

**EXCMO. CONCELLO DE VIGO
SERVICIO DE PATRIMONIO HISTÓRICO**



ESTUDIO GEOTÉCNICO

Obra: REHABILITACIÓN DE LA “CASA DO PATÍN”

Situación: RÚA SAN MIGUEL Nº 2-4-6, RÚA ALFOLÍES Nº 10 – BOUZAS – VIGO
(PONTEVEDRA)

Fecha: MARZO/2014

Clave: SE-027/14

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.	Pág-2
2. TRABAJOS REALIZADOS.	Pág-3
3. GEOLOGÍA DE LA ZONA.	Pág-10
4. DESCRIPCIÓN Y CARACTERIZACIÓN DEL SUBSUELO.	Pág-11
4.1 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL TERRENO.	Pág-11
4.2 HIDROGEOLOGÍA.	Pág-13
4.3 ACCIONES SÍSMICAS.	Pág-14
4.4 AGRESIVIDAD DEL MEDIO.	Pág-16
4.5 EXPANSIVIDAD DEL TERRENO.	Pág-16
4.6 EXCAVACIÓN Y CONTENCIÓNES.	Pág-16
5. TENSIONES ADMISIBLES. CONDICIONES DE CIMENTACIÓN.	Pág-18
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	Pág-19
7. ANEXOS:	
7.1 PLANO DE SITUACIÓN GENERAL DE LA PARCELA Y DESLINDE.	
7.2 PLANO GENERAL DE LOCALIZACIÓN DE LAS PROSPECCIONES REALIZADAS.	
7.3 MAPA GEOLÓGICO NACIONAL Y ENCUADRE DE LA ZONA DE ESTUDIO.	
7.4 CALICATAS DE RECONOCIMIENTO SUPERFICIAL.	
7.5 COLUMNA LITOLÓGICA DEL SONDEO A ROTACIÓN.	
7.6 RESULTADO DE LOS ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA CONTINUA.	
7.7 ENSAYOS DE LABORATORIO.	
7.8 PERFIL GEOTÉCNICO.	
7.9 CÁLCULOS Y EVALUACIÓN DE TENSIONES ADMISIBLES Y ASIENTOS.	
7.10 REPORTAJE FOTOGRÁFICO.	

RECONOCIMIENTO GEOTÉCNICO PARA PROYECTO DE REHABILITACIÓN DE LA “CASA DO PATÍN” EN BOUZAS – VIGO (PONTEVEDRA)

1. INTRODUCCIÓN

El presente estudio fue realizado a solicitud del **EXCMO. CONCELLO DE VIGO – SERVICIO DE PATRIMONIO HISTÓRICO** y comprende el Reconocimiento Geotécnico realizado por GALAICONTROL, S.L., en una parcela situada entre las calles San Miguel, nº 2-4-6, Alfolíes nº 10 y Eduardo Cabello nº 43A; en el barrio de Bouzas, en la ciudad de Vigo (Pontevedra).

En dicha parcela con una superficie de 305 m² aproximadamente, existen unos muros de piedra en situación de ruina de unas antiguas edificaciones provistas de planta baja y primera planta, denominada “Casa do Patín”. Como actuación se tiene previsto la rehabilitación de estas edificaciones como equipamiento social y cultural, provista de planta baja y primera planta, sobre un terreno prácticamente llano. El objeto de este estudio está encaminado a obtener la siguiente información:

- Condiciones de los diferentes niveles que constituyen el subsuelo de la zona donde se prevé la rehabilitación de la estructura proyectada.
- Determinación de las características geotécnicas de los diferentes niveles; identificación, propiedades de estado y parámetros resistentes.
- Determinación y localización del nivel freático en la zona estudiada.
- Como consecuencia de los estudios definidos en los apartados anteriores, fijar criterios acerca de las condiciones de cimentación, de contención, excavación y drenaje de la estructura proyectada.

En el anexo 7.1 se puede observar el emplazamiento de la obra proyectada.

2. TRABAJOS REALIZADOS

La presente investigación se desarrolló de acuerdo a los requerimientos solicitados y abarcó el reconocimiento superficial de las características geológicas del emplazamiento, que se complementó con la información geológica y cartográfica disponible sobre la zona y la realización de los oportunos ensayos geotécnicos. Los objetivos previstos fueron la determinación de las características lito-estructurales de la parcela y evaluación de la capacidad portante de los materiales y sus condiciones de estabilidad. Se han realizado los siguientes trabajos:

- 2.1 Reconocimiento superficial del solar.
- 2.2 Realización de un sondeo a rotación con recuperación de testigo.
- 2.3 Realización de tres calicatas de reconocimiento superficial.
- 2.4 Realización de tres ensayos de penetración dinámica continua.
- 2.5 Realización de ensayos de laboratorio.

Con el fin de poder identificar, caracterizar y determinar las aptitudes como cimiento de los materiales constituyentes del terreno.

2.1. RECONOCIMIENTO SUPERFICIAL DEL SOLAR.

Como primera fase del estudio se llevó a cabo un reconocimiento superficial del solar, con la finalidad de estudiar las características regionales del terreno. Se reconocen aspectos relativos a la litología, geomorfología de la parcela, pendientes, hidrogeología y geografía en general, así como edificaciones medianeras a fin de estudiar las posibles afecciones que se puedan originar.

Así mismo, se analizó el Mapa Geológico de España (IGME), escala 1: 50.000 y el mapa geotécnico y de riesgos geológicos de la ciudad de Vigo, escala 1:25.000, donde se pueden observar las diferentes zonas geotécnicas y su incidencia constructiva, con la intención de recopilar información básica sobre la zona de estudio.

2.2. SONDEOS GEOTÉCNICOS.

Se realizó un sondeo geotécnico de reconocimiento vertical, que se identificó como sondeo "S-1", cuyo inicio se sitúa a nivel de la Rúa San Miguel; con la intención de estudiar las características del terreno en profundidad.

Este sondeo se realizó mediante técnicas de perforación con recuperación continua de testigo. Los sondeos se perforaron con un diámetro de 101 o 86 milímetros, utilizando batería sencilla (perforación en seco) y batería triple o doble (con adición de agua) y corona de widia o diamante según su resistencia. Se puede ver su ubicación en la planta de localización de las prospecciones. Los testigos recuperados se colocaron en cajas de PVC debidamente organizadas, para su examen posterior. Los trabajos de campo se realizaron el día 12 de Marzo de 2014.

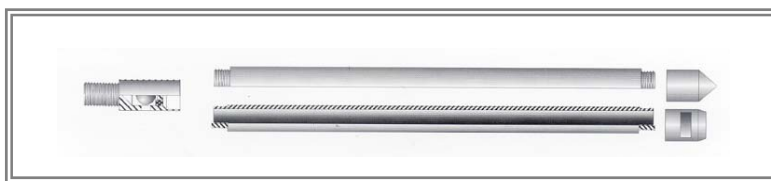
El sondeo realizado indica la presencia de un terreno en superficie correspondiente con un relleno antrópico, formado por arenas limosas y limos arenosos sueltos de color oscuro, junto con restos de escombros (maderas, ladrillos, tejas, etc.) y gravas o bloques de roca de tamaños heterogéneos. Se trata de un nivel de escasa compacidad, utilizado en su día para la formación de explanada y urbanización de la zona, con un espesor de 1,80 metros. Bajo éste, se identificaron unas arenas fangosas de color negro pasando unas arenas de color grisáceo con fragmentos de conchas y un nivel basal de gravas cuarcíticas subredondeadas. Se trata de materiales en proceso de consolidación, de compacidad muy floja y significativo contenido en materia orgánica, con un espesor de 2,70 metros. A continuación se observó la existencia de un sustrato rocoso de naturaleza gneisica de color pardo y grisáceo, alterado en G.M. IV, intensamente fracturado, con un espesor de 1,90 metros. Finalmente se identificó un sustrato de naturaleza gnéisica de color grisáceo, alterado en G.M. III, moderadamente fracturado, con intercalaciones de naturaleza granítica, con un espesor de 3,60 metros.

Una vez finalizado el sondeo y siendo entubado; el día 12 de Marzo de 2014 se realizó una medición de la posición del nivel freático, localizándose a cota -1,20 metros respecto la cota de inicio del sondeo.

En el anexo 7.5 se muestra la columna litológica del sondeo y las correspondientes fotografías de localización y materiales perforados.

2.3. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT).

Se realizaron dos ensayos adicionales de N_{SPT} , con objeto de estimar la capacidad portante del terreno así como la compacidad de los niveles atravesados. Para la realización de este ensayo se utiliza un tomamuestras bipartito estándar que se hince en el terreno mediante golpeo de una maza situada en la máquina del sondeo y cuyo dibujo se muestra a continuación:



Tomamuestras bipartito estándar (SPT)

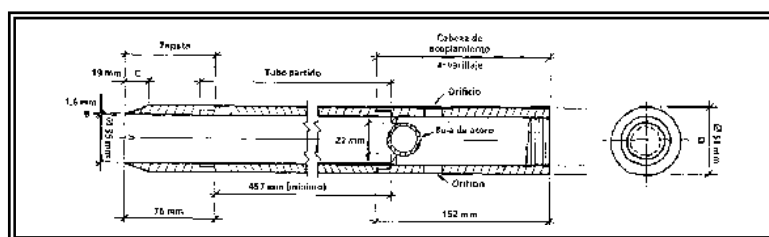
Este tipo de ensayo se realiza en el interior del sondeo y consiste en determinar el número de golpes necesarios para introducir en el terreno una puntaza de 60 cm de longitud, en cuatro intervalos sucesivos de 15 cm cada uno.

El número de N_{spt} viene definido por la suma de golpes necesarios para la hincia de los 30 cm intermedios. Cuando para hincar un tramo de 15 cm se necesita más de 50 golpes se detiene el ensayo y se anota un resultado de "rechazo". Como elemento de impacto se utiliza una cuchara, enroscada en el extremo del varillaje del sondeo, se hince en el terreno mediante los golpes de una masa de 63,50 Kg., dejada caer libremente desde una altura de 76 cm. A continuación se muestra los resultados de cada ensayo SPT y la compacidad de los materiales atravesados:

Sondeo	SPT nº	Profundidad del ensayo	Golpeo N_{15}	N_{SPT}	Compacidad
"S-1"	1	2,10-2,70 m	3-2-3-3	5	FLOJA
"S-1"	2	4,00-4,45 m	10-17-39-R	>50	MUY DENSA

2.4. TOMA DE MUESTRAS INALTERADAS.

Además se realizó un total de una muestra inalterada, utilizando un tomamuestras tipo abierto de pared gruesa y diámetro 98 mm Ø para obtener muestras de terreno en terrenos de mayor consistencia. A continuación se muestra un esquema de los tomamuestras utilizado:



Tomamuestras abierto de pared gruesa

A continuación se expone una tabla resumen donde se indica la profundidad, nivel geotécnico y tomamuestras utilizado en cada una de las muestras extraídas:

Procedencia de la muestra	Profundidad de la muestra	Nivel geotécnico muestreado	Tomamuestras utilizado
"S-1"	-1,80-2,10 metros respecto la cota de inicio del sondeo	Depósitos marinos	ABIERTO DE PARED GRUESA

2.5. TOMA DE MUESTRAS PARAFINADAS.

Se realizó un testigo parafinado, correspondiente con un sustrato rocoso gneisico alterado en G.M. III, de matriz rocosa más sana, en los que el terreno presentaba unas buenas condiciones para poder realizar los ensayos de laboratorio oportunos.

Una vez seleccionado el testigo, se recubre con una venda alrededor del testigo y posteriormente se funde parafina sólida con un hornillo de gas y se impregna la venda de modo que quede la muestra completamente sellada. Posteriormente se embala con cinta transparente para proteger la parafina, se marcan los datos de la muestra y se coloca en su sitio dentro de la caja portatestigos, de modo que el testigo presente unas buenas condiciones para poder realizar ensayos de laboratorio posteriores, sobre todo rotura a compresión simple y densidad aparente.

Procedencia de la muestra	Profundidad de la muestra	Nivel geotécnico muestreado
"S-1"	-8,80-9,05 metros respecto la cota de inicio del sondeo	Sustrato rocoso gneisico (G.M. III)

En el anexo 7.5 se muestra la columna litológica del sondeo y la cota de la muestra de terreno parafinada.

2.6. CALICATAS Y RECONOCIMIENTO.

A fin de identificar los materiales presentes en el intervalo más superficial del subsuelo y el apoyo de las fachadas, durante la visita del técnico especializado (día 12 de Marzo de 2014), se realizaron tres calicatas con profundidades entre -1,20-1,80 metros, mediante una retroexcavadora mixta tipo JCB 3CX. En las mismas se identificó un primer nivel correspondiente con un relleno antrópico formado por unos limos arenosos de color pardo oscuro, junto restos de escombros y bloques rocosos y gravas de tamaños heterogéneos, con un espesor entre 1,20-1,50 metros. A continuación y solo en la calicata "C-1", en el fondo de la misma, se observaron unas arenas limosas grises, de grano fino-medio, junto con algunas gravas de pequeño tamaño; correspondientes con depósitos marinos costeros; con un espesor de 0,30 metros según lo observado. No se pudo profundizar más debido a que colapsan las paredes de las calicatas y la existencia de una importante afluencia de agua.

Se procedió a la identificación de la litología, medición de espesores, evaluación de la condición física y posible comportamiento frente al posible uso como apoyo de las cimentaciones. A continuación se expone una tabla con la cota de inicio de las calicatas y las profundidades de las mismas:

ENSAYOS	Calicata "C-1"	Calicata "C-2"	Calicata C-3"
Cota inicio de las calicatas	A nivel de la Rúa San Miguel		
Profundidad alcanzada	1,80 metros	1,40 metros	1,20 metros

En los anexos 7.2 y 7.4 se muestra la localización de las calicatas y las fotografías de las mismas y los materiales detectados.

2.7. ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA CONTINUA.

Se realizaron un total de tres ensayos de penetración dinámica continua tipo borros. Los penetrómetros se distribuyeron en lugares de interés para esta obra. El ensayo se encuentra descrito en la norma UNE 103-801. Los trabajos de campo se realizaron el día 12 de Marzo de 2014.

El ensayo consiste en ir introduciendo ininterrumpidamente una puntaza cuadrada de 40 mm de lado, cuyo extremo tiene forma piramidal. Dicha punta se introduce mediante un varillaje de acero macizo de 32 mm de diámetro y una maza de 63,5 Kg de peso que cae libremente desde una altura de 50 cm. A medida que se va realizando el ensayo se van anotando los golpes necesarios en cada cota para que se produzca una penetración de la punta de 20 cm en el suelo del terreno, llevando la prueba hasta que se obtiene el rechazo. Esto ocurre cuando $N_{020} > 100$ golpes o cuando se obtiene constantemente una resistencia adecuada. Para mayor seguridad los rechazos son verificados mediante una segunda o tercera andanada. A continuación se muestra la profundidad alcanzada en cada ensayo y su cota de inicio:

	Cota inicio del PDC	Profundidad alcanzada
PDC-1	Cota a nivel de la Rúa San Miguel	3,40 m
PDC-2	Cota a nivel de la Rúa San Miguel	3,40 m
PDC-3	Cota a nivel de la Rúa San Miguel	3,20 m

En los anexos 7.2 y 7.5 se muestran respectivamente, la localización de los ensayos y los resultados obtenidos en cada prueba.

2.7. ENSAYOS DE LABORATORIO.

Sobre la base de los perfiles del terreno, obtenidos durante la testificación de los materiales extraídos en las calicatas y los sondeos, se seleccionó una muestra representativa del suelo, además de una muestra de roca y una muestra de agua; para ser trasladadas al laboratorio, donde fueron examinadas por personal técnico especializado, realizándose los oportunos ensayos. A continuación se expone una tabla de situación de las distintas muestras ensayadas y la norma aplicada en cada caso:

Procedencia de la muestra	Profundidad de la muestra	Material ensayado	Ensayos realizados	Norma aplicada
Sondeo "S-1"	-1,80-2,10 metros respecto la cota de inicio del sondeo	Depósitos marinos	Humedad natural, Densidad aparente/seca, Granulometría, Límites de Atterberg, Agresividad y Corte directo.	UNE
Sondeo "S-1"	-1,20 metros respecto la cota de inicio del sondeo	Agua freática	pH, Magnesio, Amonio, Sulfato, CO ₂ , Residuo seco y Cloruro.	UNE
Sondeo "S-1"	-8,80-9,05 metros respecto la cota de inicio del sondeo	Sustrato rocoso gneisico (G.M. III)	Resistencia a compresión uniaxial en roca.	UNE

En el anexo 7.7 se muestra una tabla resumen de los resultados obtenidos en los ensayos realizados, junto el informe desarrollado de cada uno de ellos.

3. GEOLOGÍA DE LA ZONA

Geológicamente el área de Bouzas (Vigo) se encuentra localizada según la distribución de Ph. Matte (1968) dentro de la Zona V: Galicia Occidental-NW de Portugal. Caracteriza a dicha zona, la presencia de un complejo metasedimentario constituyendo el sustrato sobre los que progresivamente se han ido emplazando granitoides de diversa naturaleza durante la Orogenia Hercínica (hace 600 m.a.), siendo comunes en esta zona granitos de afinidad alcalina, granodioritas con megacristales de feldespatos potásico, gneises y granodioritas biotíticas.

Desde el punto de vista lito-estratigráfico, la zona de estudio se encuentra caracterizada por presentar una unidad constituida por materiales metamórficos (ortogneises y paragneises de edad Precámbricos, 600 m.a.) y suelos residuales de alteración y degradación de la roca, apoyados discordantemente sobre el sustrato hercínico.

En cuanto a los materiales metamórficos (ortogneises y paragneises), decir que se trata de rocas con una clara estructura gneísica y un fuerte proceso de migmatización que forman un afloramiento prácticamente continuo. La muestra de mano permite definir una roca gneísica oscura de grano fino a medio y una matriz inequigranular constituida por plagioclasa, cuarzo y micas sobre todo. A escala de afloramiento, se caracteriza por presentar una textura lineal o planolineal, resultado de la orientación de agregados minerales, que se ha producido por recrystalización metablástica.

Finalmente, dentro de los depósitos recientes además de los depósitos marinos costeros formados por suelos de compactación muy floja a floja, destacan también los rellenos de tipo antrópico formado por variedad de materiales donde pueden llegar a presentar espesores importantes y que se utilizaron en su día para la explanación y urbanización de parcelas.

En el anexo 7.3 se muestra el Mapa Geológico Nacional, donde se pueden observar las diferentes formaciones geológicas de la zona de estudio.

4. DESCRIPCIÓN Y CARACTERIZACIÓN DEL SUBSUELO

4.1. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL TERRENO.

A continuación se muestra una descripción de los materiales del subsuelo:

✓ **NIVEL-1: Materiales de relleno antrópico.**

Estos materiales se encuentran emplazados en la parte más superficial del terreno. Se trata de materiales correspondientes con unas arenas limosas de color pardo claro-ocre y grano medio y unos limos arenosos sueltos de color pardo oscuro y grano fino, de escasa compacidad; junto con algún bloque rocoso disperso, gravas, restos de escombros (maderas, ladrillos, tejas) y fragmentos de conchas. En su conjunto se trata de un relleno antrópico utilizado para la formación de explanada y urbanización del solar. Se puede considerar que este tipo de terrenos carecen de cohesión, presentan ángulos de rozamiento interno entre 15°-20° y una capacidad portante inferior a 0,50 Kp/cm². Este nivel es ripable mediante medios convencionales. El espesor de este nivel es entre 1,50-1,80 metros aproximadamente, según lo observado en los sondeos.

✓ **NIVEL-2: Depósitos marinos-costeros.**

A continuación, se observa un terreno natural formado en su inicio por arenas fangosas de color negro pasando en profundidad a arenas de color grisáceo y granulometría uniforme con fragmentos y restos conchíferos, con un nivel basal de gravas cuarcíticas subredondeadas. Se trata de depósitos recientes, de materiales en proceso de consolidación, de compacidad muy floja y significativo contenido en materia orgánica. Presentan una compacidad muy suelta a suelta con la profundidad. Se interpreta (en base a los golpes obtenidos), que el presente nivel geotécnico admite cargas admisibles de cimentación muy bajas, inferiores a 0,50 Kp/cm². Se trata de un horizonte ripable mediante medios convencionales. El espesor de este nivel es entre 2,00-2,70 metros aproximadamente.

✓ **NIVEL-3: Sustrato rocoso gneisico (G.M. IV).**

Por debajo del anterior, se identifica un sustrato rocoso de naturaleza gneisica formado por fragmentos rocosos y tramos de suelos correspondientes con arenas limosas de color pardo y grisáceo, alterado en G.M. IV, intensamente fracturado. Más de la mitad del macizo rocoso original aparece transformado en suelo. Se conserva una textura lineal o planolineal, resultado de la orientación de sus minerales componentes, producido por recristalización. Se identifican fragmentos rocosos sanos o ligeramente meteorizados de manera discontinua, con intercalaciones de naturaleza granítica. Estos materiales tienen una capacidad de drenaje regular, con unos ángulos de rozamiento interno comprendidos entre 25° - 32° y una cohesión entre $0,25$ - $0,35$ Kg/cm². Presenta una compacidad muy densa-rechazo con la profundidad y se interpreta que el presente nivel geotécnico admite cargas admisibles de cimentación medias, hasta $2,50$ Kp/cm². Es ripable mediante medios pesados (retroexcavadoras potentes). El espesor es muy variable en función de la zona y está comprendido entre $1,00$ - $1,90$ metros aproximadamente.

