70.7Tn$$

Cabe destacar varios aspectos. Como se puede ver, en la longitud de la capa hemos considerado 15 metros, en previsión de socavación de los 5 primeros por efecto de las avenidas. La resistencia unitaria por fuste es menor que el máximo recomendado por la experiencia, por lo que se mantiene. Se adopta un coeficiente de seguridad de 3, que es el mínimo que establecemos para esta metodología de cálculo.

Ahora se realiza el cálculo para la capa de gravas, también por el método de los penetrómetros, y nuevamente sin considerar la punta. Así,

$$A_f = \Pi * D * L = \Pi * 1.5 * 4 = 18.84m^2$$

$$Q_f (Tn) = \left(\frac{\bar{N}}{10} + 2\right) * A_f = \left(\frac{50}{10} + 2\right) * A_f = (7 * A_f) = 5 * A_f = 5 * 18.84 = 94.24Tn$$

$$Q_{ad} = \frac{Q_h}{F} = \frac{94.24}{3} \approx 31.5Tn$$

En este caso hemos obtenido una resistencia unitaria por cálculo de 7 Tn/m², que es mayor que las 5 Tn/m² consideradas como cota superior para este material, por lo que reducimos su valor hasta éste. Igualmente, el coeficiente de seguridad se estima en 3.

La contribución por fuste de ambas capas está lejos de las 373 Tn, por lo que, como era de esperar, debemos empotrarnos en la capa de margas. El procedimiento de cálculo ahora es el de los suelos de transición, comentado en la introducción teórica. Por la adopción de los parámetros geotécnicos que se ha elegido, es aconsejable tomar como coeficiente de seguridad para la carga admisible una valor de 2.5.

La formulación a adoptar para la carga de hundimiento es la siguiente:

$$Q_h = A_p * r_p + A_f * r_f = (\sigma'_o * N_q + C' * N_{cp}) * A_p + K_s * \bar{\sigma}_o * tg \delta * A_f$$

siendo:

σ'_o = tensión efectiva vertical al nivel de la punta del pilote.

$\bar{\sigma}_o$ = tensión efectiva media a lo largo de l pilote.

C´ es la cohesión medida en efectivas en el material de la punta del pilote = 2 Tn/m².

N_q y N_{cp} toman los siguientes valores, siendo el ángulo de rozamiento interno a considerar el del terreno en la punta del pilote.

Φ	0	10	15	20	27	30	33	36
N_q	1	3	5	9	20	30	50	80

Φ	0	5	10	15	20	25
N_{cp}	9	12	16	22	30	40

En el caso de pilote perforado $K_s \cdot \text{tg} \delta$ se interpolaba de la tabla presentada en la introducción, siendo para este caso de 0.22, ya que es un pilote largo.

Para el cálculo de la tensión efectiva vertical nos remitimos a las consideraciones iniciales, donde consideraremos que crece linealmente hasta 15 veces el diámetro, esto es, 18.75 metros. A este valor le sumamos los cinco metros que despreciamos por posible socavación del lecho del río, resultando de 23.75 metros, es decir, que la tensión vertical efectiva aumentará linealmente hasta el contacto de la capa de gravas y margas. Pasemos ahora a su evaluación:

$$\sigma'_o = 0.6 \text{ Tn/m}^3 \cdot 15 \text{ m} + 0.8 \text{ Tn/m}^3 \cdot 4 \text{ m} = 12.2 \text{ Tn/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_o = 0.6 \text{ Tn/m}^3 \cdot 7.5 \text{ m} + 0.8 \text{ Tn/m}^3 \cdot 2 \text{ m} = 6.1 \text{ Tn/m}^2$$