✓ **NIVEL-4: Sustrato rocoso gneisico (G.M. III).**

Finalmente se identificó un terreno con un menor grado de alteración, correspondiente con un sustrato rocoso intensamente fracturado a moderadamente fracturado, de naturaleza gneisica, color grisáceo y grano fino, alterado en su conjunto en G.M. III. En este nivel se pueden distinguir testigos de roca con longitudes no superiores a 25 centímetros, con sistemas de fractura primarios, con ángulos entre 15° - 35° respecto la vertical del sondeo y fracturas secundarias con disposición subvertical. Normalmente presenta rastros de oxidación reflejados en pátinas de color pardo-rojizo por la circulación de agua. A partir de una cierta profundidad, se identifica un sustrato rocoso de naturaleza granítica. Presentan unos ángulos de rozamiento interno comprendidos entre 32° - 38° , una cohesión entre $0,35$ - $0,80$ Kg/cm², un módulo de elasticidad de 13 Gpa y un coeficiente de Poisson de $0,20$. Se trata de una roca cuya características geotécnicas las clasifican como rocas moderadamente sanas y duras, con índices de calidad RQD que alcanzan valores de hasta el 50% y valores resistentes a la compresión simple no superior a 340 Kg/cm². Este nivel se interpreta que corresponde a un tránsito, en general progresivo, hacia el macizo rocoso sano, con cargas admisibles de hasta $4,00$ Kg/cm². Se trata de un horizonte ripable mediante medios pesados (equipos picadores y excavadoras potentes). El espesor es de al menos $3,60$ metros.

4.2. HIDROGEOLOGÍA.

En lo que se refiere a la hidrogeología de la parcela, hay que señalar que en las calicatas y en los sondeos geotécnicos se detectó el nivel freático a cotas superficiales, entre -1,00-1,20 metros.

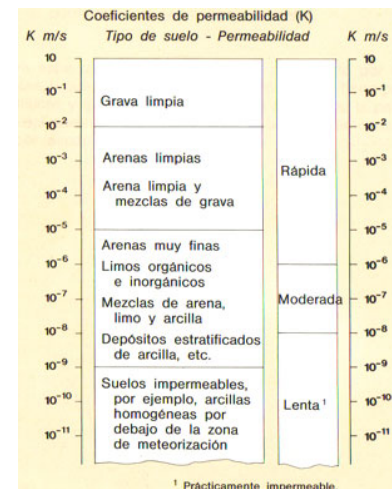
Las medidas realizadas corresponden a medidas puntuales, tanto a nivel espacial como temporal, pudiéndose producir variaciones estacionales inducidas por diversos factores, como pueden ser aportes pluviométricos, obras en las inmediaciones, etc., por lo cual se recomienda diseñar un buen sistema de drenaje.

Desde el punto hidrogeológico, tanto el relleno antrópico, los depósitos marinos, como el sustrato rocoso en sus diferentes grados de alteración, se comportan de manera diferente. Una vez evaluados los ensayos de laboratorio y empleando correlaciones entre parámetros geotécnicos, definidos según *Casagrande* y *R.E.FADUM*, para unos materiales de estas características pueden estimarse las siguientes permeabilidades teóricas:

- ✓ Nivel geotécnico 1 (relleno antrópico)----→drenaje regular----→ $K = 10^{-2}$ cm/s.
- ✓ Nivel geotécnico 2 (depósitos marinos)----→drenaje malo----→ $K = 10^{-3}$ cm/s.
- ✓ Nivel geotécnico 3 (sustrato rocoso gneisico – G.M. IV)----→drenaje regular----
→ $K = 10^{-5}$ cm/s.
- ✓ Nivel geotécnico 4 (sustrato rocoso gneisico – G.M. III)----→drenaje depende
de la fracturación.

De una manera más intuitiva, en función de los materiales y sus características pueden estimarse las siguientes permeabilidades teóricas:

k en cm/s	10 ²	10 ¹	1,0	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹
Drenaje					Bueno		Malo					
Tipo de suelo	Grava limpia		Arenas limpias, mezclas arenoso-gravosas limpias			Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena limosa y arcillas, depósitos glaciares, arcillas estratigráficas, etc.			Suelos impermeables como arcillas homogéneas			
						Suelos impermeables por efecto de la vegetación y la intemperie						
Determinación directa de K	Realizar test de permeabilidad, directamente en el emplazamiento a estudiar. Para obtener resultados fidedignos se requiere mucha experiencia.											
	Obtener K mediante el permeámetro de carga constante. Se requiere poca experiencia.											
Determinación indirecta de K			Usar permeámetro de carga variable requiere poca experiencia			Con el permeámetro de carga decreciente, se requiere mucha experiencia.			Con el permeámetro de carga decreciente se requiere bastante experiencia por lo que es medianamente fiable.			
	Obtener K a partir de la curva granulométrica. Sólo sirve para arenas y gravas poco cohesivas y limpias											
	Obtener K a partir de ensayos de consolidación. Se requiere bastante experiencia.											



4.3. ACCIONES SÍSMICAS.

De acuerdo con la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-2002), la zona que nos ocupa presenta una aceleración sísmica básica inferior a 0.04g ($a_b < 0.04g$) siendo g la gravedad.

Según la clasificación de puentes por la citada Norma, el tipo de construcción en proyecto se calificaría como de Normal Importancia, salvo justificación especial. Si la aceleración sísmica horizontal de cálculo es menor a 0,04 g no será necesaria la consideración de las acciones sísmicas. La aceleración sísmica de cálculo viene dada por:

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

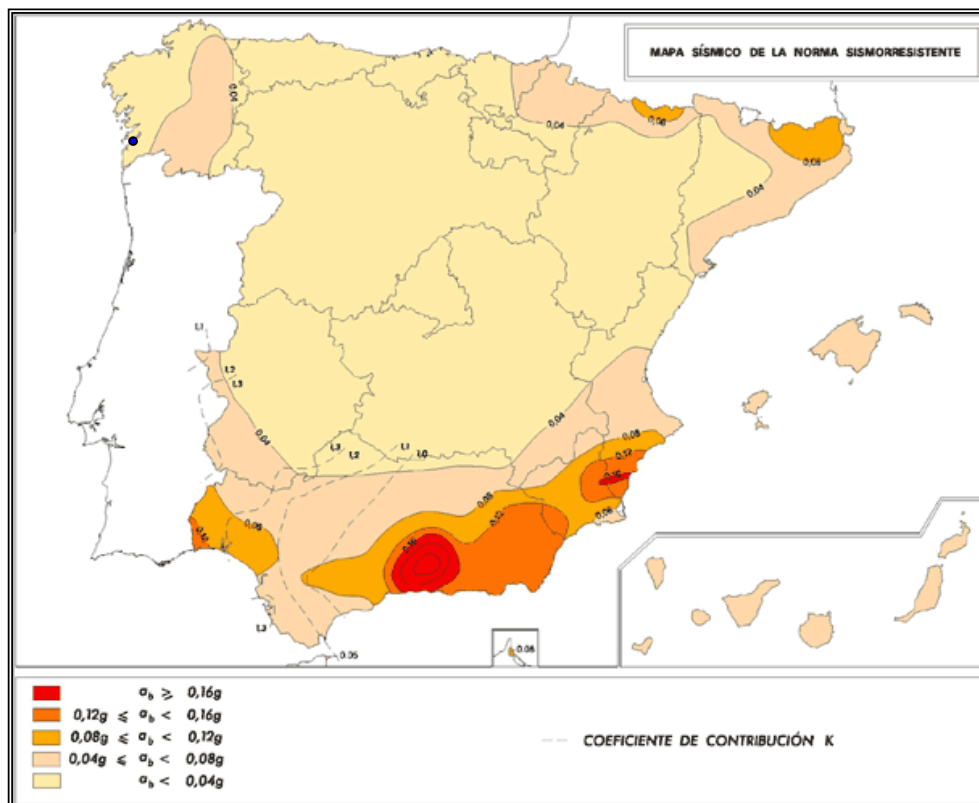
donde:

- ✓ a_c : Aceleración sísmica básica.
- ✓ ρ : Coeficiente adimensional de riesgo.
- ✓ S : Coeficiente de amplificación del terreno

La aplicación de esta norma no es obligatoria en los siguientes casos:

- En las construcciones de importancia moderada.
- En las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica sea inferior a 0,04 g, siendo g la aceleración de la gravedad.
- En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica sea inferior a 0.08 g.

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se mide por medio del mapa de peligrosidad sísmica de la figura siguiente:



4.4. AGRESIVIDAD DEL MEDIO.

En base a los análisis de agresividad realizados en el terreno y el agua freática, se deduce que se trata de terrenos y aguas no agresivos al hormigón; por lo que será necesario el empleo de un hormigón en cimentación que cumpla con las condiciones de exposición especificadas. De acuerdo con la *Instrucción de hormigón estructural EHE*, capítulo II, la zona que nos ocupa está sometida a un ambiente definido por las siguientes clases de exposición:

- ✓ *Clase general de exposición: III-a.*
- ✓ *Clase específica de exposición: No tiene.*
- ✓ *Tipo de ambiente: IIIa.*

4.5. EXPANSIVIDAD.

Por los conocimientos geotécnicos que se tienen de la zona y de los materiales componentes del subsuelo y los residuales, indican que se trata de terrenos no colapsables ni expansivos, por lo que no habrá que tomar ninguna medida especial en este sentido.

4.6. EXCAVACIÓN Y CONTENCIONES.

Los métodos de excavación vienen definidos como: Excavables (materiales tipo suelo, la excavación se puede realizar mediante retroexcavadoras) Ripables (materiales tipo suelos cementados o rocas alteradas, excavables por medios mecánicos potentes, martillos neumáticos o ripper), Marginales (rocas que serán ripables con ocasionales voladuras de taqueo) y Volables (materiales rocosos duros que precisan de voladura para su excavación).

En nuestro caso, los materiales correspondientes con el relleno antrópico (Nivel-1) y los depósitos marinos costeros (Nivel-2), son susceptibles de ser excavados con medios convencionales (excavadoras mixtas); mientras que si fuese necesario, el sustrato rocoso gneisico alterado en G.M. IV (Nivel-3), se requeriría el uso de excavadoras potentes y finalmente el sustrato rocoso más sano (Nivel-4) se necesitarían equipos picadores y excavadoras potentes.

De acuerdo con los resultados de los ensayos de laboratorio, de las pruebas “in situ”, así como tanto de la experiencia como la bibliografía existente, pueden establecerse los siguientes parámetros geotécnicos medios de los diferentes grupos geotécnicos diferenciados en la zona de estudio.

❖ **Nivel geotécnico 1 (relleno antrópico):**

- ✓ *Ángulo de rozamiento interno (ϕ) = 15°-20°.*
- ✓ *Cohesión (C) = 0,00-0,05 Kg/cm².*
- ✓ *Densidad aparente (γ_a) = 1,40 g/cm³.*
- ✓ *Densidad seca (γ_d) = 1,20 g/cm³.*

❖ **Nivel geotécnico 2 (depósitos marinos):**

- ✓ *Ángulo de rozamiento interno (ϕ) = 20°-25°.*
- ✓ *Cohesión (C) = 0,10-0,25 Kg/cm².*
- ✓ *Densidad aparente (γ_a) = 1,45 g/cm³.*
- ✓ *Densidad seca (γ_d) = 1,25 g/cm³.*

❖ **Nivel geotécnico 3 (sustrato rocoso gneisico – G.M. IV):**

- ✓ *Ángulo de rozamiento interno (ϕ) = 25°-32°.*
- ✓ *Cohesión (C) = 0,25-0,35 Kg/cm².*
- ✓ *Densidad aparente (γ_a) = 2,10 g/cm³.*
- ✓ *Densidad seca (γ_d) = 2,05 g/cm³.*

❖ **Nivel geotécnico 4 (sustrato rocoso gneisico – G.M. III):**

- ✓ *Ángulo de rozamiento interno (ϕ) = 32°-38°.*
- ✓ *Cohesión (C) = 0,35-0,80 Kg/cm².*
- ✓ *Densidad aparente (γ) = 2,55-2,65 g/cm³.*
- ✓ *Módulo de elasticidad (E) = 13,00 GPa.*
- ✓ *Coefficiente de Poisson (ν) = 0,20.*

En cuanto a las medidas de contención, dado que se recomienda la realización de una cimentación profunda, se hará necesario una pequeña excavación (no superior a 0,50 metro) para la ejecución de los encepados; por lo que se recomienda la realización de taludes temporales con ángulos 1H:1V, o en su defecto, pequeños bataches y la sujeción de los muros.

5. TENSIONES ADMISIBLES. CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

La estimación de la tensión admisible del terreno se realiza a partir de los datos obtenidos tanto en los ensayos de campo como en base a los resultados de laboratorio y cuya metodología y cálculos efectuados se explica en el anexo 7.9.

Una vez analizados el sondeo, los penetrómetros y las calicatas, se procedió a evaluar la capacidad portante del terreno. Dado que en los primeros 4,00-4,50 metros de profundidad se han identificado suelos de compacidad muy floja, un nivel piezométrico bastante superficial y la existencia de los muros a conservar; se hace muy complicada la ejecución de una cimentación semiprofunda, por lo que se recomienda optar por una cimentación profunda.

La opción más recomendable sería la realización de una cimentación profunda mediante micropilotes, dada su facilidad para atravesar todo tipo de terrenos y "limpieza". Esta opción puede resultar más rápida, pero tendrá que ser una solución económicamente competitiva (economía de la obra, disponibilidad de equipos, plazos, etc.). En este caso los cálculos efectuados (deberán ajustarse a las cargas reales del proyecto) permiten estimar un empotramiento mínimo de 2,50 metros aproximadamente en el nivel del sustrato rocoso gneisico – G.M. III, con una carga nominal de 30 toneladas por micropilote, dependiendo de la sección de la armadura tubular (en este caso 73x55 milímetros) y considerando un diámetro nominal de 12 centímetros y una longitud total de micropilote de 9,00 metros.

En base a los resultados obtenidos, se ha calculado un asiento absoluto máximo inferior a 0,50 centímetros; admisible para este tipo de estructuras. Cabe destacar que dada la naturaleza del terreno sobre el que se va a cimentar (rocosa), los asentamientos transmitidos al terreno serán rápidos y asumibles por la estructura, a medida que se vaya cargando el terreno, con lo cual una vez finalizada ésta, prácticamente no asentará más.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- A solicitud del EXCMO. CONCELLO DE VIGO – SERVICIO DE PATRIMONIO HISTÓRICO, GALAICONTROL, S.L. realizó la comprobación de la capacidad portante del subsuelo en una parcela situada entre las calles San Miguel, nº 2-4-6, Alfolíes nº 10 y Eduardo Cabello nº 43A; en el barrio de Bouzas, en la ciudad de Vigo (Pontevedra). En dicha parcela con una superficie de 305 m² aproximadamente, existen unos muros de piedra en situación de ruina de unas antiguas edificaciones provistas de planta baja y primera planta, denominada “Casa do Patín”. Como actuación se tiene previsto la rehabilitación de estas edificaciones como equipamiento social y cultural, provista de planta baja y primera planta, sobre un terreno prácticamente llano. Se ha realizado una campaña geotécnica basada en la realización de sondeo, penetrómetros, calicatas, ensayos de laboratorio e inspección del terreno.
- Los ensayos de campo realizados indican la presencia de un terreno en superficie correspondiente con un relleno antrópico, formado por arenas limosas y limos arenosos sueltos de color oscuro, junto con restos de escombros (maderas, ladrillos, tejas, etc.) y gravas o bloques de roca de tamaños heterogéneos, con un espesor entre 1,50-1,80 metros. Bajo éste, se identificaron unas arenas fangosas de color negro pasando unas arenas de color grisáceo con fragmentos de conchas y un nivel basal de gravas cuarcíticas subredondeadas, con un espesor entre 2,00-2,70 metros. A continuación se observó la existencia de un sustrato rocoso de naturaleza gneisica de color pardo y grisáceo, alterado en G.M. IV, intensamente fracturado, con un espesor entre 1,00-1,90 metros. Finalmente se identificó un sustrato de naturaleza gneisica de color grisáceo, alterado en G.M. III, moderadamente fracturado, con intercalaciones de naturaleza granítica, con un espesor de al menos 3,60 metros.
- En lo que se refiere a la hidrogeología de la parcela, hay que señalar que en las calicatas y en los sondeos geotécnicos se detectó el nivel freático a cotas superficiales, entre -1,00-1,20 metros. Se recomienda diseñar algún sistema de drenaje.
- De acuerdo con la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-2002), no es necesario tomar ninguna medida especial en la ejecución de las estructuras.
- Por los conocimientos geotécnicos que se tienen de la zona y de los materiales componentes del subsuelo y los residuales, no son terrenos colapsables ni expansivos, por lo que no habrá que tomar ninguna medida especial en este sentido.

- En base a los análisis de agresividad realizados en el terreno y el agua freática, se deduce que se trata de terrenos y aguas no agresivos al hormigón; por lo que será necesario el empleo de un hormigón en cimentación que cumpla con la condición de exposición IIIa.
- Los materiales correspondientes con el relleno antrópico (Nivel-1) y los depósitos marinos costeros (Nivel-2), son susceptibles de ser excavados con medios convencionales (excavadoras mixtas); mientras que si fuese necesario, para el sustrato rocoso gneisico se requeriría el uso de excavadoras potentes e incluso equipos picadores.
- En cuanto a las medidas de contención, se hará necesario una pequeña excavación (no superior a 0,50 metro) para la ejecución de los encepados; por lo que se recomienda la realización de taludes temporales con ángulos 1H:1V, o en su defecto, pequeños bataches y la sujeción de los muros.
- Respecto a las condiciones de cimentación, dado que en los primeros 4,00-4,50 metros de profundidad se han identificado suelos de compacidad muy floja, un nivel piezométrico bastante superficial y la existencia de los muros a conservar; se hace muy complicada la ejecución de una cimentación semiprofunda, por lo que se recomienda optar por una cimentación profunda.
- La opción más recomendable sería la realización de una cimentación profunda mediante micropilotes, dada su facilidad para atravesar todo tipo de terrenos y “limpieza”. En este caso los cálculos efectuados (deberán ajustarse a las cargas reales del proyecto) permiten estimar un empotramiento mínimo de 2,50 metros aproximadamente en el nivel del sustrato rocoso gneisico – G.M. III, con una carga nominal de 30 toneladas por micropilote, dependiendo de la sección de la armadura tubular (en este caso 73x55 milímetros) y considerando un diámetro nominal de 12 centímetros y una longitud total de micropilote de 9,00 metros.
- En base a los resultados obtenidos para este tipo de cimentación, se han calculado unos asientos absolutos inferiores a 0,50 centímetros y una distorsión angular inferior a 1/500, admisible para este tipo de estructuras.

Vigo, Marzo de 2014

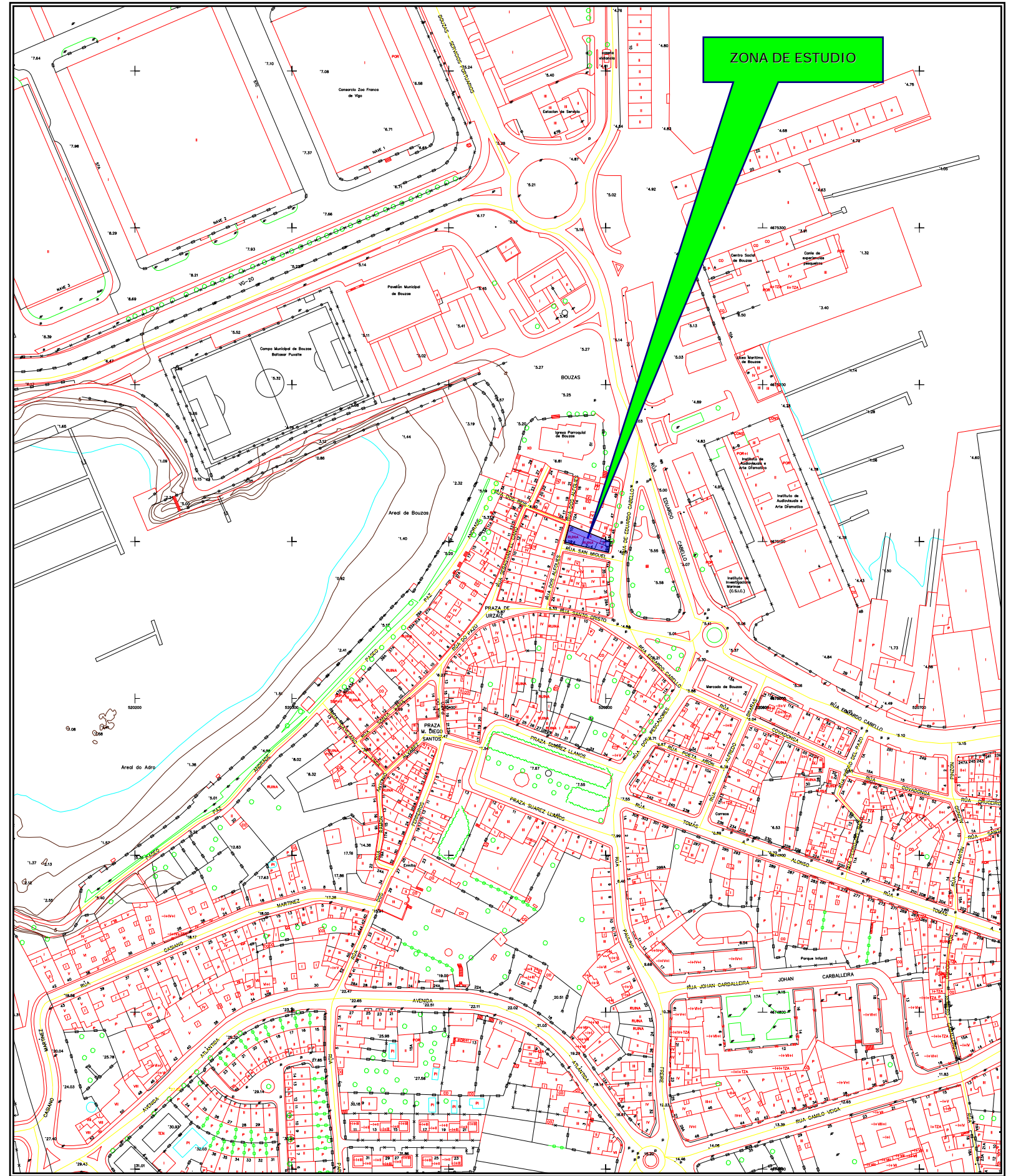
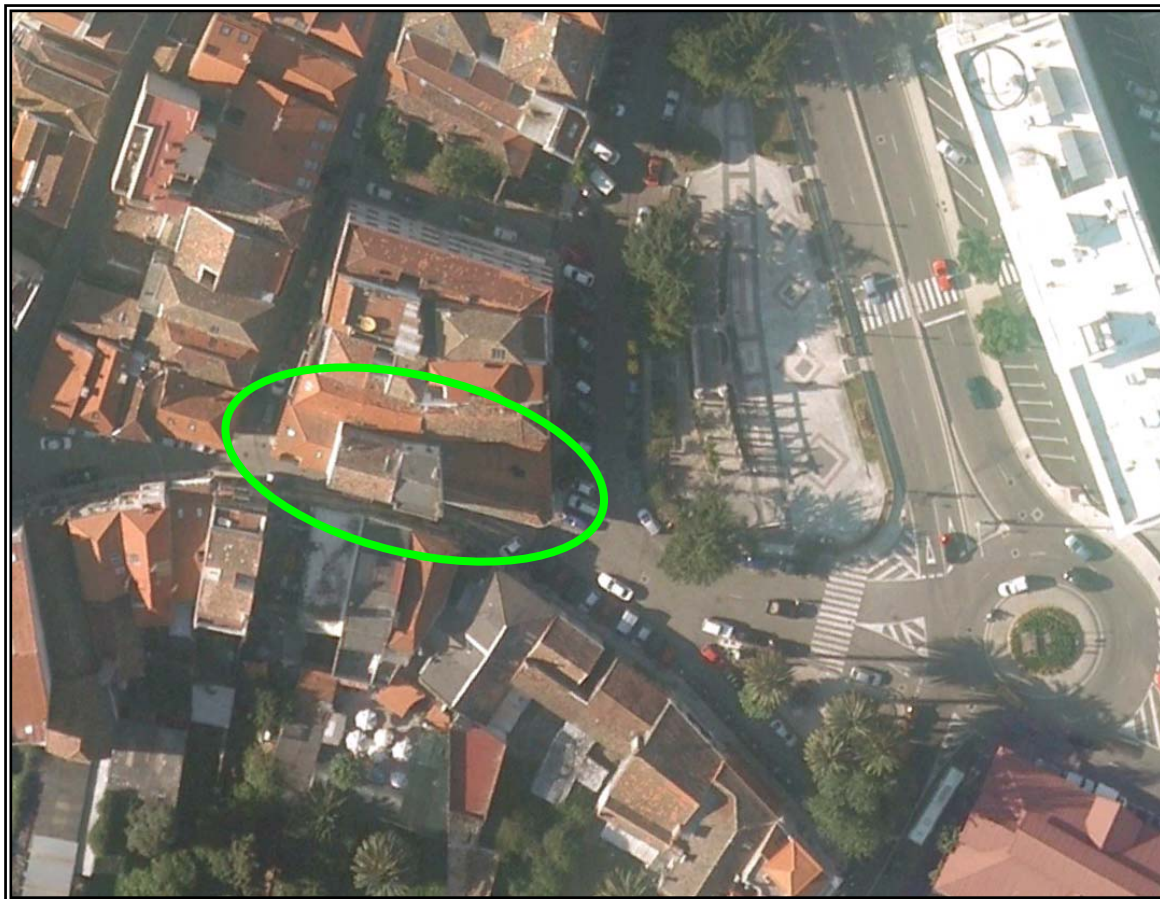
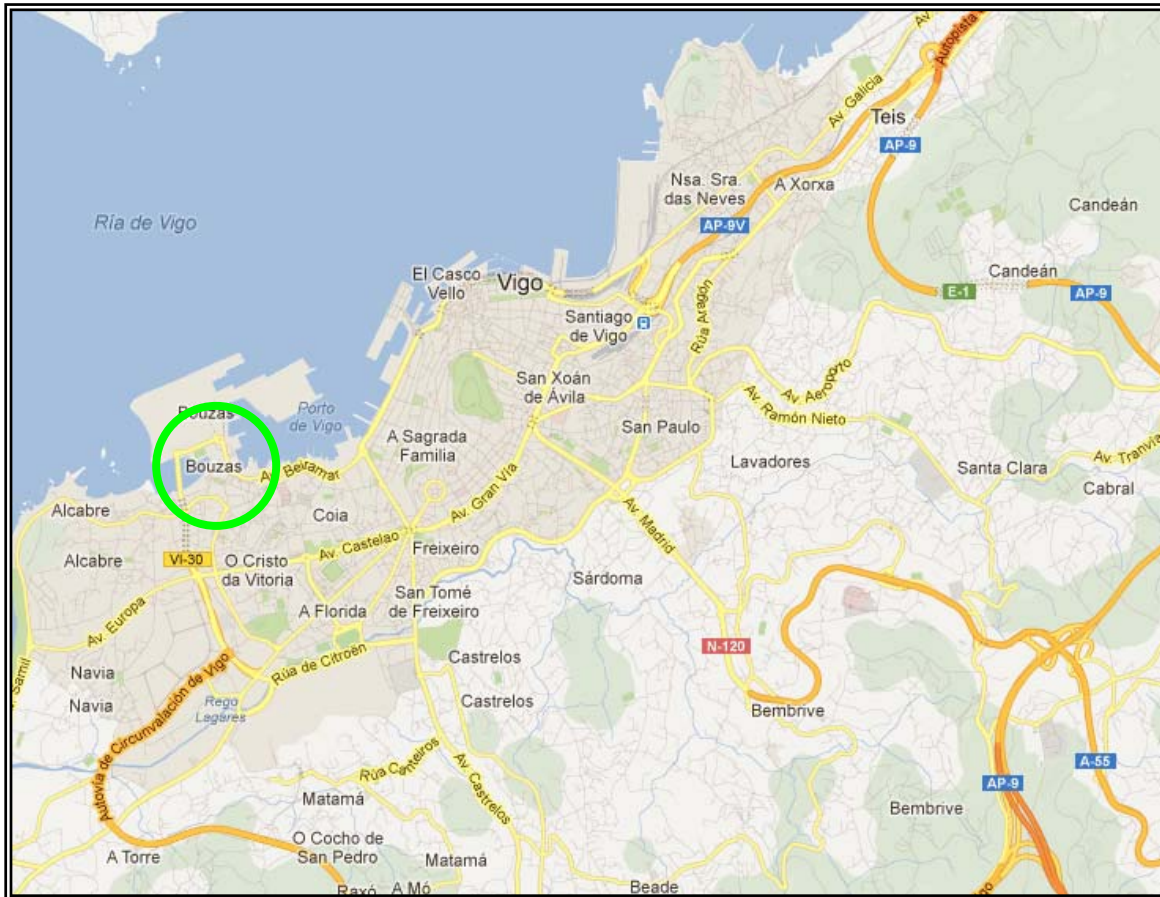
Emilio Otero Martínez
Director

Eduardo Villota Carreño
Geólogo. Colegiado nº 5781

7.ANEXOS

ANEXO 7.1

PLANO DE DESLINDE Y SITUACIÓN GENERAL DE LA PARCELA



Promotor:
EXCMO. CONCELLO DE VIGO
SERVICIO DE PATRIMONIO HISTÓRICO

Fecha:
Marzo-14

Escala Gráfica:

Escala:

Título de la obra:
ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA PROYECTO DE REHABILITACIÓN DE LA "CASA DO DO PATÍN" EN LA RÚA SAN MIGUEL - BOUZAS - VIGO (PONTEVEDRA)

Tamaño
A3
Plano
1/4
Hoja
1/1

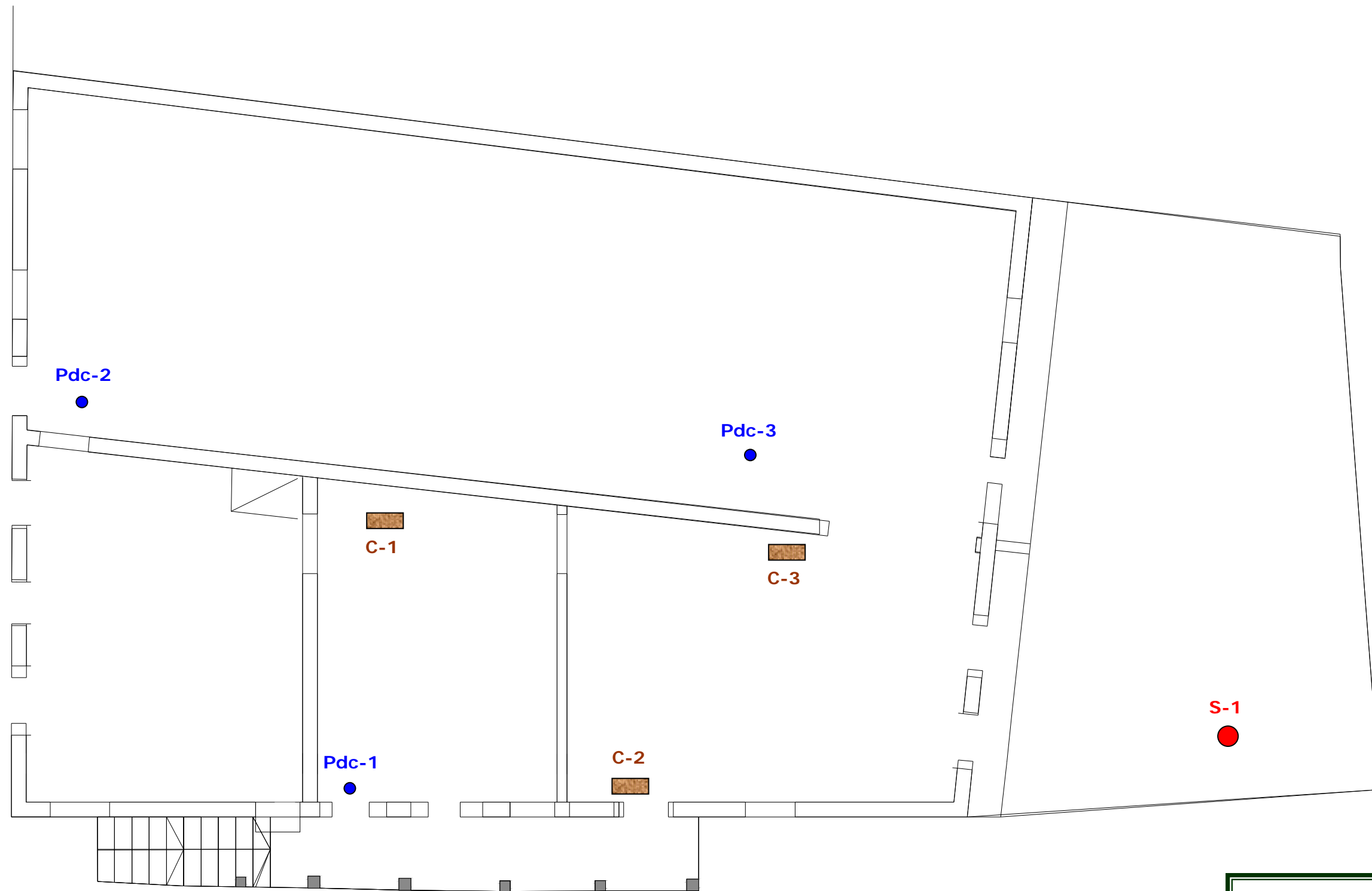


Autor: E. Villota Carreño
Geólogo. Colegiado nº 5781

Título del plano
PLANO DE SITUACIÓN Y DESLINDE DE LA PARCELA

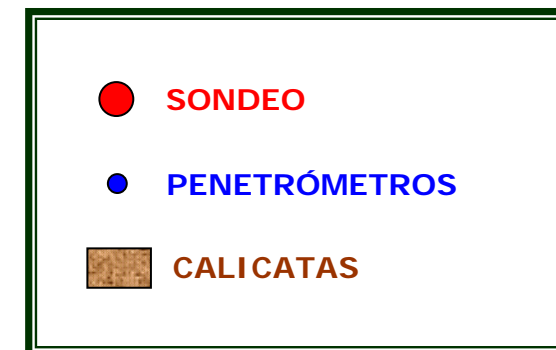
ANEXO 7.2

**PLANO DE LOCALIZACIÓN DE LAS PROSPECCIONES
REALIZADAS**



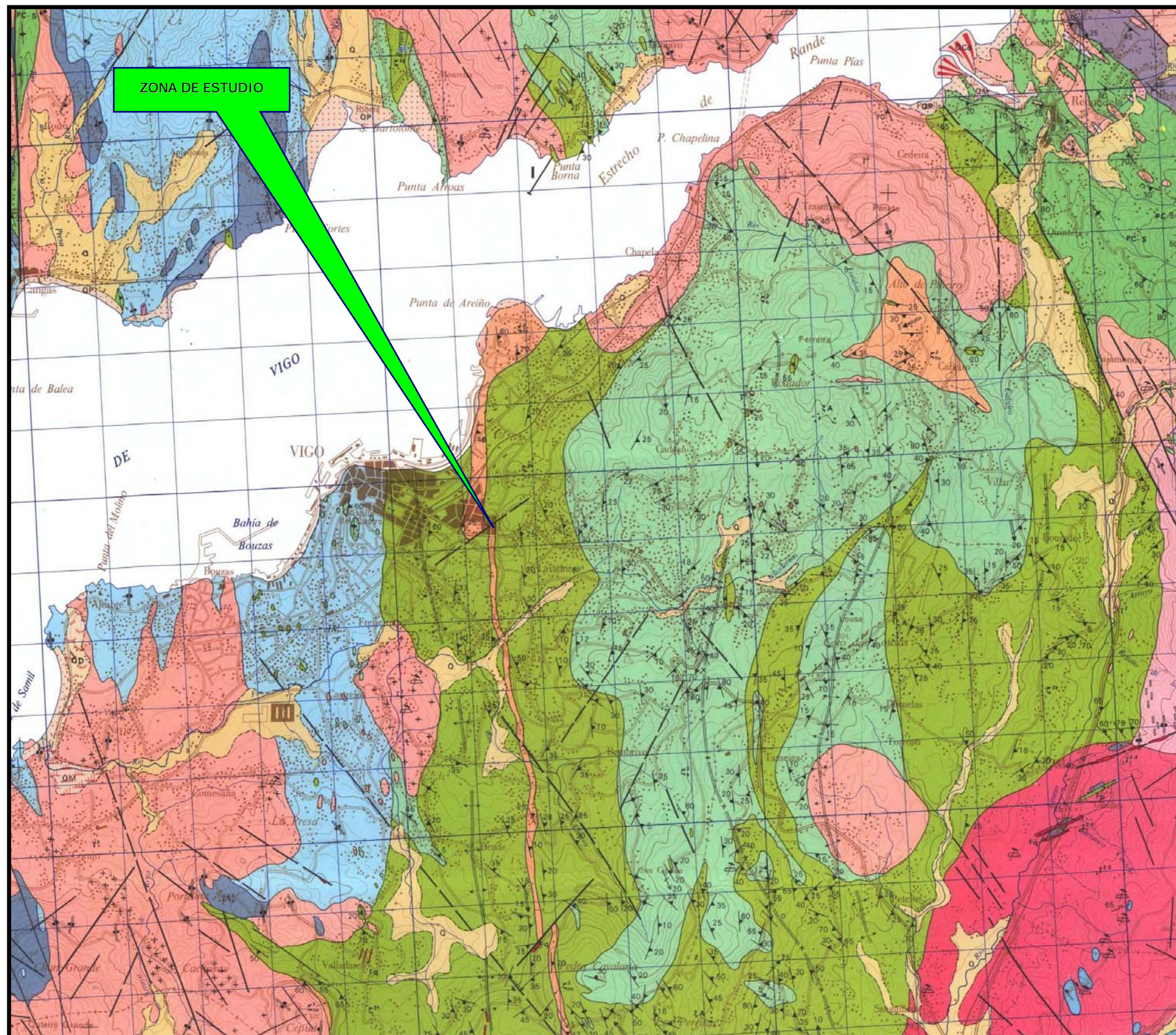
PLANTA BAIXA

Rúa San Miguel



ANEXO 7.3

**MAPA GEOLÓGICO NACIONAL Y ENCUADRE DE
LA ZONA DE ESTUDIO**



0 1 2 3 4 5 Km

LEYENDA

CUATERNARIO		Q	Qd	Qp	Qfl	Qd
		Depositos detriticos coluvio-eluviales	Sedimentos de marisma y de plataforma	Cono de deyección	Arenas de playa	Flacha litoral
COMPLEJO CABO D'HOME - LA LANZADA		PC-S	PC-Sq	PC-S	PC-Sq	PC-S
		Precámbrico-Silúrico	Esquistos, pizarras y paragneises	Cuarzitas	Anfibolitas y capas calcossilicadas	
ROCAS METAMORFICAS		C ^{2a}	C ^{2a}	C ^{2a}	C ^{2a}	C ^{2a}
		Paragneises con plagioclasa y biotita y micaesquistos	Intercalaciones de anfibolitas	Gneis glandular de grano muy grueso	Gneis glandular de grano medio	Gneis de biotita
		C ^{2b}	C ^{2b}	C ^{2b}	C ^{2b}	C ^{2b}
		Intercalaciones de anfibolitas	Gneis de riebeckita	Gneis de biotita	Intercalaciones de anfibolitas	Gneis de biotita
ROCAS IGNEAS		T ²	T ²	T ²	T ²	T ²
GRANITOS DE AFINIDAD ALCALINA		Granito de feldespato alcalino	Granito de feldespato alcalino, con grandes biotitas ("ala de mosca")	Granito de feldespato alcalino, con grandes biotitas ("ala de mosca")	Granito de feldespato alcalino, con grandes biotitas ("ala de mosca")	Granito de feldespato alcalino, con grandes biotitas ("ala de mosca")
GRANITOIDES DE AFINIDAD CALCOALCALINA		T ^{2a}	T ^{2a}	T ^{2a}	T ^{2a}	T ^{2a}
a) Serie precoz		Microgranodiorita y cuarzonorita	Granodiorita con megacrismos feldespáticos	Granito y granodiorita biotíticos	Granito moscovítico y apatitas	Granito holofeldespático de grano grueso
b) Serie tardía		Granodiorita y granito biotítico-anfibolítico, facies de grano grueso	Granito inequigranular de grano grueso	Granito holofeldespático de grano grueso	Granito holofeldespático de grano grueso	Granito holofeldespático de grano grueso
ROCAS FILONIANAS		Fq	Fp	Fq	Fp	Fq
		Diques de cuarzo	Pegmatitas y apatitas	Diques de cuarzo	Pegmatitas y apatitas	Diques de cuarzo

Promotor:

EXCMO. CONCELLO DE VIGO
SERVICIO DE PATRIMONIO HISTÓRICO

Fecha:

Marzo-14

Escala Gráfica:

Escala:

Título de la obra:

ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA PROYECTO DE REHABILITACIÓN DE LA "CASA DO PATÍN" EN LA RÚA SAN MIGUEL - BOUZAS - VIGO (PONTEVEDRA)

Tamaño

A3

Plano

3/4

Hoja

1/1



Autor: E. Villota Carreño
Geólogo. Colegiado nº 5781

Título del plano

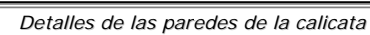
PLANO GEOLOGICO NACIONAL Y ENCUADRE DE LA
ZONA DE ESTUDIO

ANEXO 7.4

CALICATAS DE RECONOCIMIENTO SUPERFICIAL

[illegible]

Observaciones: M.S.: muestra en saco; M.B.: muestra en bolsa; M.L.: muestra en bloque; M.P.: muestra parafinada; M.H.: muestra hincada; M.E.: muestra envasada





OBSERVACIONES

La calicata descubrió 2 muros de bloques paralelepípedos a los laterales de la calicata, sobre los que descansa la fachada, hasta alcanzar el nivel de arenas.

Las paredes se mantenían hasta cortar el nivel freático, momento en el que se desestabilizan.

Afluencia de agua a cota
-1,50 metros.