Ya estamos en condiciones de entrar con valores en la fórmula, puesto que todas las variables son conocidas, resultando:

$$Q_h = A_p \cdot r_p + A_f \cdot r_f = (\sigma'_o \cdot N_q + C' \cdot N_{cp}) \cdot A_p + K_s \cdot \bar{\sigma}_o \cdot \text{tg} \delta \cdot A_f$$

$$Q_h = (12.2 \cdot 20 + 2 \cdot 40) \cdot 1.767 + 0.22 \cdot 6.1 \cdot 4.71 \cdot L = 572.5 + 6.32 \cdot L$$

$$A_f = \Pi \cdot D \cdot L = \Pi \cdot 1.5 \cdot L = 4.71 L m^2$$

Como vemos, la carga de hundimiento resulta función del empotramiento en la capa de margas. Su determinación es inmediata, puesto que la carga admisible de la capa de margas ha de ser $373 - 70.7 - 31.5 = 270.8 \text{ Tn}$. Como el coeficiente de seguridad adoptado en esta capa es de 2.5, la carga de hundimiento será:

$$Q_{ad} = 270.8 = \frac{Q_h}{F} = \frac{Q_h}{2.5} \Rightarrow Q_h = 677 \text{ Tn}$$

$$Q_h = (12.2 \cdot 20 + 2 \cdot 40) \cdot 1.767 + 0.22 \cdot 6.1 \cdot 4.71 \cdot L = 572.5 + 6.32 \cdot L = 677 \Rightarrow$$

$$L = \frac{677 - 572.5}{6.32} = 16 \text{ m}$$

Con ello resultaría un pilote de 40 metros de profundidad, contando los 5 metros de posible socavación, lo que supone una profundidad importante. Obviamente, cumple la condición de empotramiento en margas para movilizar toda la resistencia por punta, que es de 8 diámetros

Ante esto se plantean varias soluciones, pasar a un diámetro que se sale de los comerciales, por ejemplo, es seguro que con un diámetro de 1.8 metros nos cumpliría, teniendo entonces una longitud de empotramiento en margas de 14.5 metros, y una longitud total de 38.5 metros, que también es prácticamente igual. O bien se podrían reducir los coeficientes de seguridad, lo cual no es prudente dado los procedimientos de cálculo empíricos, siendo necesario entonces una prueba de carga al pilote, lo cual es costoso.

La solución más viable consistiría en formar un grupo de dos pilotes, para lo cual tanteamos la solución de dos pilotes de 1250 mm de diámetro.

Para ello, los pilotes se separarán 3 veces el diámetro, es decir, 3.75 metros, debiéndose aplicar un factor de reducción de la carga de hundimiento por el efecto grupo, de valor 0.7, según recomendaciones de Rodríguez Ortiz. Así, la carga admisible por fuste en las capas de limos y de gravas será, como vimos anteriormente:

$$Q_{ad} = (60 + 26) * 2 * 0.7 = 120.4 \text{ Tn}$$

Por lo que la carga admisible en la capa de margas ha de ser $373 - 120.4 = 252.6 \text{ Tn}$ y pasamos a calcular ahora la longitud mínima necesaria.

$$Q_{ad} = 252.6 = \frac{Q_h}{F} = \frac{Q_h}{2.5} \Rightarrow Q_h = 631.5 \text{ Tn}$$

$$Q_h = ((12.2 * 20 + 2 * 40) * 1.22 + 0.22 * 6.1 * 3.9 * L) * 2 * 0.7 = (395.28 + 5.23 * L) * 1.4 = 717.5 \Rightarrow$$

$$L = \frac{631.5 - 553.39}{7.32} = 11 \text{ m}$$

Así pues, la longitud de los pilotes sería de 35 metros, considerando los cinco metros de socavación, lo cual nos cumple también por consideraciones de empotramiento de la punta, que serían los 8 diámetros, a sea, 10 metros.

Resumiendo, las dos alternativas más viables a elegir serían

1. Pilote único de 1500 con 40 metros de profundidad.
2. Grupo de dos pilotes de 1250 a 35 metros de profundidad separados 3.75 metros

7.5.- DIMENSIONAMIENTO CON MICROPILOTES.