PETICIONARIO: EXCMO. CONCELLO DE VIGO	OBRA: ESTUDIO GEOTÉCNICO	PROYECTO: REHABILITACIÓN DE LA “CASA DO PATÍN” EN BOUZAS – VIGO (PONTEVEDRA)	TÉCNICO ENCARGADO: E. Villota	FECHA: 12-03-14
CALICATA N°: Calicata “C-2”	SITUACIÓN: Rúa S. Miguel, nº 2-4-6 y Rúa Alfolíes – Vigo (Pontevedra)	COTA DE INICIO: A nivel de la Rúa S. Miguel	COTA FINAL: COTA -1,40 metros	MÁQUINA EMPLEADA: Retroexcavadora mixta JCB 3CX

ESCALA (METROS)	ESPESOR DEL NIVEL (METROS)	SIMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN DEL TERRENO	NIVEL GEOTÉCNICO	GRADO RIPABILIDAD	NIVEL FREÁTICO	TIPO DE MUESTRA	COTA DE MUESTREO	ENSAYOS DE LABORATORIO														
									Humedad natural (%)	Densidad aparente/seca (gr/cm³)	Límites de Atterberg		Granulometría (% que pasa)				Próctor Mod.		CBR		Materia orgánica (%)	Agresividad al hormigón	CLASIFICACIÓN SUCS
											L.L.	I.P.	#5	#0,40	#0,080	Pasa	Hum. Opt. (%)	Dens. Max. (gr/cm³)	Hinchamiento (%)	ÍndiceCBR			
0,00	(1,40)		Relleno antrópico formado por limos arenosos de color pardo oscuro y arenas de color gris y pardo claro, junto con restos de escombros y bloques de roca y gravas de tamaños heterogéneos, etc.	N ₁	Fácilmente ripable																		
-0,50																							
-1,00																							
-1,50																							
-2,00																							
-2,50																							
-3,00																							

Observaciones: M.S.: muestra en saco; M.B.: muestra en bolsa; M.L.: muestra en bloque; M.P.: muestra parafinada; M.H.: muestra hincada; M.E.: muestra envasada

			<div><p>OBSERVACIONES</p><p>Las paredes colapsan y se derrumban fácilmente.</p><p>Afluencia importante de agua a cota -1,20 metros, que impide la continuación en profundidad de la calicata.</p></div>
Emplazamiento de la calicata	Detalles de las paredes de la calicata	Detalles de los materiales de la calicata	

PETICIONARIO: EXCMO. CONCELLO DE VIGO	OBRA: ESTUDIO GEOTÉCNICO	PROYECTO: REHABILITACIÓN DE LA “CASA DO PATÍN” EN BOUZAS – VIGO (PONTEVEDRA)	TÉCNICO ENCARGADO: E. Villota	FECHA: 12-03-14
CALICATA N°: Calicata “C-3”	SITUACIÓN: Rúa S. Miguel, nº 2-4-6 y Rúa Alfolíes – Vigo (Pontevedra)	COTA DE INICIO: A nivel de la Rúa S. Miguel	COTA FINAL: COTA -1,20 metros	MÁQUINA EMPLEADA: Retroexcavadora mixta JCB 3CX

ESCALA (METROS)	ESPESOR DEL NIVEL (METROS)	SIMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN DEL TERRENO	NIVEL GEOTÉCNICO	GRADO RIPABILIDAD	NIVEL FREÁTICO	TIPO DE MUESTRA	COTA DE MUESTREO	ENSAYOS DE LABORATORIO												
									Humedad natural (%)	Densidad aparente/seca (gr/cm³)	Límites de Atterberg		Granulometría (% que pasa)				Próctor Mod.		CBR		Materia orgánica (%)
				L.L.	I.P.	#5	#0,40	#0,080	Pasa	Hum. Opt. (%)	Dens. Max. (gr/cm³)	Hinchamiento (%)	ÍndiceCBR								
0,00	(1,20)		Relleno antrópico formado por limos arenosos de color pardo oscuro y arenas de color gris y pardo claro, junto con fragmentos de conchas. Además se identifica restos de escombros formados por algún bloque de roca y gravas de tamaños heterogéneos, trozos de ladrillos y otros.	N ₁	Fácilmente ripable																
-0,50																					
-1,00																					
-1,50																					
-2,00																					
-2,50																					
-3,00																					

Observaciones: M.S.: muestra en saco; M.B.: muestra en bolsa; M.L.: muestra en bloque; M.P.: muestra parafinada; M.H.: muestra hincada; M.E.: muestra envasada



Emplazamiento de la calicata



Detalles de las paredes de la calicata



Detalles de los materiales de la calicata

OBSERVACIONES

Las paredes colapsan y se derrumban fácilmente, una vez que se corta el nivel freático.

Afluencia importante de agua a cota -1,00 metros, que impide la continuación en profundidad de la calicata.

ANEXO 7.5

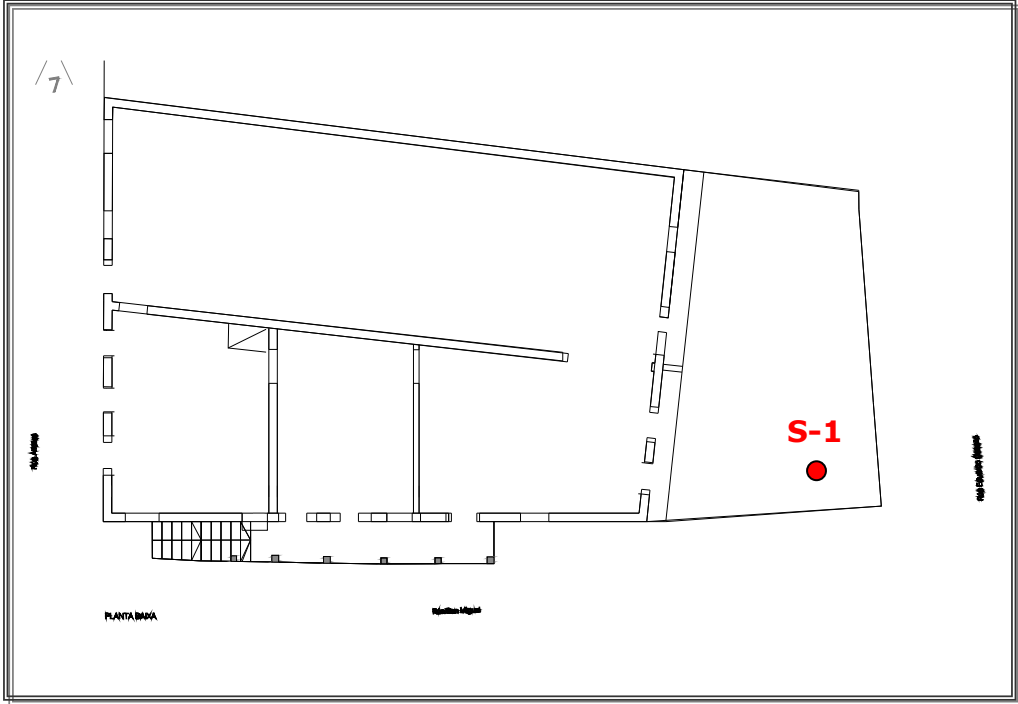
COLUMNAS LITOLÓGICAS DE LOS SONDEOS

PETICIONARIO: EXCMO. CONCELLO DE VIGO		OBRA: ESTUDIO GEOTÉCNICO	PROYECTO: REHABILITACIÓN "CASA DO PATÍN"	TÉCNICO ENCARGADO: E. VILLOTA	FECHA INICIO: 12-03-14	FECHA FINAL: 12-03-14
SONDEO Nº: SONDEO "S-1"	NATURALEZA DEL TERRENO: DEPÓSITOS MARINOS		SITUACIÓN: RÚA SAN MIGUEL – BOUZAS (VIGO)	COTA DE INICIO: A NIVEL DE LA RÚA SAN MIGUEL		COTA FINAL: COTA -10,00 METROS

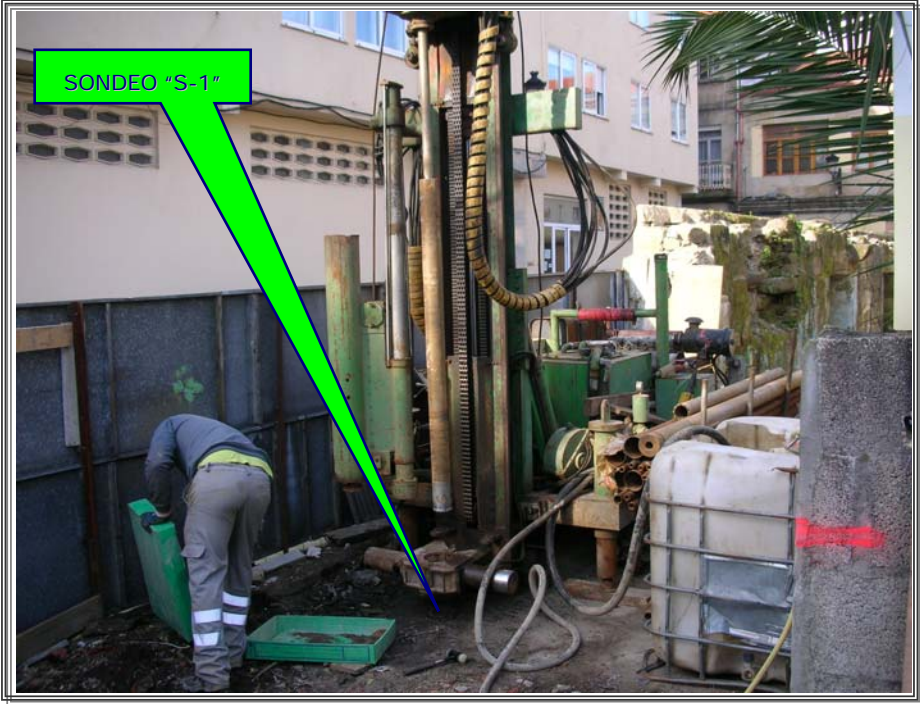
TIPO DE BATERÍA Y DIÁMETRO	TIPO DE CORONA	ESCALA (METROS)	ESPESOR DEL NIVEL (METROS)	SIMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN DEL TERRENO	NIVEL GEOTÉCNICO	NIVEL FREÁTICO	RECUPERACIÓN (%)				R.Q.D. (%)					GRADO DE ALTERACIÓN (ISRM)						Nº DE FRACTURAS CADA 30 cms (N30).	ENSAYOS IN SITU					ENSAYOS DE LABORATORIO																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
								25	50	75	100	20	40	60	80	100	VI	V	IV	III	II	I		ENSAYO SPT		MUESTRAS DE TERRENO		OTROS ENSAYOS	Humedad natural (%)	Densidad aparente/seca (gr/cm³)	Límites de Atterberg		Granulometría (% que pasa)				Corte directo		OTROS ENSAYOS																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
																								Cota	Golpeo N ₁₅	Cota	Tipo de muestra				L.L.	I.P.	#5	#0,40	#0,080	Pasa	Φ (°)	C (Kg/cm²)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
B.S. 101 Ø	W	0,00	(1,80)		Relleno antrópico formado por unas arenas limosas de color pardo claro-ocre y grano medio y unos limos arenosos de color pardo oscuro y grano fino, junto con algunos pequeños restos de escombros y fragmentos de conchas. Estos rellenos fueron utilizados en su día para la formación de explanada y urbanización de la zona.	N ₁	-1,20 metros (12-03-14)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					

Observaciones: B.S.: Batería sencilla; B.D.: Batería doble; B.T.: Batería triple; W: Corona widia; D: Corona diamante; M.I.: Muestra inalterada; M.P.: Muestra parafinada; M.A.: Muestra alterada; M.E.: Muestra envasada; SPT: Ensayo de penetración estándar; R: Rechazo

PETICIONARIO: EXCMO. CONCELLO DE VIGO		OBRA: ESTUDIO GEOTÉCNICO	PROYECTO: REHABILITACIÓN "CASA DO PATÍN"	TÉCNICO ENCARGADO: E. VILLOTA	FECHA INICIO: 12-03-14	FECHA FINAL: 12-03-14
SONDEO Nº: SONDEO "S-1"	NATURALEZA DEL TERRENO: DEPÓSITOS MARINOS	SITUACIÓN: RÚA SAN MIGUEL – BOUZAS (VIGO)		COTA DE INICIO: A NIVEL DE LA RÚA SAN MIGUEL		COTA FINAL: COTA -10,00 METROS



Croquis situación del sondeo "S-1"



Emplazamiento del sondeo "S-1"



S-1 (0,00-3,30 m)



S-1 (3,30-7,00 m)



S-1 (7,00-10,00 m)

ANEXO 7.6

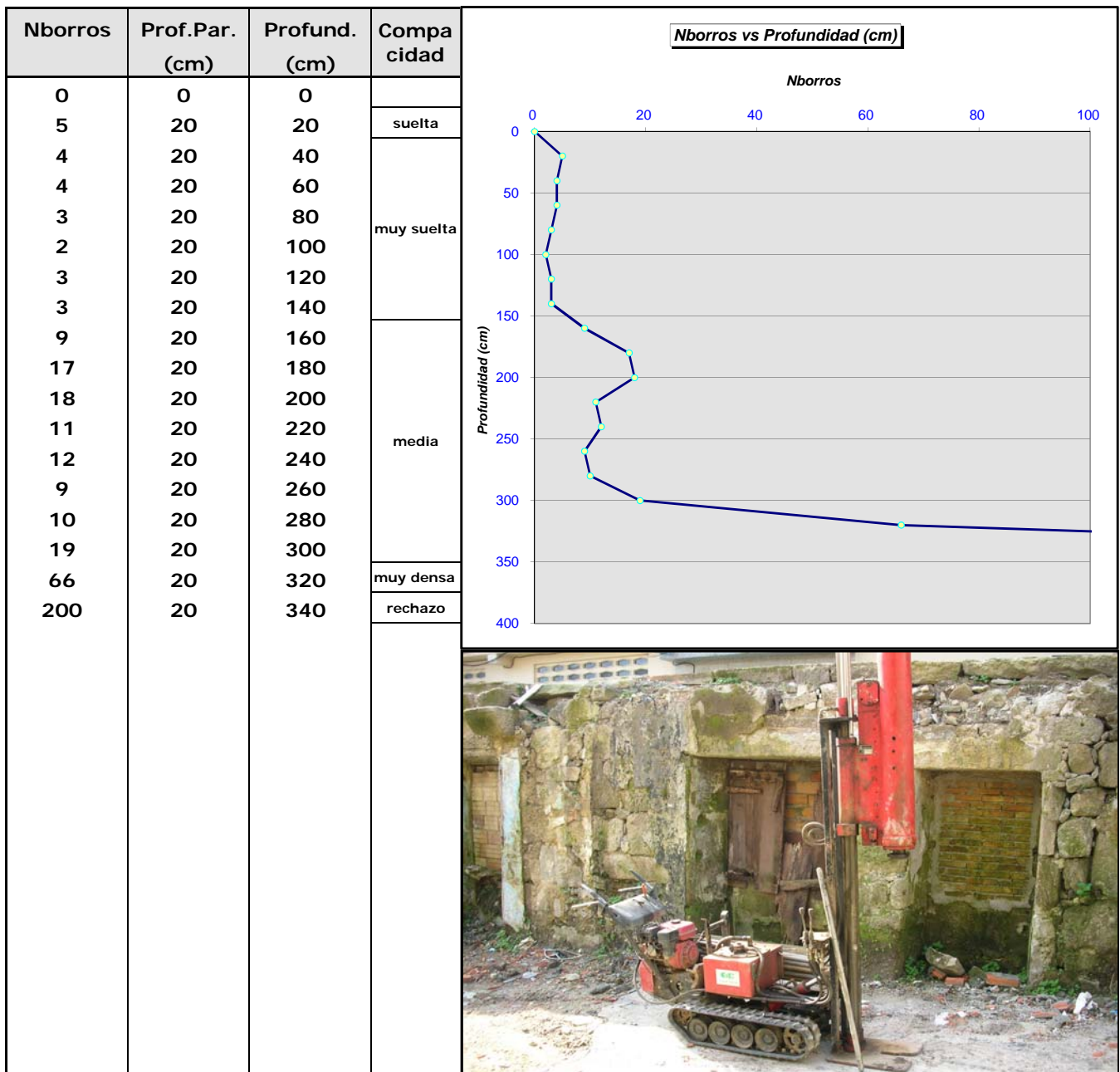
ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA CONTINUA



ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA CONTINUA PESADA TIPO BORROS

PETICIONARIO:	EXCMO. CONCELLO DE VIGO. SERVICIO DE PATRIMONIO HISTÓRICO	
OBRA:	REHABILITACIÓN DE LA "CASA DO PATÍN"	P.D.C. Nº 1 de 3
FECHA:	12/03/2014	
SITUACIÓN:	RÚA S. MIGUEL - RÚA ALFOLÍES - BOUZAS - VIGO (PONTEVEDRA)	
COTA INICIO:	A NIVEL DE LA RÚA SAN MIGUEL	CLAVE: SE-027/14
NIVEL FREÁTICO:	NO DETECTADO	

RESUMEN Datos de campo



D. Luis Alberto Otero Lemos
JEFE DE AREA GEOTÉCNIA (GTC/GTL)

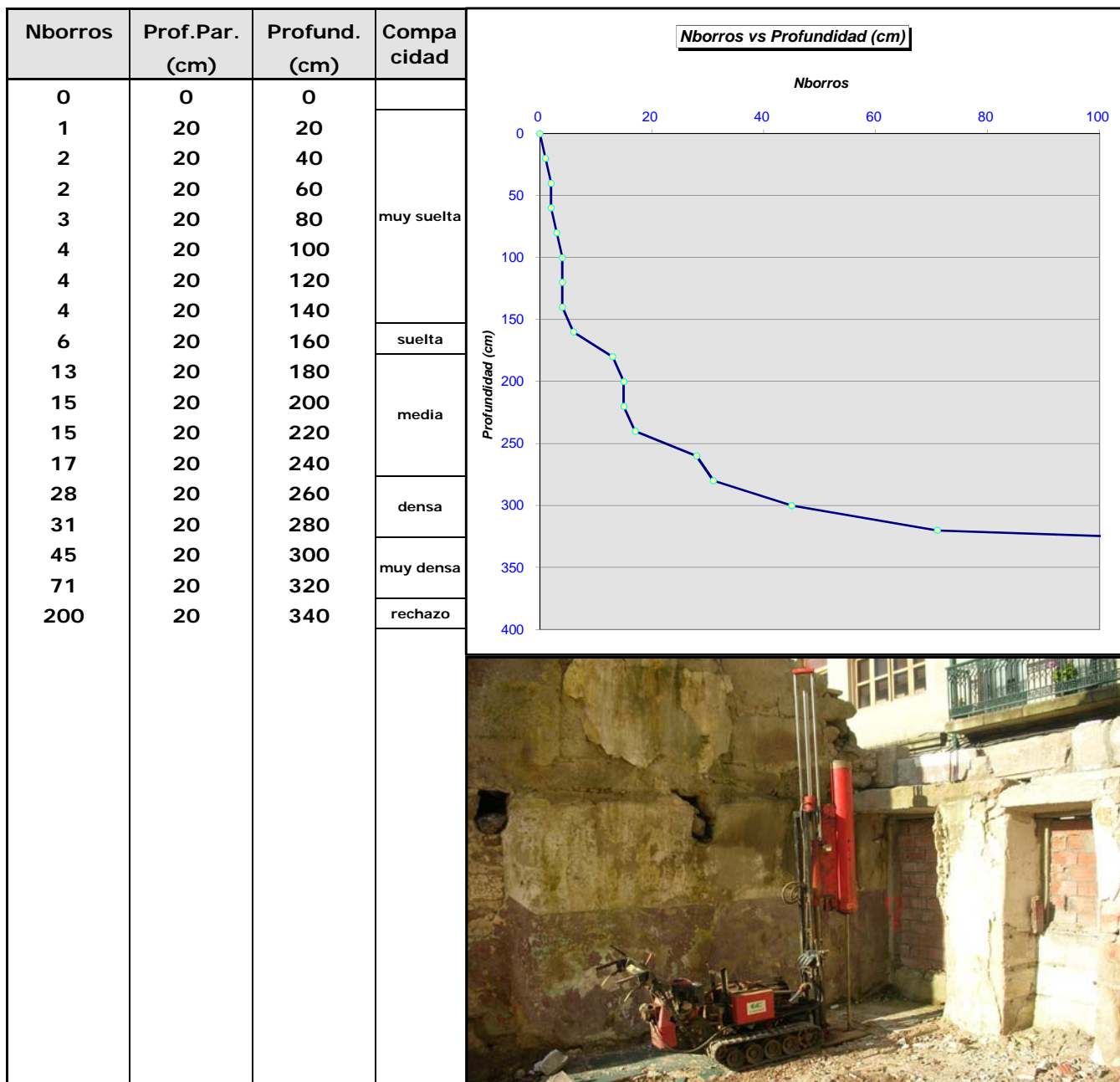
D. Emilio Otero Martínez
DIRECTOR DEL LABORATORIO



ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA CONTINUA PESADA TIPO BORROS