En este problema, y según se han definido los esfuerzos de la pila, los micropilotes trabajarán sólo a compresión. Para el dimensionamiento de los mismos seguimos la metodología propuesta por Bustamante.

El primer paso es la definición y elección del micropilote. En principio se elige el micro 150/90/7, lo cual supone una perforación de 150 mm, una armadura tubular de 90 mm de diámetro exterior y 7 mm de espesor.

En segundo lugar se realiza el cálculo del tope estructural, que se puede aproximar tomando un coeficiente de seguridad de 2 en el límite elástico del acero, ya que sólo existen compresiones. Recuérdese que en caso de estar sometido a tracción, este coeficiente se aumentará hasta 2.5 para evitar la microfisuración de la lechada. Por tanto, el tope estructural es:

$$TE = \sigma_e [kp/cm^2] / 2 * \Pi * (D * e - e^2) [cm^2] = 5000 / 2 * \Pi * (9 * 0.7 - 0.7^2) = 2500 * 18.25 = 45.63 \text{ Tn}$$

Con ello, el número de micropilotes a disponer será $373 / 45.63 = 8.17 = 9$ micros. Dado que estamos muy cerca de reducir un micro, sería aconsejable colocar una barra corrugada en el centro del micropilote a fin de aumentar la sección de acero, y por tanto, el tope estructural. Si colocamos un redondo de 16 mm en el interior del tubo tenemos ahora que el tope estructural es

$$TE = 2500 * (18.25 + 2) = 50.5 \text{ Tn}$$

Siendo ahora el número de micros totales de $373 / 50.5 = 8$ micros. Ahora se realiza el cálculo geotécnico con la formulación de Bustamante, que como ya ha quedado reflejada con anterioridad, mantiene que la capacidad de carga final Q_L para un micropilote bajo carga a compresión se define como:

$$Q_L = Q_{P_L} + Q_{S_L}$$

Donde:

Q_{P_L} : Resistencia por la punta

Q_{S_L} : Resistencia por el fuste

Para un micropilote, como el arriba indicado, la resistencia por el fuste viene dada por la siguiente ecuación:

$$Q_{S_L} = \pi * D_s * L_s * q_s$$

Donde:

D_s es el diámetro eficaz de sellado del bulbo y de valor:

$$D_s = \alpha D_d$$

Siendo α un coeficiente que depende del tipo de suelo y de la inyección considerada en el micropilote, el cual viene reflejado en las tablas de la introducción.

Para el cálculo se ha de tener en cuenta que los cinco primeros metros no han de ser considerados por efecto de la socavación. Consideramos que realizamos el IGU en estos primeros 5 metros y se despreciarán, como se ha comentado. El resto de la inyección se hará con IRS.

Como se puede ver en los listados que se acompañan, sería necesario profundizar 9 metros medidos desde el lecho del río, despreciando los primeros cinco y realizando los cuatro restantes con inyección repetitiva y selectiva.

**Calculo para Micropilotes Inyectados
Metodo de Bustamante
Micropilote 150/90/7**

Entrada de datos:

Columna estratigráfica

Material	cotas (m.)		N
	de	hasta	
Limos flojos	0	5	10
Limos flojos	5	9	50

Definición de modelo de cálculo

Material	Elección
Limos flojos	
Limos flojos	AL1

	Elección	
	IRS	IGU
Arena+grava	SG1	SG2
Arcilla+limo	AL1	AL2
Creta+marga margo-calc.	MC1	MC2
Roca alt. y fragment.	R1	R2

Elección del micropilote tipo

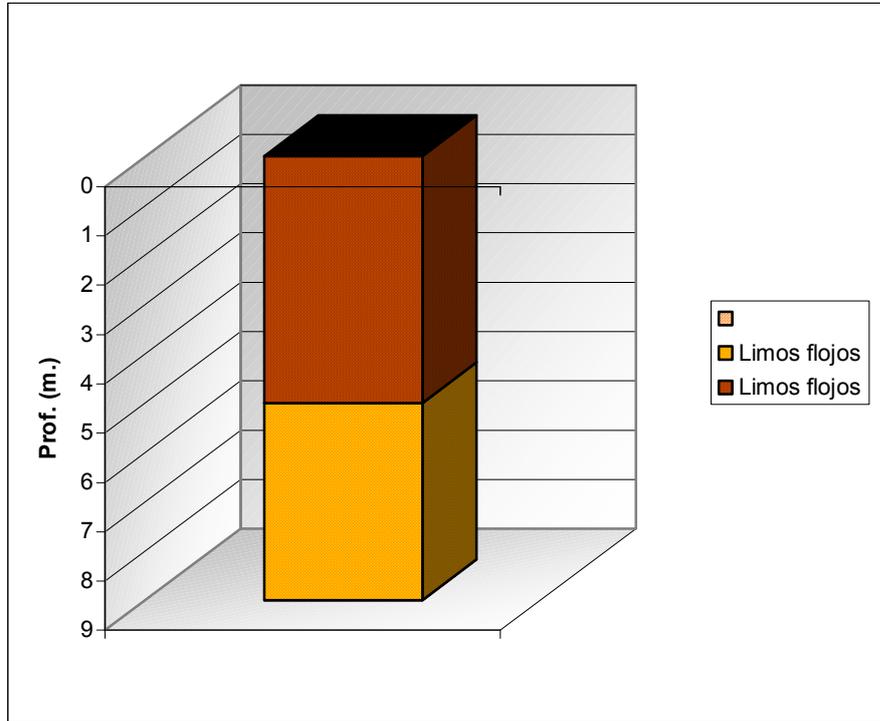
Micropilote Tipo
90/7

Diámetro
150

Tipos		
Micropilote	Diam.perfor.	Capacidad
73/5	125 mm	26 Tn
90/7	150 mm	45 Tn
114/7	150 mm	60 Tn
114/9	150 mm	80 Tn
200/13	250 mm	190 Tn
250/15	300 mm	275 Tn

Modelo estratigráfico:

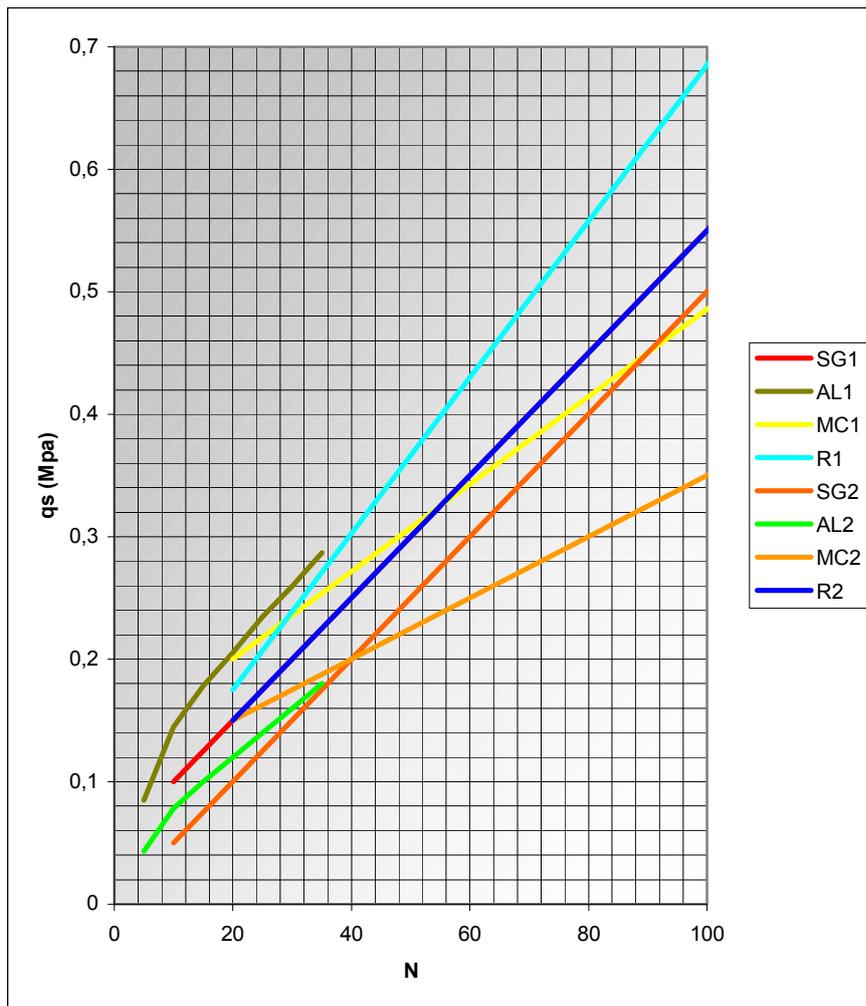
Material	cotas (m.)	
	de	hasta
Limos flojos	0	5
Limos flojos	5	9
	0	0