PETICIONARIO:	EXCMO. CONCELLO DE VIGO. SERVICIO DE PATRIMONIO HISTÓRICO	
OBRA:	REHABILITACIÓN DE LA "CASA DO PATÍN"	P.D.C. Nº 2 de 3
FECHA:	12/03/2014	
SITUACIÓN:	RÚA S. MIGUEL - RÚA ALFOLÍES - BOUZAS - VIGO (PONTEVEDRA)	
COTA INICIO:	A NIVEL DE LA RÚA SAN MIGUEL	CLAVE: SE-027/14
NIVEL FREÁTICO:	NO DETECTADO	

RESUMEN Datos de campo



D. Luis Alberto Otero Lemos
JEFE DE AREA GEOTÉCNIA (GTC/GTL)

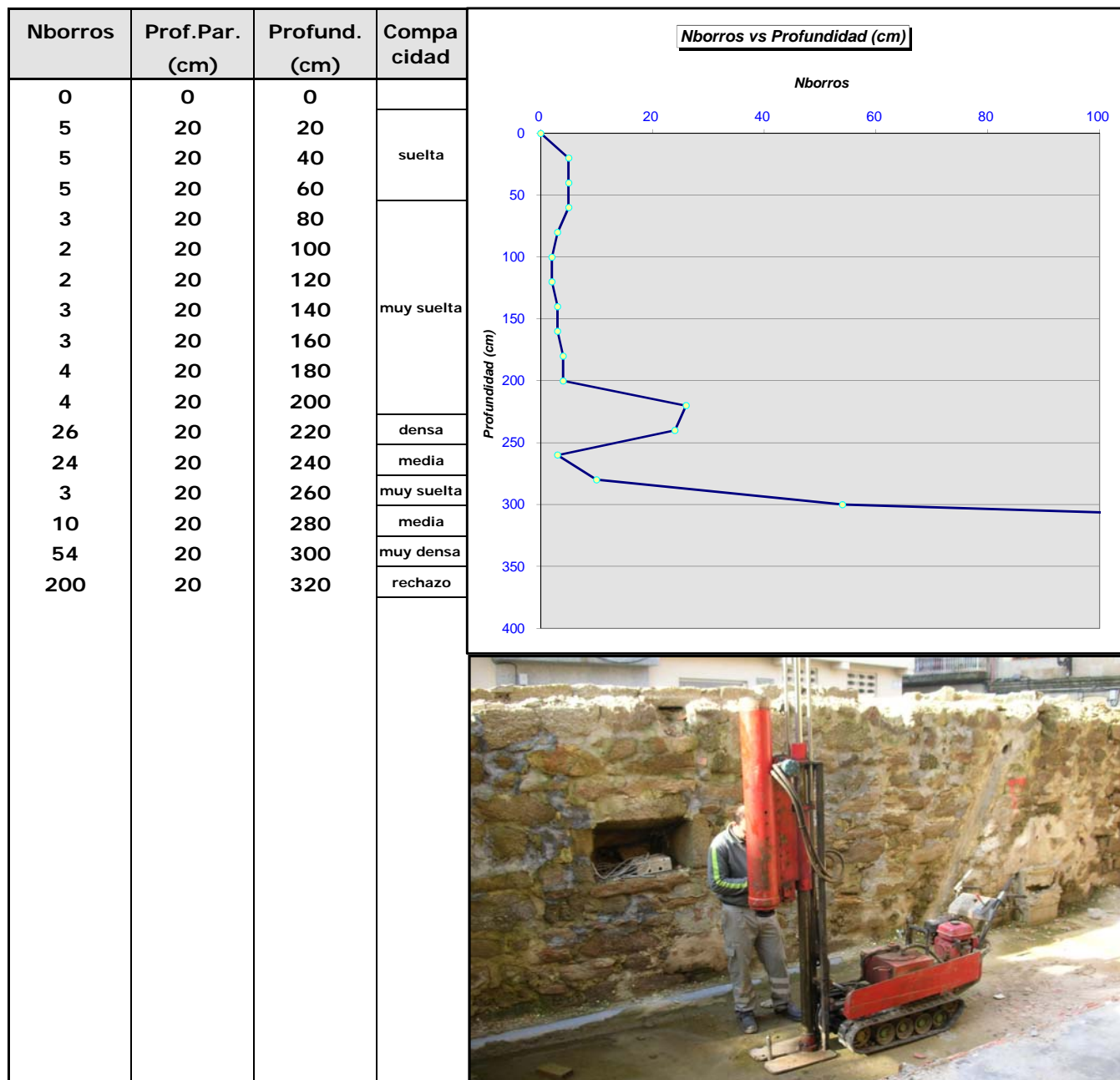
D. Emilio Otero Martínez
DIRECTOR DEL LABORATORIO



ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA CONTINUA PESADA TIPO BORROS

PETICIONARIO:	EXCMO. CONCELLO DE VIGO. SERVICIO DE PATRIMONIO HISTÓRICO	
OBRA:	REHABILITACIÓN DE LA "CASA DO PATÍN"	P.D.C. Nº 3 de 3
FECHA:	12/03/2014	
SITUACIÓN:	RÚA S. MIGUEL - RÚA ALFOLÍES - BOUZAS - VIGO (PONTEVEDRA)	
COTA INICIO:	A NIVEL DE LA RÚA SAN MIGUEL	CLAVE: SE-027/14
NIVEL FREÁTICO:	NO DETECTADO	

RESUMEN Datos de campo



D. Luis Alberto Otero Lemos
JEFE DE AREA GEOTÉCNIA (GTC/GTL)

D. Emilio Otero Martínez
DIRECTOR DEL LABORATORIO

ANEXO 7.7

ENSAYOS DE LABORATORIO



CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN EL PG-3

Tipo de suelo	Granulometría	Límites Atterberg	Ensayos químicos	Deformación
Terraplenes en general	Pasa tamiz 20 mm > 70% ó Pasa tamiz 0,08 mm > 35%			
Suelos seleccionados	Tamaño máx. < 100 mm Pasa tamiz 0,4 mm < 15%			
	Si pasa 0,40 mm > 15%: *pasa tamiz 2 mm < 80% *pasa tamiz 0,4 mm < 75% *pasa tamiz 0,08 mm < 25%	L, L< 30 y I.P.< 10	Materia organica < 0,2 % Sales solubles < 0,2%	
Suelos adecuados	Tamaño máx. < 100 mm Pasa tamiz 2 mm < 80% Pasa tamiz 0,08 mm < 35%	L.L. < 40 y si L.L.>30 el I.P.> 4	Materia organica < 1 % Sales solubles < 0,2%	
Suelos tolerables		L.L. < 65 y si L.L.>40 el I.P.> 0,73	Materia organica < 2 % Yesos < 5% Otras s.s. distintas < 1%	Colapso < 1% Hinchamiento < 3%
Suelos marginales		L.L. >90 y si el I.P.< 0,73	Materia organica < 5 %	Hinchamiento < 5%
Suelos inadecuados	los que no se pueden incluir en las categorías anteriores			

CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN CASAGRANDE

SUELOS DE GRANO GRUESO	GRAVA Y SUELOS CON GRAVA MAS DEL 50% DE LA FRACCION GRUESA QUEDA RETENIDA POR EL TAMIZ Nº4	GRAVA LIMPIA (FINOS EN CANTIDAD APRECIABLE)		GW	GRAVAS BIEN GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVA Y ARENA, CON POCOS FINOS O SIN FINOS	SUELOS DE GRANO FINO MAS DEL 50% DEL MATERIAL PASA POR EL TAMIZ Nº200	LIMO Y ARCILLA LIMITE LIQUIDO MENOR DE 50		ML	LIMOS INORGANICOS Y ARENAS MUY FINAS, POLVO DE ROCA, ARENAS FINAS LIMOSAS O ARCILLOSAS, LIMOS ARCILLOSOS POCO PLASTICOS
				GP	GRAVAS MAL GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVA Y ARENA, CON POCOS FINOS O SIN FINOS				CL	ARCILLAS INORGANICAS POCO PLASTICAS O DE PLASTICIDAD MEDIANA, ARCILLAS CON GRAVA, ARCILLAS ARENOSAS, ARCILLAS LIMOSAS, ARCILLAS MAGRAS
				GM	GRAVAS LIMOSAS, MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y LIMO				OL	LIMOS ORGANICOS Y ARCILLAS LIMOSAS ORGANICAS POCO PLASTICAS
				GC	GRAVAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y ARCILLA				MH	LIMOS INORGANICOS CON MICA O ARENA FINA DE DIATOMEAS, O SUELOS LIMOSOS
	ARENA Y SUELOS ARENOSOS MAS DEL 50% DEL MATERIAL QUEDA RETENIDO POR EL TAMIZ Nº200	ARENA LIMPIA		SW	ARENAS BIEN GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCOS FINOS O SIN FINOS		LIMO Y ARCILLA LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50		CH	ARCILLAS INORGANICAS MUY PLASTICAS, ARCILLAS GRASAS
				SP	ARENAS MAL GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCOS FINOS O SIN FINOS				OH	ARCILLAS ORGANICAS DE PLASTICIDAD MEDIANA O MUY PLASTICAS, LIMOS INORGANICOS
		ARENA CON FINOS (FINOS EN CANTIDAD APRECIABLE)		SM	ARENAS LIMOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO				PT	TURBA, HUMUS, SUELOS DE PANTANO CON MUCHA MATERIA ORGANICA
				SC	ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y ARCILLA					
							SUELOS MUY ORGANICOS			



HOJA RESUMEN DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO DE MUESTRAS DE SUELO

DATOS DE LA OBRA

CLAVE: **SE-027/14**

Obra:	Rehabilitación de la "Casa do Patín"
Descripción:	Estudio geotécnico
Situación:	Rúa San Miguel-Rúa Alfolíes - Bouzas - Vigo (Pontevedra)
Peticionario:	Excmo. Concello de Vigo. Servicio de Patrimonio Histórico

DATOS DE LA MUESTRA

Muestra nº:	EL-120314/02
Fecha de Toma:	12-mar-2014
Fecha del ensayo:	17-mar-2014
Lugar de la Toma:	Sondeo "S-1"
Cota de la muestra:	Cota -1,50-2,10 metros respecto cota inicio del sondeo
Tipo de muestra:	Arenas limosas mal graduadas correspondientes con depósitos marinos

RESULTADOS OBTENIDOS

1, Análisis Granulométrico:

Tamices	(%) pasa acumula.
25	100,00
20	99,11
10	96,15
5	95,00
2	93,41
0,4	80,84
0,08	9,91
PASA	0,00

2, Limites Atterberg:

Límite Líquido (L.L.) (%):	-
Límite Plástico (L.P.) (%):	-
Índice Plasticidad (I.P.) (%):	No plástico

3, Determinaciones Físico - Químicas:

Densidad aparente (gr / cm ³):	1,47
Densidad seca (gr / cm ³):	1,22
Humedad natural (%):	20,93
Materia orgánica (%):	
Acidez Baumann Gully (ml / Kg):	58
Contenido en sulfatos (mg / Kg):	12
Contenido en sales solubles (%):	
Contenido en yesos (%):	

4, Determinaciones Geomecánicas:

Ángulo rozamiento interno (°):	30°
Coefficiente de cohesión (Kg / cm ²):	0,15
Rest. compresión simple (N / mm ²):	
Densidad Proctor Modif.:	
Índice C. B. R. :	
Hinchamiento (%):	
Colapso:	

Clasificación del terreno según PG-3: Suelo tolerable

Clasificación del terreno según Casagrande: Arenas "SM-SP"

OBSERVACIONES

Vigo (Pontevedra), a 17 de Marzo de 2014

Luis Alberto Otero Lemos
Fdo. Jefe de área de geotécnia (GTC/GTL)

Emilio Otero Martínez
Fdo. Director de laboratorio



INFORME DE ENSAYO DE HUMEDAD
NATURAL MEDIANTE SECADO
EN ESTUFA (UNE 103300/93)

DATOS DE LA OBRA

CLAVE: **SE-027/14**

Obra:	Rehabilitación de la "Casa do Patín"
Descripción:	Estudio geotécnico
Situación:	Rúa San Miguel-Rúa Alfolíes - Bouzas - Vigo (Pontevedra)
Peticionario:	Excmo. Concello de Vigo. Servicio de Patrimonio Histórico

DATOS DE LA MUESTRA

Muestra nº:	EL-120314/02
Fecha de Toma:	12-mar-2014
Fecha del ensayo:	13-mar-2014
Lugar de la Toma:	Sondeo "S-1"
Cota de la muestra:	Cota -1,50-2,10 metros respecto cota inicio del sondeo
Tipo de muestra:	Arenas limosas mal graduadas correspondientes con depósitos marinos

RESULTADOS OBTENIDOS

HUMEDAD NATURAL	
Tara	361,6
Tara+suelo+agua	514,7
Tara+suelo	488,2
HUMEDAD NATURAL (%)	20,93

OBSERVACIONES

Vigo (Pontevedra), a 17 de Marzo de 2014

Luis Alberto Otero Lemos
Fdo. Jefe de área de geotécnia (GTC/GTL)

Emilio Otero Martínez
Fdo. Director de laboratorio



INFORME DE ENSAYO DE
DENSIDAD APARENTE/SECA
(UNE 103301/94)

DATOS DE LA OBRA

CLAVE: **SE-027/14**

Obra:	Rehabilitación de la "Casa do Patín"
Descripción:	Estudio geotécnico
Situación:	Rúa San Miguel-Rúa Alfolíes - Bouzas - Vigo (Pontevedra)
Peticionario:	Excmo. Concello de Vigo. Servicio de Patrimonio Histórico

DATOS DE LA MUESTRA

Muestra nº:	EL-120314/02
Fecha de Toma:	12-mar-2014
Fecha del ensayo:	13-mar-2014
Lugar de la Toma:	Sondeo "S-1"
Cota de la muestra:	Cota -1,50-2,10 metros respecto cota inicio del sondeo
Tipo de muestra:	Arenas limosas mal graduadas correspondientes con depósitos marinos

RESULTADOS OBTENIDOS

DENSIDAD APARENTE/SECA	
Masa muestra, M1	100,00 gr
Masa muestra + parafina, M2	129,10 gr
Masa parafina, M3	29,10 gr
Volumen parafina, V1	32,33 cm ³
Masa sumergida, M4	28,80 gr
Volumen muestra, V2	67,97 cm ³
DENSIDAD APARENTE	1,47 gr/cm ³
DENSIDAD SECA	1,22 gr/cm ³

OBSERVACIONES

Vigo (Pontevedra), a 17 de Marzo de 2014

Luis Alberto Otero Lemos
Fdo. Jefe de área de geotécnia (GTC/GTL)

Emilio Otero Martínez
Fdo. Director de laboratorio



INFORME DE ENSAYO DE GRANULOMETRÍA DE SUELOS POR TAMIZADO (UNE 103101/95)

DATOS DE LA OBRA

CLAVE: **SE-027/14**

Obra:	Rehabilitación de la "Casa do Patín"
Descripción:	Estudio geotécnico
Situación:	Rúa San Miguel-Rúa Alfolíes - Bouzas - Vigo (Pontevedra)
Peticionario:	Excmo. Concello de Vigo. Servicio de Patrimonio Histórico

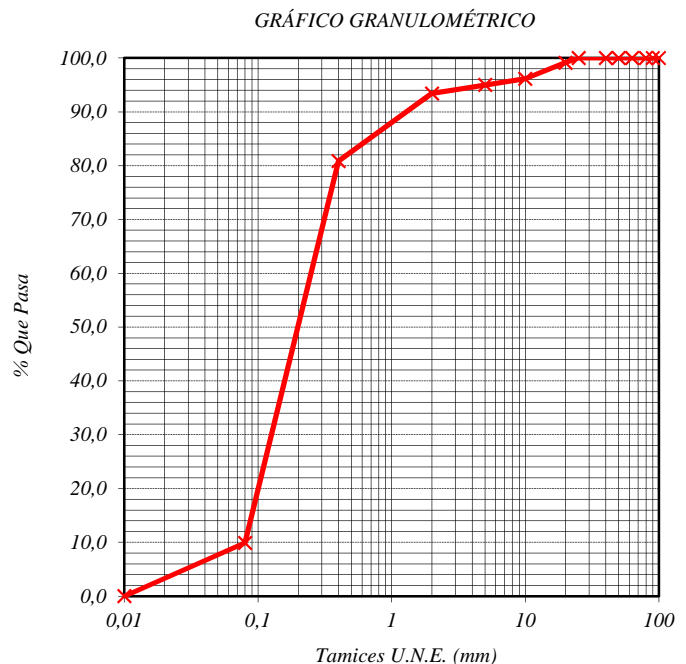
DATOS DE LA MUESTRA

Muestra nº:	EL-120314/02
Fecha de Toma:	12-mar-2014
Fecha del ensayo:	13-mar-2014
Lugar de la Toma:	Sondeo "S-1"
Cota de la muestra:	Cota -1,50-2,10 metros respecto cota inicio del sondeo
Tipo de muestra:	Arenas limosas mal graduadas correspondientes con depósitos marinos

RESULTADOS OBTENIDOS

Granulometría (UNE 103101)

Tamices	Retenido tamices		% Acumulados	
U.N.E. (mm)	Peso (g)	%	Retenido	Pasa
100	0,00	0,00	0,00	100,00
90	0,00	0,00	0,00	100,00
80	0,00	0,00	0,00	100,00
63	0,00	0,00	0,00	100,00
50	0,00	0,00	0,00	100,00
40	0,00	0,00	0,00	100,00
25	0,00	0,00	0,00	100,00
20	10,00	0,89	0,89	99,11
10	33,10	2,96	3,85	96,15
5	12,90	1,15	5,00	95,00
2	17,80	1,59	6,59	93,41
0,4	140,70	12,57	19,16	80,84
0,08	794,20	70,94	90,09	9,91
PASA	110,90	9,91	100,00	0,00
TOTAL	1119,60			



OBSERVACIONES

Vigo (Pontevedra), a 17 de Marzo de 2014

Luis Alberto Otero Lemos
Fdo. Jefe de área de geotécnia (GTC/GTL)

Emilio Otero Martínez
Fdo. Director de laboratorio



INFORME DE ENSAYO DE LÍMITES DE ATTERBERG (UNE 103103/94, (UNE 103104-93; UNE 103108-96)

DATOS DE LA OBRA

CLAVE: **SE-027/14**

Obra:	Rehabilitación de la "Casa do Patín"
Descripción:	Estudio geotécnico
Situación:	Rúa San Miguel-Rúa Alfolíes - Bouzas - Vigo (Pontevedra)
Peticionario:	Excmo. Concello de Vigo. Servicio de Patrimonio Histórico

DATOS DE LA MUESTRA

Muestra nº:	EL-120314/02
Fecha de Toma:	12-mar-2014
Fecha del ensayo:	13-mar-2014
Lugar de la Toma:	Sondeo "S-1"
Cota de la muestra:	Cota -1,50-2,10 metros respecto cota inicio del sondeo
Tipo de muestra:	Arenas limosas mal graduadas correspondientes con depósitos marinos

RESULTADOS OBTENIDOS

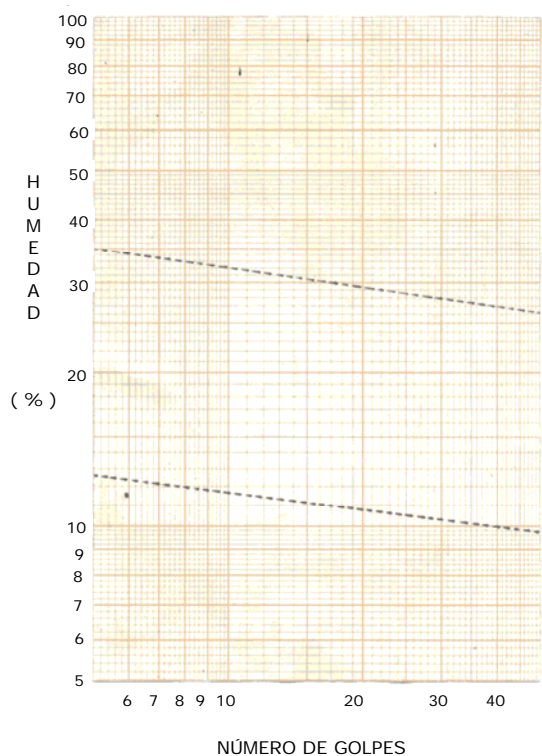
Límites de Atterberg

Límite Líquido			
Nº de Golpes	-		
Referencia Tara	-		
Agua	$a = (t+s+a) - (t+s)$		
Tara+Suelo+Agua	$t+s+a$		
Tara+suelo	$t+s$		
Tara	t		
Suelo	$s = (t+s) - t$		
% de Humedad	$w = a * 100 / s$		

Límite Líquido -

Límite plástico			
Nº de Golpes	-		
Referencia Tara	-		
Agua	$a = (t+s+a) - (t+s)$		
Tara+Suelo+Agua	$t+s+a$		
Tara+suelo	$t+s$		
Tara	t		
Suelo	$s = (t+s) - t$		
% de Humedad	$w = a * 100 / s$		

Límite Plástico -



Índice Plasticidad No plástico

OBSERVACIONES

Vigo (Pontevedra), a 17 de Marzo de 2014

Luis Alberto Otero Lemos
Fdo. Jefe de área de geotécnia (GTC/GTL)

Emilio Otero Martínez
Fdo. Director de laboratorio



INFORME DE ENSAYO DE AGRESIVIDAD DE SUELOS AL HORMIGÓN (UNE 83962 Y 83963)

DATOS DE LA OBRA

CLAVE: **SE-027/14**

Obra:	Rehabilitación de la "Casa do Patín"
Descripción:	Estudio geotécnico
Situación:	Rúa San Miguel-Rúa Alfolíes - Bouzas - Vigo (Pontevedra)
Peticionario:	Excmo. Concello de Vigo. Servicio de Patrimonio Histórico

DATOS DE LA MUESTRA

Muestra nº:	EL-120314/02
Fecha de Toma:	12-mar-2014
Fecha del ensayo:	15-mar-2014
Lugar de la Toma:	Sondeo "S-1"
Cota de la muestra:	Cota -1,50-2,10 metros respecto cota inicio del sondeo
Tipo de muestra:	Arenas limosas mal graduadas correspondientes con depósitos marinos

RESULTADOS OBTENIDOS

GRADO DE AGRESIVIDAD		
PARÁMETRO COMPROBADO	RESULTADO OBTENIDO	GRADO DE AGRESIVIDAD
Ácidoz Baumann-Gully	58 ml/Kg	No agresivo
Contenido de sulfato (SO_4^{2-})	12 mg/Kg	No agresivo

EVALUACIÓN DEL CONJUNTO

Según los resultados obtenidos sobre las muestras ensayadas, puede considerarse que el terreno, a las profundidades indicadas, no presenta agresividad al hormigón. El ensayo se ha realizado según las Normas UNE para determinar la agresividad de aguas y suelos al hormigón. La evaluación del conjunto se ha realizado a partir de las tablas 8.2.3.a "Clase específicas de exposición relativas a otros procesos de deterioro distintos de la corrosión" y 8.2.3.b "Clasificación de la agresividad química" de la Instrucción de hormigón estructural EHE.