Cálculo:

Obtención fricción lateral unitaria (qs)

Material	qs
Limos flojos	0,00 kg/cm ²
Limos flojos	3,60 kg/cm ²
	0,00 kg/cm ²



Obtención coeficiente alfa de mayoración

Material	Coef.
Limos flojos	0,00
Limos flojos	1,60
	0,00

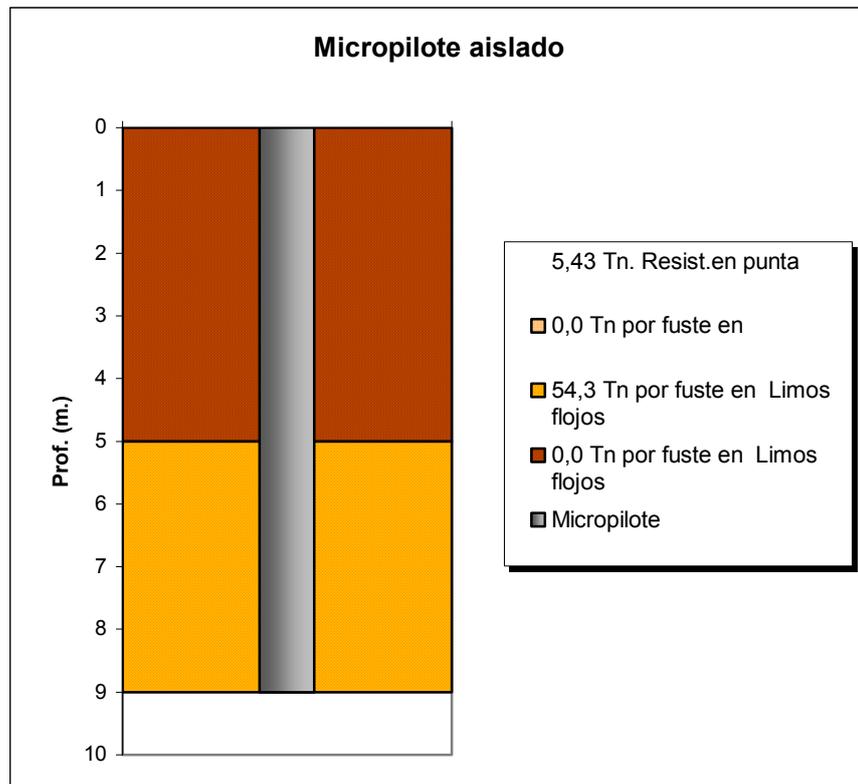
Obtención de Tracciones límites

	cotas (m.)		Potencia (m.)	N	Modelo cálculo
	de	hasta			
Limos flojos	0	5	5	10	
Limos flojos	5	9	4	50	AL1
	0	0	0	0	

	qs (kg/cm ²)	Coef de mayción	Micropilote	Diam.perfor. (mm.)	Capacidad (Tn)
Limos flojos	0,00	0,00	90/7	150	45
Limos flojos	3,60	1,60			
	0,00	0,00			

Factor seguridad = 2			F.S.=3
Tracción Tn	Tracción		Resistencia en punta
Limos flojos	0,00	Tn/m.l. De sellado	5,43 Tn
Limos flojos	54,26	13,56 Tn/m.l. De sellado	
	0,00	Tn/m.l. De sellado	

Carga límite a Compresión	59,69 Tn
Carga límite a Tracción	54,26 Tn



BIBLIOGRAFÍA

1. A. Benslimane, I. Juran and D. A. Bruce (1997). "Group and Network Effect in Micropile Design Practice". XIV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. . Hamburg, Volume 2. pp. 767-770.
2. Arenas, C. (1999). " El Nuevo Método Austriaco con Micropilotes, Anclajes y Bulones Autoperforantes Ischebeck Titan". Ingeopres, N°72. pp. 88-92
3. ASCE Geotechnical Special Publication No. 69 (1997). "Ground Improvement, Ground Reinforcement, Ground Treatment Development 1987 - 1997". Edited by R. Schaefer.
4. ASTM-D1143-81, 1981. "Method of Testing Piles Under Static Axial Compressive Load," Section 04, Vol. 04.08.
5. Bruce, D. A., 1989. "American Developments in the Use of Small Diameter INSERTS as Piles and In Situ Reinforcement," DFI Int. Conf. on Piling and Deep Foundations, May 15-18, London, 12 pp.
6. Bruce, D. A., 1994. "Small Diameter Cast-in-Place Elements for Load Bearing and In Situ Earth Reinforcement," in Ground Control and Improvement by P. P. Xanthakos, L. W. Abramson, and D. A. Bruce. John Wiley and Sons. Chapter 6. pp. 406-492.
7. Bruce, D. A., DiMillio, A. F. and Juran, I., 1995a. "Introduction to Micropiles: An International Perspective," Foundation Upgrading and Repair for Infrastructure Improvement, ASCE, New York, NY.
8. Bruce, D. A., DiMillio, A. F., and Juran, I., 1995b. "Primer on Micropiles," Civil Engineering, Vol. 65, No 12, December, pp 51-54.
9. Bruce, D. A., 1997. "Chapter on Micropiles," Ground Improvement, reinforcement, and Treatment: A Twenty Year Update and a Vision for the 21st Century, ASCE, Ground Reinforcement Committee.
10. Bunling, S. and Robinson, S. A. (1987). Bored Piles - Design And Testing. Proceedings of Singapore Mass Rapid Transit Conference, 155-175. Singapore.
11. Bustamante, M. and Doix, B., 1985. "Une Méthode pour le Calcul des Tirants et des Micropieux Injectés," Bull. liaison laboratoire Ponts et Chaussées, 140, nov-déc, p. 75-92.
12. Chan, S F. and Ting, W. H. (1996). Micropiles. 12th Southeast Asian Geotechnical Conference, 93-99. Kuala Lumpur, Malaysia.
13. Chang, M. F. and Broms, B. B. (1991). Design of Bored Piles In Residual Soils Based On Field-Performance Data. Canadian Geotechnical Journal, 200-209. Vol. 28.
14. Coyle, H. M. and Reese, L. C. (1966). Load Transfer For Axially Loaded Piles In Clay. Journal Of The Soil Mechanics And Foundation Division, ASCE, Vol. 92, No. SM2, 1-26.
15. Ellis, I., 1985, "Piling for Underpinning," Symposium on Building Appraisal, Maintenance and Preservation, at University of Bath, Bath. p.88-96