OBSERVACIONES

Vigo (Pontevedra), a 17 de Marzo de 2014

Luis Alberto Otero Lemos
Fdo. Jefe de área de geotécnia (GTC/GTL)

Emilio Otero Martínez
Fdo. Director de laboratorio



INFORME DE ENSAYO DE CORTE DIRECTO CONSOLIDADO-DRENADO (UNE 103401/98)

DATOS DE LA OBRA

CLAVE: **SE-027/14**

Obra:	Rehabilitación de la "Casa do Patín"
Descripción:	Estudio geotécnico
Situación:	Rúa San Miguel-Rúa Alfolés - Bouzas - Vigo (Pontevedra)
Peticionario:	Excmo. Concello de Vigo. Servicio de Patrimonio Histórico

DATOS DE LA MUESTRA

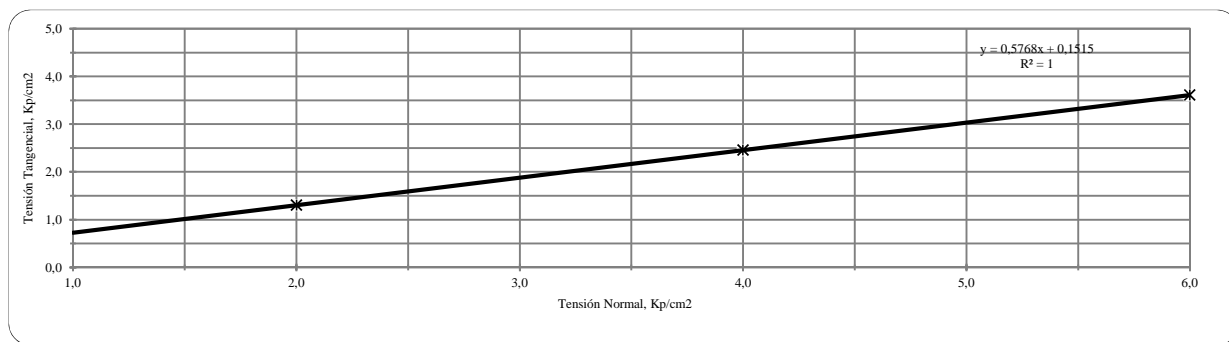
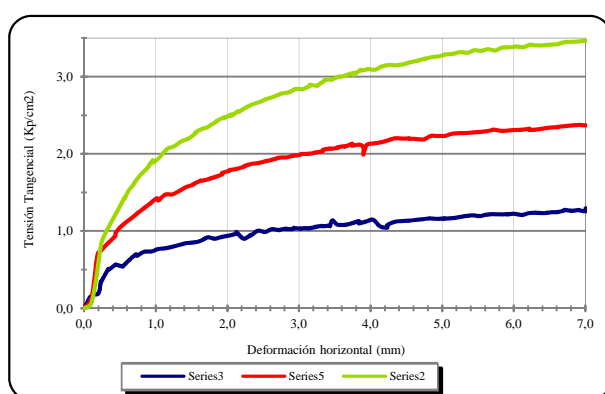
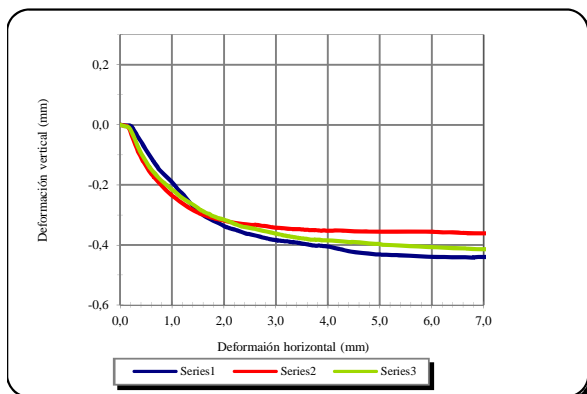
Muestra n°:	EL-120314/02
Fecha de Toma:	12-mar-2014
Fecha del ensayo:	17-mar-2014
Lugar de la Toma:	Sondeo "S-1"
Cota de la muestra:	Cota -1,50-2,10 metros respecto cota inicio del sondeo
Tipo de muestra:	Arenas limosas mal graduadas correspondientes con depósitos marinos

DATOS DEL ENSAYO

Célula : f 50 mm	Tiempo de consolidación = 24 horas	Velocidad de corte, mm/min = 0,20
------------------	---	--

RESULTADOS	Punto 1	Punto 2	Punto 3
Humedad inicial %	27,8	27,5	28,6
Humedad final %	29,3	29,1	30,3
Densidad aparente húmeda g/cm ³	2,10	2,06	1,92
Densidad aparente seca g/cm ³	1,64	1,62	1,50
Tensión Normal, Kp/cm ²	2,0	4,0	6,0
Tensión Tangencial pico, Kp/cm ²	1,31	2,46	3,61

Recta de regresión $Y = a + b X$	
a	b
0,1515	0,577
Coeficiente de regresión r^2	
1,000	



Angulo rozamiento interno	30	Cohesión (Kp/cm ²)	0,15
---------------------------	-----------	--------------------------------	-------------

Vigo (Pontevedra) a 18 de Marzo de 2014

Luis Alberto Otero Lemos
Fdo. Jefe de área de Geotecnia (GTC/GTL)

Emilio Otero Martínez
Fdo. Director de laboratorio



INFORME DE ENSAYO DE
AGRESIVIDAD DE AGUAS AL
HORMIGÓN (Normas UNE)

DATOS DE LA OBRACLAVE: **SE-027/14**

Obra:	Rehabilitación de la "Casa do Patín"
Descripción:	Estudio geotécnico
Situación:	Rúa San Miguel-Rúa Alfolíes - Bouzas - Vigo (Pontevedra)
Peticionario:	Excmo. Concello de Vigo. Servicio de Patrimonio Histórico

DATOS DE LA MUESTRA

Muestra nº:	EL-120314/01
Fecha de Toma:	12-mar-2014
Fecha del ensayo:	13-mar-2014
Lugar de la Toma:	Sondeo "S-1"
Cota de la muestra:	Cota -1,20 metros respecto cota inicio sondeo
Tipo de muestra:	Agua freática

RESULTADOS OBTENIDOS

GRADO DE AGRESIVIDAD		
PARÁMETRO COMPROBADO	RESULTADO OBTENIDO	GRADO DE AGRESIVIDAD
Valor del PH (UNE 83952)	8,87	No agresivo
Temperatura	15,8 °C	
Conductividad	115 ppm	
	171 µs	
Magnesio (Mg^{+2}) (UNE 83955)	6,81 mg/l	No agresivo
Amonio (NH_4^{+}) (UNE 83954)	3,50 mg/l	No agresivo
Sulfato (SO_4^{2-}) (UNE 83956)	29,60 mg/l	No agresivo
CO ₂ (UNE-EN 13577)	11,4 mg/l	No agresivo
Residuo Seco (UNE 83957)	209 mg/l	No agresivo
Cloruro (Cl ⁻)	67,45 mg/l	-

EVALUACIÓN DEL CONJUNTO

Según los resultados obtenidos sobre las muestras ensayadas, puede considerarse que el agua, a las profundidades indicadas, no presenta agresividad al hormigón. El ensayo se ha realizado según las Normas UNE para determinar la agresividad de aguas y suelos al hormigón. La evaluación del conjunto se ha realizado a partir de las tablas 8.2.3.a "Clase específicas de exposición relativas a otros procesos de deterioro distintos de la corrosión" y 8.2.3.b "Clasificación de la agresividad química" de la instrucción de hormigón estructural EHE.

OBSERVACIONES

Vigo (Pontevedra), a 17 de Marzo de 2014



HOJA RESUMEN DE LOS ENSAYOS DE RESISTENCIA DE MUESTRAS DE ROCA

DATOS DE LA OBRA

CLAVE: **SE-027/14**

Obra:	Rehabilitación de la "Casa do Patín"
Descripción:	Estudio geotécnico
Situación:	Rúa San Miguel-Rúa Alfolíes - Bouzas - Vigo (Pontevedra)
Peticionario:	Excmo. Concello de Vigo. Servicio de Patrimonio Histórico

DATOS DE LA MUESTRA

Muestra nº:	EL-120314/03
Fecha de Toma:	12-mar-2014
Fecha del ensayo:	14-mar-2014
Lugar de la Toma:	Sondeo "S-1"
Cota de la muestra:	Cota -8,80-9,05 metros respecto la cota de inicio del sondeo
Tipo de muestra:	Gneis

RESULTADOS OBTENIDOS

1. Determinaciones Físicas:

Densidad aparente (gr / cm³): **2,65**
Densidad seca (gr / cm³):
Humedad natural (%):

2. Determinaciones Geomecánicas:

Resistencia compresión uniaxial (MPa): **33,7**
Resistencia máxima en triaxial (Kg/cm²):
Deformación en triaxial (microstrain):
Resistencia a la tracción (MPa):
Índice Schimazek (KN/m):
Índice perforabilidad D.R.I.:
Índice abrasividad Cerchar:
Índice dureza Cerchar:
Índice de carga puntual (N/mm²):

OBSERVACIONES

Vigo (Pontevedra), a 17 de Marzo de 2014



INFORME DE ENSAYO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN UNIAXIAL EN ROCA (UNE 22950-1/90)

DATOS DE LA OBRA

CLAVE: **SE-027/14**

Obra:	Rehabilitación de la "Casa do Patín"
Descripción:	Estudio geotécnico
Situación:	Rúa San Miguel-Rúa Alfolíes - Bouzas - Vigo (Pontevedra)
Peticionario:	Excmo. Concello de Vigo. Servicio de Patrimonio Histórico

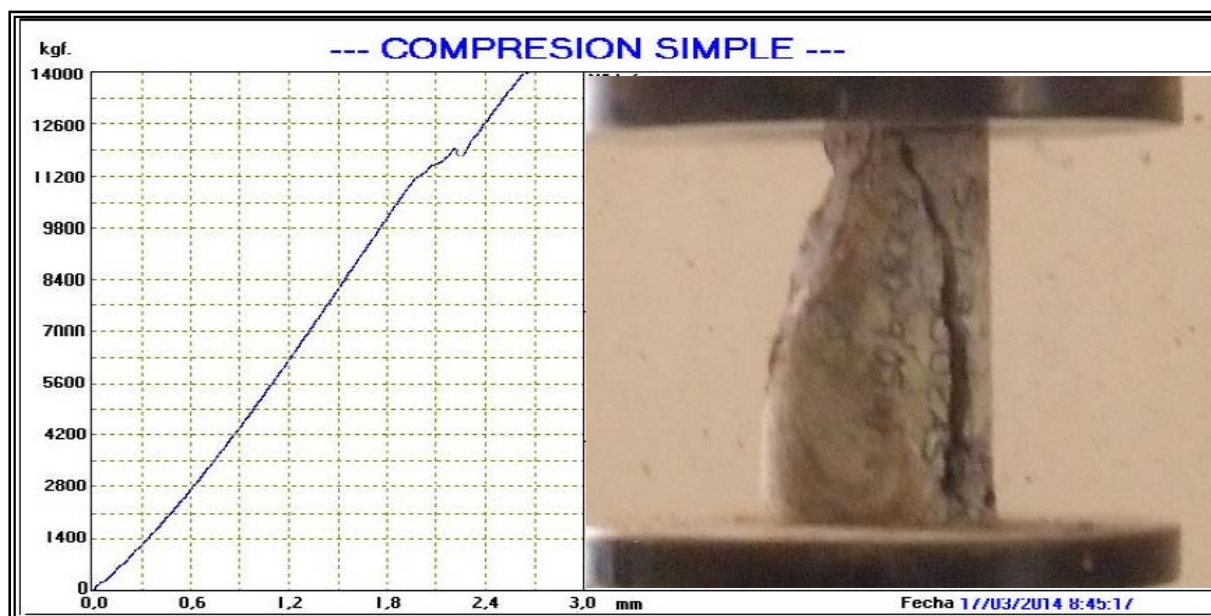
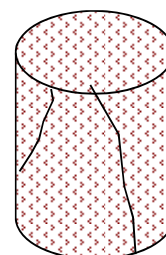
DATOS DE LA MUESTRA

Muestra nº:	EL-120314/03
Fecha de Toma:	12-mar-2014
Fecha del ensayo:	14-mar-2014
Lugar de la Toma:	Sondeo "S-1"
Cota de la muestra:	Cota -8,80-9,05 metros respecto la cota de inicio del sondeo
Tipo de muestra:	Gneis

RESULTADOS OBTENIDOS

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL	
DIÁMETRO TESTIGO	D = 72 mm
LONGITUD TESTIGO	L = 180 mm
TENSIÓN DE ROTURA	33,7 MPa
DENSIDAD APARENTE	2,65 gr/cm³

FORMA DE ROTURA



OBSERVACIONES

Vigo (Pontevedra), a 17 de Marzo de 2014

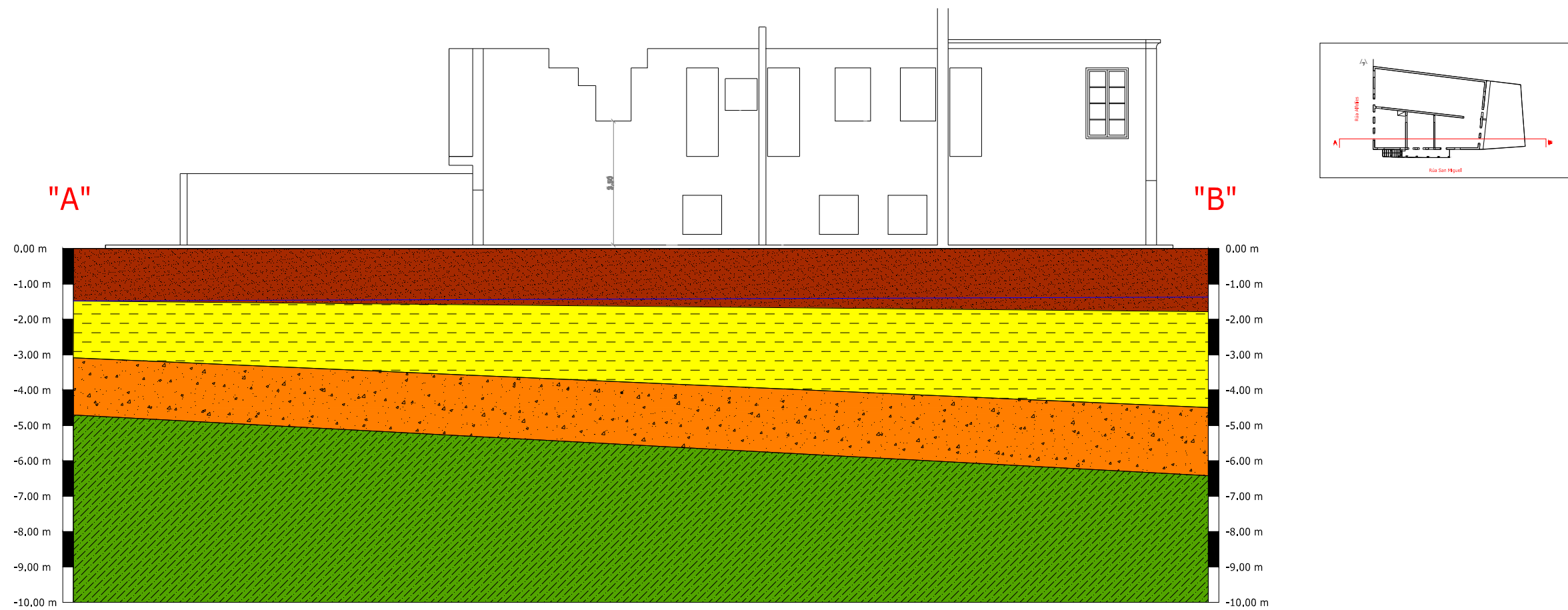
Luis Alberto Otero Lemos
Fdo. Jefe de área de geotécnia (GTC/GTL)

Emilio Otero Martínez
Fdo. Director de laboratorio

ANEXO 7.8

PERFIL GEOTÉCNICO

Rúa San Miguel



Relleno antrópico formado por unas arenas limosas de color pardo claro-ocre y grano medio, junto con limos arenosos de color pardo oscuro y grano fino. Además se identifican pequeños restos de escombros y fragmentos de conchas. Estos rellenos fueron utilizados para la formación de explanada y urbanización de la zona. Presenta una tensión admisible muy baja inferior a 0,50 Kp/cm².



Depósitos marinos costeros correspondientes con un horizonte de arenas fangosas de color negro pasando en profundidad a un tramo de arenas grisáceas con numerosos fragmentos de conchas y un horizonte basal de gravas cuarcíticas subredondeadas. Se trata de materiales en proceso de consolidación de compacidad muy floja y significativo contenido en materia orgánica. Presenta una tensión admisible muy baja, inferior a 0,50 Kp/cm².



Sustrato rocoso de naturaleza gneisica formado por fragmentos rocosos y tramos de suelos correspondientes con arenas limosas de color pardo y grisáceo. En su conjunto se encuentra alterado en G.M. IV e intensamente fracturado. Se identifican fragmentos rocosos sanos o ligeramente meteorizados de manera discontinua. Se identifican intercalaciones de naturaleza granítica. Presenta una tensión admisible de hasta 2,50 Kp/cm².



Sustrato rocoso de naturaleza gneisica de color grisáceo en corte fresco, ocre por alteración, grano fino, intensa a moderadamente fracturado y alterado en G.M. III. Presenta una matriz sana y fracturas primarias con ángulos entre 15°-35° con respecto a la vertical del sondeo, con pátinas anaranjadas por oxidación en los planos de discontinuidad y fracturas secundarias subverticales. Se observan pequeñas venillas de cuarzo paralelas a la foliación. A partir de los 9,30 metros de profundidad se identifica un sustrato rocoso granítico de color grisáceo, textura granuda, grano grueso, moderadamente fracturado, alterado en G.M. III. En su conjunto presenta una tensión admisible de hasta 4,00 Kp/cm².

Nivel freático (a día 12-03-2014)

ANEXO 7.9

**CÁLCULOS Y EVALUACIÓN DE TENSIONES ADMISIBLES Y
ASIENTOS**

METODOLOGÍA DE CÁLCULO EMPLEADA

➤ 1. METODOLOGÍA EMPLEADA EN EL CÁLCULO DE TENSIONES ADMISIBLES

De manera general podemos hablar de tres tipos de cimentación previstas: cimentaciones superficiales mediante zapatas bien apoyadas en suelos, bien en roca, cimentaciones superficiales mediante losas de cimentación apoyadas en suelos y cimentaciones profundas mediante pilotes o micropilotes empotrados en roca preferentemente. Para cada una de las diferentes tipologías se empleará la metodología recomendada en la Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras editada por la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, así como otras normativas de referencia vigentes (C.T.E., R.O.M., Eurocódigo,...) y que se describen a continuación:

■ Cimentaciones superficiales en roca.

En caso de rocas blandas con una resistencia a la compresión simple ($q_u < 1$ Mpa) o fuertemente fracturadas o diaclasadas ($RQD < 10\%$), se considerará la roca como si se tratase de un suelo, con su correspondiente método de cálculo que se explicará más adelante. En caso de rocas menos débiles, menos diaclasadas y menos alteradas que lo indicado, se puede determinar una presión admisible a partir de los datos siguientes:

- Resistencia a compresión simple de la roca sana, q_u .
- Tipo de roca.
- Grado de alteración medio.
- Valor del RQD y separaciones de las litoclasas.

Estos parámetros deben ser los representativos del comportamiento del volumen de roca situado bajo la cimentación hasta una profundidad de $1,5 B^*$, medida desde su plano de apoyo. La presión admisible puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$q_P = 2 * P_{Vadm} \quad \text{siendo} \quad P_{Vadm} = P_0 * \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \sqrt{\frac{q_u}{P_0}}$$

donde:

P_0 = Presión de referencia, en este caso 1 MPa (10 Kg/cm²).

q_u = Resistencia a compresión simple de la roca sana (Kg/cm²).

α_1 = Parámetro adimensional en función del tipo de roca, según tabla adjunta:

GRUPO N.º	NOMBRE GENÉRICO	EJEMPLOS	α_1
1	Rocas carbonatadas con estructura bien desarrollada	<ul style="list-style-type: none"> Calizas, dolomías y mármoles puros Calcarenitias de baja porosidad 	1,0
2	Rocas ígneas y rocas metamórficas (*)	<ul style="list-style-type: none"> Granitos, cuarcitas Andesitas, riolitas Pizarras, esquistos y gneises (esquistosidad subhorizontal) 	0,8
3	Rocas sedimentarias (**) y algunas metamórficas	<ul style="list-style-type: none"> Calizas margosas, argilitas, limolitas, areniscas y conglomerados Pizarras y esquistos (esquistosidad verticalizada) Yesos 	0,6
4	Rocas poco soldadas	<ul style="list-style-type: none"> Areniscas, limolitas y conglomerados poco cementados Margas 	0,4

α_1 = Parámetro adimensional en función del grado de meteorización (ISRM), según:

Grado meteorización (G.M. I)----- $\alpha_2 = 1.0$

Grado meteorización (G.M. II)----- $\alpha_2 = 0.7$

Grado meteorización (G.M. III)----- $\alpha_2 = 0.5$

α_3 = parámetro adimensional en función de las litoclasas, bien calculado a partir del valor del RMR en los sondeos mecánicos o bien a partir de un censo de litoclasas en afloramientos próximos a la zona de cimentación, según:

$$\alpha_3 = \min (\alpha_{3a}, \alpha_{3b}) \quad \text{siendo} \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha_{3a} = \sqrt{\frac{s}{1m}} \\ \alpha_{3b} = \sqrt{\frac{RQD(\%)}{100}} \end{array} \right.$$

■ Cimentaciones superficiales en suelos.

Para la determinación de la carga de hundimiento o rotura de un suelo se emplean varios métodos, bien a partir de la resistencia en punta obtenida en los ensayos de penetración dinámica, bien a partir de las ecuaciones generales de Brinch Hansen o Terzaghi, y que se explicarán a continuación.

✓ Cálculo de la carga de hundimiento a partir de la resistencia en punta.

Este método de cálculo se emplea en terrenos granulares predominantemente y permeables y mediante ensayos de penetración dinámica continua y consiste en medir la hinca bajo el efecto de una energía cinética conocida. Esta hinca, depende principalmente de la resistencia del suelo, de la naturaleza del golpe y de la elasticidad del penetrómetro y mediante la conocida fórmula dinámica de hinca "Fórmula de los Holandeses", siendo esta fórmula la más utilizada en la interpretación de los ensayos de penetración dinámica y cuyo cálculo se explica a continuación:

$$R = \frac{M^2 \times h}{(M + P) \times S \times e}$$

siendo:

R = resistencia dinámica unitaria en punta (Kg/cm²), también conocida como Q_{din}.

P = peso de la maza, en este caso 63,50 Kg.

h = altura de caída libre de la maza, en este caso 50 cm.

M = peso sobre la puntaza: yunque (6,40 Kg)+varillas (5,75 Kg/metro)+cabezal de golpeo (0,50 Kg).

S = sección de la puntaza, en este caso punta troncocónica de 16 cm².

e = penetración por golpe (20/N₂₀).

Una vez determinado el valor de la resistencia dinámica unitaria (Q_{din}), se puede estimar la resistencia estática en punta (Q_{est}), a partir de una serie de correlaciones y coeficientes de transformación, los cuales dependen de la naturaleza del terreno, así como de su estado en el momento de ejecución del ensayo (Buisson y otros). En general, la carga dinámica y la estática se relacionan con la siguiente ecuación:

$$Q_{est} = \frac{Q_{din}}{20}$$

Una vez calculada la carga estática se obtiene la carga admisible aplicándole un factor de seguridad que en este caso será de 4 en el caso de terrenos granulares y 6 en el caso de terrenos cohesivos (>40% finos) según diversos autores, es decir:

Terrenos granulares (arenas y gravas) $Q_{adm} = \frac{Q_{est}}{4}$

Terrenos cohesivos (limos y arcillas) $Q_{adm} = \frac{Q_{est}}{6}$

Esta fórmula de hincas debe utilizarse en suelos granulares relativamente compactos y permeables, pues si los terrenos están saturados, se obtienen valores muy pesimistas. Para los suelos cohesivos puros y poco permeables se recomienda el empleo de otras fórmulas como la de Terzagui o Hansen, una vez transformados los golpes de penetración N_{20} en golpes N_{SPT} y a través de multitud de correlaciones obtener la resistencia al corte sin drenaje y posteriormente su capacidad portante, como se explicará a continuación.

En estos casos se emplean las correlaciones empíricas establecidas por Terzagui y Peck, donde ligan el ancho del cimiento y la tensión media admisible con el resultado del ensayo de penetración estándar SPT y un asiento asignado de 1" (2,54 cm) o las de Meyerhof, donde liga la tensión admisible media y el asiento que se produce en un espesor de terreno igual a la anchura del cimiento, contando a partir de la cota de desplante de la cimentación.

En suelos granulares la presión vertical admisible de servicio suele encontrarse limitada por condiciones de asiento, más que por hundimiento. Dada la dificultad en el muestreo de estos suelos, un método tradicional para el diseño de cimentaciones consiste en el empleo de correlaciones empíricas más o menos directas con ensayos de penetración, o con otro tipo de ensayos in situ a su vez correlacionables.

Cuando la superficie del terreno sea marcadamente horizontal (pendiente inferior al 10%), la inclinación con la vertical de la resultante de las acciones sea menor del 10% y se admita la producción de asientos de hasta 25 mm, la presión vertical admisible de servicio podrá evaluarse mediante las siguientes expresiones basadas en el golpeo NSPT.

Para cimientos con un ancho equivalente $B < 1,20$ metros:

$$q_{adm} = 12N_{SPT} \left(1 + \frac{D}{3B} \right) \cdot \left(\frac{S_t}{25} \right) \quad KN / m^2$$

Para cimientos con un ancho equivalente $B \geq 1,20$ metros:

$$q_{adm} = 8N_{SPT} \left[1 + \frac{D}{3B} \right] \cdot \left(\frac{S_t}{25} \right) \cdot \left(\frac{B + 0,3}{B} \right)^2 \quad KN / m^2$$

siendo:

N_{SPT} = valor medio de los resultados obtenidos en una zona de influencia de la cimentación comprendida entre un plano situado a una distancia $0,5 B$ por encima de su base y otro situado a una distancia mínima $2B$ por debajo de la misma.

S_t = asiento total admisible en milímetros.

D = profundidad bajo la superficie del terreno.

$\left[1 + \frac{D}{3B} \right]$ = el valor a introducir en la ecuaciones será menor o igual a 1,3.

✓ Cálculo de la carga de hundimiento a partir de la ecuación general.

En terrenos predominantemente limosos y arcillosos (>35-40% finos), se emplea el método de Terzagui o Hansen, el cual se basa en la hipótesis de un mecanismo de rotura bidimensional, junto con una ley de resistencia del terreno, estableciendo las condiciones límites de equilibrio, entre las fuerzas aplicadas externamente (cargas) y las desarrolladas en el terreno para contrarrestarlas. Según este método, la presión vertical de hundimiento es la suma de tres términos que representan la contribución a la capacidad de soporte, de la sobrecarga existente al nivel de cimentación q , de la cohesión del terreno c , y de su peso propio. La ecuación es del siguiente tipo:

$$P_{vh} = (q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q) + (c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot t_c \cdot r_c) + (0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot s_g \cdot t_g \cdot r_g)$$

donde:

p_{vh} = Presión vertical de hundimiento.

q = Sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación, en el entorno del cimientto.

c = Cohesión de cálculo.

γ = Peso específico del terreno.

B^* = Anchura equivalente del cimientto.

N_q, N_c, N_g = Factores de capacidad de carga, adimensionales y dependientes del ángulo de rozamiento interno.

d_q, i_q, s_q, t_q, r_q = Factores adimensionales para considerar el efecto de la resistencia al corte local del terreno situado sobre el plano de apoyo, la inclinación de la carga, la forma de la cimentación, la proximidad de la cimentación a un talud y la inclinación del plano de apoyo. Los subíndices q, c, γ , indican en cuál de los tres términos de la fórmula polinómica deben aplicarse.

Consideraciones sobre los factores de carga:

Los factores de capacidad de carga N_q, N_c y N_g , se calcularán mediante las expresiones analíticas siguientes:

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} * e^{\pi * \tan \phi} \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi} \quad N_g = 2 * (N_q - 1) * \tan \phi$$

Para el cálculo de situaciones de corto plazo, en los que $\phi_{\text{cálculo}} = 0$, los factores de capacidad de carga toman los siguientes valores:

$$N_q = 1 \quad N_c = 5,14 \quad N_g = 0$$

En la siguiente tabla se indican los valores de los factores de capacidad de carga para diversos valores del ángulo de rozamiento interno:

TABLA 4.6. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

ϕ (°)	N_q	N_c	$N_q^{(*)}$
20	6,4	14,8	3,9
21	7,1	15,8	4,7
22	7,8	16,9	5,5
23	8,7	18,1	6,5
24	9,6	19,3	7,7
25	10,7	20,7	9,0
26	11,8	22,3	10,6
27	13,2	23,9	12,4
28	14,7	25,8	14,6
29	16,4	27,9	17,1
30	18,4	30,1	20,1
31	20,6	32,7	23,6
32	23,2	35,5	27,7
33	26,1	38,6	32,6
34	29,4	42,2	38,4
35	33,3	46,1	45,2
36	37,8	50,6	53,4
37	42,9	55,6	63,2
38	48,9	61,4	74,9
39	56,0	67,9	89,0
40	64,2	75,3	106,1
41	73,9	83,9	126,7
42	85,4	93,7	151,9
43	99,0	105,1	182,8
44	115,3	118,4	220,8
45	134,9	133,9	267,7

(*) Los valores del factor de capacidad de carga N_q que se indican, corresponden a cimentaciones convencionales de hormigón apoyadas directamente en el terreno. En ellas, se produce una clara unión que coarta las deformaciones horizontales en el contacto hormigón-terreno. Existen algunas cimentaciones especiales en las que este confinamiento podría no existir: cimentaciones prefabricadas, losas o cimentaciones con juntas muy próximas (bloques de mampostería, por ejemplo). En dichas circunstancias se recomienda utilizar un coeficiente N_q igual a la mitad del indicado en la tabla.

Consideraciones sobre la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo:

El terreno que existe sobre el plano de cimentación colabora de una manera pasiva, pero eficaz, frente al hundimiento. Dicha colaboración se debe fundamentalmente a su propio peso, aunque también puede contribuir con su resistencia al corte (se necesitará una mayor longitud de la línea de rotura. La colaboración debida al peso se introduce a través del parámetro q , indicado en la formulación precedente.

En general no es prudente contar con la colaboración debida a la resistencia al corte del terreno situado por encima del plano de apoyo. Únicamente cuando se pueda garantizar que el terreno en cuestión sea de resistencia semejante —parámetros (c , ϕ)— al que existe bajo el plano de apoyo, se garantice su permanencia a lo largo del tiempo, y siempre que no se esté en terrenos inclinados o próximos a bordes de taludes, se podrán usar los siguientes valores de los parámetros d .

$$\left\{ \begin{array}{l} d_q = 1 + 2tg\phi(1 - \sin\phi)^2 \arctg\left(\frac{D}{B^*}\right) \\ d_c = d_c 1 + 2\left(\frac{Nq}{Nc}\right)(1 - \sin\phi)^2 \arctg\left(\frac{D}{B^*}\right) \\ d_g = 1 \end{array} \right.$$

El arco que se menciona en estas fórmulas se expresará en radianes. En esta expresión, D es la profundidad de cimentación. Si esta profundidad resultase superior a 2B* se supondrá D = 2B.

Consideraciones sobre la inclinación de las cargas:

La inclinación de las cargas tiene un efecto importante en la capacidad portante del terreno y por dicho motivo debe realizarse un cálculo específico de los coeficientes reductores correspondientes. Los valores que se recomiendan dependen del valor de las acciones horizontales y verticales que previamente deben ser conocidas. Las fórmulas que permiten el cálculo de los coeficientes de inclinación son las siguientes:

$$\left\{ \begin{array}{l} i_q = (1 - 0,7tg\delta_B)^3 * (1 - tg\delta_L) \\ i_c = \frac{(i_q * Nq) - 1}{Nq - 1} \\ i_g = (1 - tg\delta_B)^3 * (1 - tg\delta_L) \end{array} \right.$$

donde δ_B , δ_L = Ángulos de inclinación de la carga respecto a la vertical.

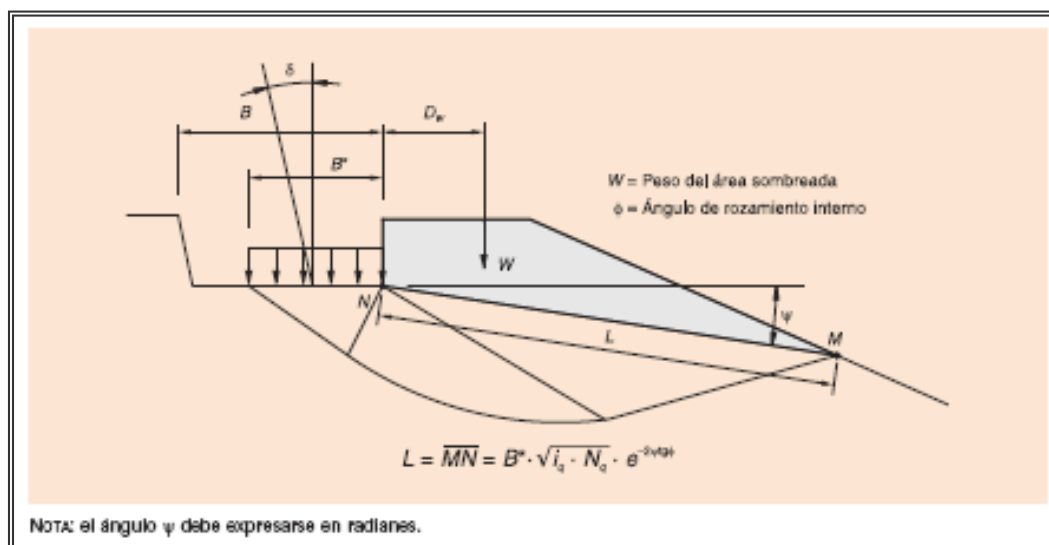
Consideraciones sobre la forma de la cimentación:

Para tener en cuenta la forma, en planta, de la cimentación se utilizarán los siguientes coeficientes:

$$s_q = s_c = 1 + \frac{B}{L} * \frac{Nq}{Nc} \qquad s_g = 1 - 0,3 * \left(\frac{B}{L}\right)$$

Consideraciones sobre la proximidad de la cimentación a un talud:

Existen cimentaciones a media ladera y cimentaciones próximas a taludes (por ejemplo, estribos de puente cimentados superficialmente sobre los terraplenes de acceso) que pueden ver su carga de hundimiento notablemente reducida debido a dicho efecto. La forma de rotura en estos casos es similar a la indicada en la figura adjunta:



El valor de q a introducir en la fórmula polinómica para la determinación de la carga de hundimiento es:

$$q = \frac{2 * W * D_w}{L^2}$$

donde:

q = Valor de la sobrecarga de tierras a considerar en la formulación analítica de Brinch-Hansen.

W = Peso del área sombreada en la figura.

D_w = Distancia desde la cara exterior del cimiento al punto de aplicación (centro de gravedad del área sombreada) del peso W .

L = Longitud del segmento MN , determinado según se especifica en la figura.

Para obtener el valor de los coeficientes de reducción por efecto de la proximidad a un talud se recomienda utilizar las expresiones siguientes:

$$t_q = (1 - 0,5 \operatorname{tg} \psi)^5 \quad t_c = \frac{(t_q * Nq) - 1}{Nq - 1} \quad t_g = t_q$$

Para el caso particular de $\phi_{\text{cálculo}} = 0$, se pueden utilizar las expresiones siguientes:

$$\left\{ \begin{array}{l} t_q = (1 - 0,5 \operatorname{tg} \Psi)^5 \text{ Igual expresión para cualquier valor de } \phi_{\text{cálculo}}. \\ t_c = 1 - 0,4 \Psi \text{ Expresando } \Psi \text{ en radianes.} \\ t_g = \text{No es de aplicación, pues } N_g = 0. \end{array} \right.$$

El ángulo Ψ , define el plano sobre el que actuaría la sobrecarga, q . Su valor puede estimarse una vez se conoce la longitud L , cuyo valor se indica en la figura. Dado que en la definición de esta longitud L debe contarse a su vez con el valor Ψ , la determinación de ambas variables, (L, Ψ) , requiere un cálculo iterativo.

Para el caso de pendientes importantes ($\Psi > 30^\circ$) el cálculo de la seguridad frente a la estabilidad global es absolutamente inexcusable, independientemente de la resistencia que pudiera ofrecer el terreno.

Consideraciones sobre la inclinación del plano de apoyo:

En ciertas ocasiones resulta conveniente construir cimentaciones superficiales sobre planos inclinados, por ejemplo los apoyos de muros de contención se realizan en ocasiones sobre planos inclinados en contrapendiente mejorando con ello su seguridad frente al deslizamiento. También pueden existir situaciones en las que la cimentación queda inclinada desfavorablemente.

Este hecho puede ocurrir cuando se establecen cimentaciones en laderas de forma escalonada, lo que a efectos prácticos equivale a inclinar desfavorablemente el plano de cimentación. Los coeficientes de corrección que se recomiendan para tener en cuenta este efecto son los siguientes:

$$r_q = e^{-2\eta g \phi} \text{ (el valor de } \eta \text{ se introducirá en radianes)} \quad r_c = \frac{(r_q * N_q) - 1}{N_q - 1} \quad r_g = r_q$$

Para el caso particular de $\phi_{\text{cálculo}} = 0$, se pueden utilizar las expresiones siguientes:

$$r_q = 1 \quad r_c = 1 - 0,4\eta \quad r_g = \text{no es de aplicación, pues } N_g = 0$$

✓ Cálculo de la presión admisible en arenas.

El reconocimiento de terrenos formados exclusivamente por arenas limpias, sin cohesión alguna, es difícil pues, salvo que se utilicen técnicas muy específicas, no es posible tomar muestras inalteradas que puedan ensayarse en laboratorio. En estas situaciones es posible realizar investigaciones sencillas que permitan deducir el ángulo de rozamiento de las arenas en cuestión y después realizar los cálculos de comprobación. Este procedimiento será inexcusable en cimentaciones de gran importancia. Para obras convencionales (puentes de luces moderadas, muros de escasa altura y obras de paso) se considera aceptable comprobar la seguridad frente al hundimiento de acuerdo con el procedimiento que se describe en este apartado.

Salvo circunstancias especiales, el límite de la presión que puede aplicarse sobre formaciones arenosas está limitado por razones de asiento. La experiencia acumulada durante casi medio siglo desde que Meyerhof propusiera la primera correlación entre la presión de servicio que puede admitirse y el índice N del ensayo SPT, para limitar a un valor moderado los asientos posteriores, hace recomendable la utilización de la expresión siguiente:

$$P_{\text{vadm}} = 4N_{60} * f_B * f_D * f_L * f_I * f_W \text{ (KPa)}$$

donde:

N_{60} = Valor de cálculo del índice N del ensayo SPT, determinado como se indica a continuación. El valor del índice N_{60} del ensayo SPT a utilizar en el cálculo El valor del índice N que debe usarse para entrar en la formulación anterior debe obtenerse después de considerar los siguientes aspectos.

Los índices N que se obtienen directamente del ensayo SPT deben corregirse de manera que queden normalizados a una presión efectiva de referencia, común e igual a 100 KPa.

Para ello puede utilizarse la expresión siguiente:

$$N_{\text{corregido}} = f \cdot N$$

donde f es el factor de corrección que se obtiene de la tabla siguiente:

TABLA 4.2. FACTOR DE CORRECCIÓN DEL ÍNDICE N DEL ENSAYO SPT POR EL EFECTO DE LA SOBRECARGA EFECTIVA DE LAS TIERRAS

PRESIÓN VERTICAL EFECTIVA(*) AL NIVEL DEL ENSAYO (kPa)	FACTOR DE CORRECCIÓN, f $N_{\text{corregido}} = f \cdot N$
0	2,0
25	1,5
50	1,2
100	1,0
200	0,8
400 ó mayor	0,5

(*) Se refiere al momento en el que se realiza el ensayo.

f_B = Factor de corrección adimensional que tiene en cuenta el ancho de la cimentación. Se utilizará el valor siguiente:

$$f_B = \left(\frac{B + 0,3m}{B} \right)^2 \leq 1,5$$

f_D = Factor de corrección adimensional que tiene en cuenta la profundidad de cimentación, D. Se evaluará mediante la expresión siguiente:

$$f_D = \left(1 + \frac{D}{3B} \right) \leq 1,5$$

f_L = Factor de corrección adimensional que tiene en cuenta la forma de la cimentación. Su valor de cálculo es:

$$f_L = \left(\frac{L + 0,25 \cdot B}{1,25 \cdot L} \right)$$

f_l, f_w = Factores adimensionales para considerar el efecto del agua que pudiera existir bajo la cimentación.