16. Ellis, I. W., 1990. "Mini Pile Underpinning," in The Maintenance of Brick and Stone Masonry Structures, London-New York: E. & F. N., first edition.
17. Finno, R.J and Orozco Perdomo, C. September 1997. "Evaluation of Compaction Grouted Minipiles at the Northwestern University National Geotechnical Experimentation Site". Department of Civil Engineering Northwestern University.
18. Gouvenot, D., 1973. "Essais en France et à l' Étranger sur le Frottement Latéral en Fondation: Amélioration par Injection," Travaux, 464, Paris, Nov.
19. Hayward Baker publication, Minipile, 1996.
20. Hernández del Pozo, J.C. et al, 2002. "Cimentaciones Profundas. Procedimientos de Ejecución y Cálculo". Área de Ingeniería de la Construcción. Área de Ingeniería del Terreno. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Granada.
21. Hernández del Pozo, J.C. et al, 2002. "Micropilotes Inyectados". Área de Ingeniería del Terreno. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Granada.
22. Juran, A. Benslimane and D. A. Bruce (1996). Slope Stabilization by Micropile Ground Reinforcement ". International Symposium on Landslides, Trondheim, Norway.
23. Koreck, H. W., 1978. "Small Diameter Bored Injection Piles," Ground Engineering, Vol. 11, No. 4, pp. 14-29.
24. Littlejohn, G. S., 1970. "Soil Anchors," Ground Engineering Conf., Institution of Civil Engineers, London, pp. 33-44.
25. Lizzi, F., 1982. "Reticulated Root Piles to Correct Landslides," ASCE Conf., Chicago, Ill., October.
26. Lizzi, F., 1993. " 'Pali Radice' Structures," in Underpinning and Retention. Edited by S. Thorburn and G. S. Littlejohn. Published by Blackie Academic and Professional. pp. 84-156
27. Mascardi, C. A., 1982, "Design Criteria and Performance of Micropiles," Symposium on Soil and Rock Improvement Techniques including Geotextiles, Reinforced Earth and Modern Piling Methods. December, Bangkok, Paper D-3.
28. Neoh, C. A. (1996). Performance of Slender Micropiles Socketed In Limestone Bedrock. 12th Southeast Asian Geotechnical Conference, 493-501. Kuala Lumpur, Malaysia.
29. Pells. P. J. N. and Rov, e, R. K. (1983). A Design Method For Rock Socketed Piles. 5~ ISRM Congress, 14-29. Melbourne, Australia.
30. Tan, T. S. (1986). The Use Of Small Diameter Piles As A Solution To Foundation Problems In Limestone Areas. IEM-JSSMFE Joint Symposium on Geotechnical Problem, 123-137. Kuala Lumpur, Malaysia.
31. Thirteenth Southeast Asian Geotechnical Conference, 16-20 November, 1998, Taipei, Taiwan, ROC Design, Installation and Performance of Micropiles in Kuala Lumpur

- Area, Malaysia S.S. GUE SSP Geotechnics Sdn. Bhd., Malaysia S.S. LIEW SSP Geotechnics Sdn. Bhd., Malaysia
32. Toh, C. T., Col, T. A., Chiu, H. K, Chee, S. K. and Ting, W. H. (1990). Design Parameters For Bored Piles In A Weathered Sedimentary Formation. 12th ICSMFE, 1073-1078. Rio De Janeiro.
 33. Troughton, V. M. and Stocker, M. (1996). Base And Shaft Grouted Piles. Proc. Instn. Civ. Engrs., Geotech. Engng, 119, July, 180-192. Informal Discussion.
 34. Warner, J., 1982. "Compaction Grouting the First Thirty Years," Grouting in Geotechnical Engineering, ASCE, New Orleans, LA, February, pp. 694-707.
 35. Weltman, A. (1981). A Review Of Micro Pile Types. Ground Engineering, May, 43-49.
 36. Woods, R. 1. And Barkhordari, K. (1997). Load Transfer Mechanism In Ground Anchorage. Numerical Model In Geomechanics, 629-634. Balkema.