Cuando sea esperable una situación no hidrostática y pueda existir un flujo de agua ascendente, la presión admisible será menor que la indicada y puede obtenerse mediante el uso del factor de reducción siguiente:

$$f_l = \left(1 - I_v * \frac{\gamma_w}{\gamma'} \right) \leq 1$$

donde:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_l = \text{Factor de corrección por efecto del flujo ascendente del agua.} \\ I_v = \text{Gradiente vertical del flujo del agua.} \\ \gamma' = \text{Peso específico sumergido del suelo.} \\ \gamma_w = \text{Peso específico del agua.} \end{array} \right.$$

Las cargas admisibles de cimentaciones apoyadas sobre arenas no saturadas pueden calcularse mediante el uso del factor de ampliación siguiente:

$$f_w = 1 + 0,6 \frac{h_w}{B^*} \leq 1,8$$

donde:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_w = \text{Factor de corrección para condiciones de cimentación en arenas no saturadas.} \\ h_w = \text{Profundidad mínima del nivel freático bajo el plano de cimentación durante la situación de proyecto considerada.} \\ B^* = \text{Ancho equivalente de la cimentación.} \end{array} \right.$$

■ Metodología empleada en el cálculo de asientos:

La determinación del asiento previsible, siempre y cuando no venga limitado en el método de cálculo de la capacidad portante (caso de cimentaciones apoyadas sobre roca, arcillas y pilotes) o en caso de grandes zapatas o losas de cimentación, se realizará de manera individualizada en función del tipo de cimentación, tensión admisible adoptada y los diferentes niveles de terreno detectados bajo cimentación y cuya metodología se explica a continuación:

✓ Asientos de zapatas sobre terrenos rocosos y cohesivos puros:

En caso de terrenos rocosos y cohesivos puros, para la comprobación de los asientos esperados se recurren a métodos elásticos, a partir de los módulos de deformación representativos del terreno, obtenidos a partir del RMR calculado tanto en campo como en sondeos en el caso de terrenos rocosos y obtenidos a partir de los ensayos SPT mediante la expresión de Whitman y Richard, según la cual:

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

donde:

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta_z = \text{parámetro que depende de las dimensiones de la cimentación} \\ q = \text{carga total aplicada (Kg/cm}^2\text{)}. \\ B = \text{ancho de cimentación (cm)}. \\ L = \text{longitud de cimentación (cm)}. \\ \nu = \text{coeficiente de Poisson.} \\ E = \text{módulo de deformación del terreno (Kg/cm}^2\text{)}. \end{array} \right.$$

Para la determinación del módulo de deformación en caso de terrenos granulares poco consolidados (depósitos aluviales) y según D'Appolonia) se emplea la siguiente expresión:

$$E = 10 * (1 - \nu^2) * (20,9 + 0,89 * N_{spt}) \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

En caso de terrenos consolidados y granulares (suelos residuales) se utilizaría:

$$E = 10 * (1 - \nu^2) * (47,3 + 1,19 * N_{spt}) \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

Mientras que en el caso de terrenos cohesivos, la relación quedaría:

$$E \approx 350 * C_u \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

Y finalmente en el caso de terrenos rocosos, el módulo de deformación vendrá definido por el Índice de calidad RMR, mediante la expresión:

$$E_{\text{macizo}} = \alpha * 10^{\frac{RMR-10}{40}} \text{ (Gpa)}$$

siendo:

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,1 \text{ para resistencias a compresión simple } (q_u) \text{ de 1 MPa.} \\ \alpha = 0,2 \text{ para resistencias a compresión simple } (q_u) \text{ de 4 MPa.} \\ \alpha = 0,3 \text{ para resistencias a compresión simple } (q_u) \text{ de 10 MPa.} \\ \alpha = 0,7 \text{ para resistencias a compresión simple } (q_u) \text{ de 50 MPa.} \\ \alpha = 1,0 \text{ para resistencias a compresión simple } (q_u) \text{ de } >100 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

✓ Asientos sobre losas de cimentación o grandes zapatas:

Al tratarse de grandes zapatas o losas apoyadas sobre terrenos granulares se emplea el método de Burland y Burbridge, según la cual:

$$S_i = f_s * f_l * q' * B^{0,7} * I_c$$

donde:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_i = \text{Asiento medio al final de la construcción, en mm.} \\ f_l = \text{coeficiente que tiene en cuenta la existencia de una capa rígida bajo} \\ \quad \text{cimentación} \\ f_s = \text{coeficiente que tiene en cuenta las dimensiones de la cimentación.} \\ q' = \text{Tensión efectiva bruta, aplicada en la base de la cimentación (KN/m}^2\text{).} \\ I_c = \text{Índice de compresibilidad, definido en función del valor medio del ensayo SPT.} \end{array} \right.$$

A continuación se muestran los cálculos necesarios en cada factor de la fórmula:

f_s : Es un coeficiente adimensional que tiene en cuenta la forma de la losa y cuya expresión viene dada por:

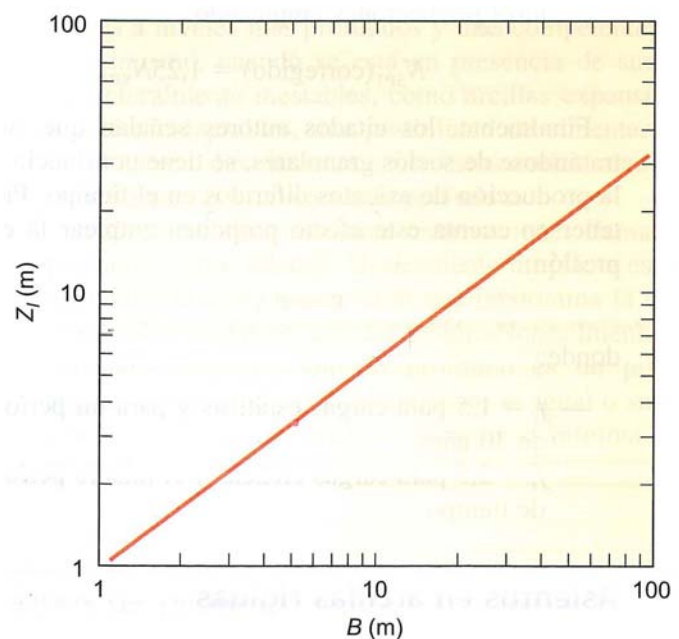
$$f_s = \frac{1,25 * \left(\frac{L}{B}\right)}{\left(\frac{L}{B}\right) + 0,25}$$

siendo $\left\{ \begin{array}{l} L: \text{largo cimentación (m)} \\ B: \text{ancho de la cimentación (m)} \end{array} \right.$

f_l : Es un coeficiente adimensional que tiene en cuenta la existencia o no de una capa o estrato rígido por debajo de la cimentación, si ésta se encuentra a una profundidad (H_s) inferior a la zona de influencia de la cimentación (Z_I) y cuya expresión viene dada por:

$$f_l = \frac{H_s}{Z_I} \left(2 - \frac{H_s}{Z_I} \right)$$

siendo $\left\{ \begin{array}{l} H_s: \text{Profundidad a la que se encuentra la capa rígida} \\ \text{bajo la cimentación (m)} \\ Z_I: \text{Zona de influencia de la cimentación (m), según} \\ \text{tabla adjunta} \end{array} \right.$



Zona de influencia en función del ancho (B) de la cimentación

q' : Es la tensión efectiva bruta, aplicada en la base de la cimentación, que en el caso de terrenos sobreconsolidados o para cimentaciones situadas en el fondo de una excavación, tiene en cuenta las sobrecargas ejercidas por el terreno excavado (σ'_{v0}) y que modifica la carga transmitida mediante las ecuaciones:

$$\left\{ \begin{array}{ll} q' = q - \frac{2}{3} \sigma'_{vo} & \text{cuando } \sigma'_{vo} \leq q' \\ q' = \frac{q}{3} & \text{cuando } \sigma'_{vo} \geq q' \end{array} \right.$$

La tensión vertical efectiva (σ'_{vo}) se calcula multiplicando la altura excavada (m) por la densidad de los materiales retirados (expresado en KN/m²).

I_c : Es el índice de compresibilidad del terreno que se rige por la expresión:

$$I_c = \frac{1,7}{N^{1,4}}$$

donde N es la media aritmética de los golpes N_{spt} a lo largo de la zona de influencia de la cimentación.

Finalmente y según señalan los autores se tiene constancia de que en suelos granulares se producen asientos diferidos en el tiempo, bien por lavado de finos o propios reordenamientos internos del terreno, por lo que consideran este efecto multiplicando el asiento S_i instantáneo por una constante que en este caso sería:

$$St = Si * f_t$$

donde:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_t = 1,5 \text{ en el caso de cargas estáticas y para un período de 30 años.} \\ f_t = 2,5 \text{ en el caso de cargas cíclicas y para un período de 30 años.} \end{array} \right.$$

✓ Movimientos admisibles:

Los movimientos que puede admitir una cimentación sin causar daño significativo a la estructura que soporta dependen de su tipología. En general, para estructuras convencionales de hormigón y/o acero, se suelen recomendar ciertos límites. Son de amplio uso los siguientes valores:

- Asiento máximo de zapatas aisladas = 2,54 cm (1 pulgada).
- Asiento máximo de losas de cimentación = 5,00 cm.
- Asiento diferencial máximo entre apoyos contiguos = $L/200$ a $L/500$ dependiendo de la rigidez de la estructura (L = distancia entre apoyos).
- Inclinationes máximas: entre $\theta = 1/1000$ y $6/1000$.

■ Cálculo del coeficiente balasto vertical:

En cuanto al coeficiente de balasto necesario para el cálculo de losas y grandes zapatas, hay que determinar primeramente el valor del coeficiente K_s . Este parámetro depende del terreno y se puede estimar bien, mediante tablas, conociendo el tipo de terreno, bien mediante el ensayo de placa de carga o partir de los ensayos de penetración. A continuación se muestra una tabla con los valores más usuales:

VALORES DE K_{30} PROPUESTOS POR TERZAGHI		VALORES DE K_{30} PROPUESTOS POR DIVERSOS AUTORES	
Suelo	K_{30} (Kp/cm ³)	Suelo	K_{30} (Kp/cm ³)
Arena seca o húmeda		Arena fina de playa	1,0-1,5
—Suelta	0,64-1,92 (1,3)*	Arena floja, seca o húmeda	1,0-3,0
—Media	1,92-9,60 (4,0)	Arena media, seca o húmeda	3,0-9,0
—Compacta	9,60-32 (16,0)	Arena compacta, seca o húmeda	9,0-20,0
Arena sumergida		Gravilla arcillosa floja	4,0-8,0
—Suelta	(0,8)	Gravilla arenosa compacta	9,0-25,0
—Media	(2,50)	Grava arenosa floja	7,0-12,0
—Compacta	(10,0)	Grava arenosa compacta	12,0-30,0
Arcilla		Margas arcillosas	20,0-40,0
$q_u = 1-2$ Kp/cm ²	1,6-3,2 (2,5)	Rocas blandas o algo alteradas	30,0-500
$q_u = 2-4$ Kp/cm ²	3,2-6,4 (5,0)	Rocas sanas	800-30.000
$q_u > 4$ Kp/cm ²	> 6,4 (10)		

* Entre paréntesis los valores medios propuestos.

Una vez obtenido el valor del coeficiente de balasto K_s de la placa o tabla, hay que realizar una conversión al valor del coeficiente de balasto para el ancho real del cimiento B y según el C.T.E. hay que calcular primero el K_{sB} para una zapata cuadrada y después a una rectangular, K_{sBL} , mediante las siguientes expresiones:

$$\left\{ \begin{array}{l} \circ \quad K_{sB} = K_{sp30} \cdot \left(\frac{B + 0,3}{2 \cdot B} \right)^2 \quad \text{en caso de zapatas/losas cuadradas} \\ \circ \quad K_{sBL} = K_{sB} \cdot \left(1 + \frac{B}{2 \cdot L} \right) \quad \text{en caso de zapatas/losas rectangulares} \end{array} \right.$$

siendo:

$$\left\{ \begin{array}{l} B = \text{lado menor (ancho) del cimiento en cm.} \\ K_{30} = \text{este parámetro depende del terreno y se puede estimar bien, mediante} \\ \text{tablas, conociendo el tipo de terreno, bien mediante el ensayo de placa de carga o} \\ \text{partir de los ensayos de penetración.} \end{array} \right.$$

En caso de disponer de penetrómetros y/o ensayos SPT, se emplea la expresión propuesta por Navfac en la relaciona el K_{30} con el ensayo de penetración dinámica borros mediante las siguientes expresiones:

Suelos granulares gruesos (arenas, gravas.....)----- $K_{30} = 0,25 \cdot N_{\text{borros}}$

Suelos granulares finos (limos)----- $K_{30} = 0,15 \cdot N_{\text{borros}}$

Suelos cohesivos ----- $K_{30} = 0,10 \cdot N_{\text{borros}}$

■ Cimentaciones profundas mediante micropilotes.

En caso de que la capacidad portante del terreno sea insuficiente para soportar las cargas transmitidas por una cimentación superficial mediante zapatas o losas, o cuando se quieran evitar fenómenos de socavación del terreno en zonas próximas a cauces, por limitación de asientos, elevadas cargas a transmitir, etc., se debe recurrir al pilotaje. En la elección del tipo de pilote más ideal para este tipo de obras influyen muchos condicionantes, como el tipo de terreno, los costes económicos y problemas constructivos.

■ Metodología empleada en el cálculo de micropilotes

✓ 1.1 Consideraciones generales.

En caso de que la capacidad portante del terreno sea insuficiente para soportar las cargas transmitidas por una cimentación superficial mediante zapatas o losas, o por falta de espacio, accesos difíciles para maquinaria pesada o terrenos difíciles de perforar con pilotaje convencional, como en obras urbanas, escolleras o zonas de roca muy fracturada, hacen recomendable el empleo de micropilotes.

Su perforación es muy similar a la de un sondeo, lo que permite detectar eventuales cavidades y rellenarlas en la perforación. Dada su esbeltez trabaja casi exclusivamente por fuste por lo que no es preciso que la punta se apoye en un estrato más compacto.

En líneas generales, un micropilote es un pilote de pequeño diámetro, generalmente entre 114 y 250 mm, dotado con una armadura tubular y posteriormente inyectado con lechada de cemento o mortero. La calidad del micropilote depende mucho de que el proceso de ejecución sea riguroso.

Existen diversas técnicas de perforación para micropilotes en función del tipo de terreno a atravesar, a rotación, a rotopercusión con martillo e cabeza y generalmente se perfora con entubación recuperable y barrido con agua y aire comprimido.

Concluida la perforación se lava el taladro con agua y/o aire a presión, se introduce la armadura que puede ser de diferentes diámetros y calidades y se realiza la inyección con lechada o mortero. La inyección se realiza por dentro de la armadura hasta el fondo del taladro y asciende por el espacio anular formado por la armadura y la pared del terreno, desplazando en su camino a los detritus de perforación.

En función de las características del terreno, eventualmente se incorporan a la armadura del micropilotes una serie de válvulas antirretorno u obturadores que permitan con posterioridad a la inyección primaria, una segunda inyección que mejore la fricción entre el terreno y el micropilote.

En general, las lechadas deben tener una relación agua/cemento de 0,5/1 a 1/1. En cuanto a los morteros, éste debe tener una resistencia a los 28 días superiores a 25 MPa y las relaciones agua/cemento suelen ser bajas ($2/c = 0.5$) y arena como árido.

Una dosificación típica es agua (0.5), cemento (1), arena (0.5); (en peso). La consistencia debe ser tal que garantice el relleno total de la perforación, sin cortes.

Las armaduras deben quedar protegidas por el relleno de la inyección. Este volumen de relleno puede ser del orden de 1.5-2.0 veces el volumen teórico de perforación. Si hay inyección repetitiva, el volumen de lechada utilizada puede ser de 2 a 20 veces el teórico, aunque conviene limitarlo a 3 veces el volumen teórico del micropilote.

Para el diseño de la carga axial, se parte de de una serie de hipótesis, a la hora de diseñar los micropilotes bajo carga axial como son:

- ✓ la suposición de que el fuste tiene forma cilíndrica de diámetro constante e igual al nominal de perforación, aunque se hayan inyectado volúmenes mayores.
- ✓ la carga exterior es resistida por el rozamiento que se produce a través del contacto terreno-lechada que a su vez la transmite a la armadura que, en definitiva, es la que absorbe la carga exterior.
- ✓ la resistencia por fuste Q_f es muy predominante sobre la resistencia en punta Q_p .

Para el cálculo y dimensionado de estos micropilotes se emplea la "Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carreteras", publicada por la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento. Los micropilotes objeto de esta Guía pueden clasificarse atendiendo, fundamentalmente, a los siguientes aspectos:

- ✓ Según la forma de transmisión de los esfuerzos al terreno:
 - Individualmente como cimentación profunda, a través del fuste y la punta.
 - Como grupo, actuando sobre una determinada zona del terreno.
- ✓ Según el tipo de sollicitación dominante a la que están sometidos:
 - Esfuerzos axiales de compresión o tracción (normalmente en obras de cimentación).

- Momentos flectores y esfuerzos cortantes (normalmente en obras de estabilización de laderas, contención de tierras, paraguas en túneles, etc.).

✓ Según el sistema de inyección de la lechada o mortero de cemento:

- Los inyectados en una sola fase, también denominados de inyección única global (IU).

- Los reinyectados hasta dos veces a través de tubos o circuitos con válvulas antirretorno, también denominados de inyección repetitiva (IR).

- Los reinyectados varias veces a través de tubos-manguito desde el interior de la tubería de armadura, en toda la longitud del micropilote o en parte, también denominados de inyección repetitiva y selectiva (IRS).

El proceso de inyección tiene por objeto garantizar el contacto y la transmisión de esfuerzos entre la armadura tubular y el terreno. El sistema de inyección más adecuado a cada caso, deberá elegirse en función del terreno atravesado, entre otros aspectos.

✓ Los micropilotes del tipo IU suelen ser los más adecuados en rocas más o menos sanas, suelos cohesivos muy duros y suelos granulares.

✓ Los del tipo IR se emplean generalmente en rocas blandas y fisuradas y en materiales granulares gruesos y de compacidad media.

✓ Los del tipo IRS, que permiten efectuar una inyección más controlada, se recomiendan en suelos cohesivos (salvo los muy duros), suelos de consistencia baja o media y especialmente en suelos granulares en los que se intenta formar un bulbo.

✓ 1.2 Cálculo de la resistencia frente al modo de fallo de hundimiento

El valor de la resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento $R_{c,d}$, deberá ser mayor o igual que el esfuerzo axial (compresión) de cálculo transmitido por la estructura en la hipótesis más desfavorable $N_{c,Ed}$, es decir:

$$R_{c,d} \geq N_{c,Ed}$$

donde:

- $R_{c,d}$: Resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento (esfuerzo axial de compresión).

- $N_{c,Ed}$: Esfuerzo axial de cálculo (compresión), obtenido a partir de acciones mayoradas.

La resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento será la suma de las resistencias de cálculo por fuste y por punta en su caso, las cuales dependen tanto de las características del micropilote, como del terreno de su entorno.

✓ 1.3. Cálculo de la resistencia en suelos

Para poder considerar la resistencia por punta es preciso que se verifique, simultáneamente, en la zona de influencia de la misma, que:

- ✓ En terrenos granulares el índice N del ensayo SPT sea superior a treinta ($N > 30$), es decir, compacidad densa a muy densa.
- ✓ En terrenos cohesivos la resistencia a compresión simple del terreno, o mediante correlación con otros ensayos, sea superior a cien kilopascales ($q_u > 100 \text{ kPa}$), es decir, consistencia firme, muy firme o dura.
- ✓ La longitud de empotramiento en el terreno de las características recién referidas, debe ser superior o igual a seis diámetros nominales ($L_{emp} \geq 6D$), medidos sobre el plano de la punta.

De acuerdo con lo inmediatamente expuesto, la resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento $R_{c,d}$, en micropilotes sometidos a esfuerzos de compresión habrá de determinarse de alguna de las dos maneras que se indican a continuación, según pueda o no considerarse la contribución de la punta:

- a) *Cuando no pueda considerarse la resistencia por punta* habrá de tenerse en cuenta únicamente la resistencia por fuste de cálculo del micropilote $R_{fc,d}$:

$$R_{c,d} = R_{fc,d} = A_L \cdot r_{fc,d}$$

donde:

- $R_{c,d}$: Resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento.
- $R_{fc,d}$: Resistencia por fuste de cálculo frente a esfuerzos de compresión. Deberá deducirse de pruebas de carga, o en su defecto, calcularse a partir de estimaciones del rozamiento unitario por fuste.

- AL: Área lateral del micropilote. Deberá determinarse a partir del diámetro nominal, D.
- $r_{fc,d}$: Rozamiento unitario por fuste de cálculo frente a esfuerzos de compresión.

La expresión anterior resulta de aplicación en terrenos homogéneos; cuando se atraviesen n horizontes de distinta naturaleza, deberá efectuarse una discretización y considerarse el producto del área lateral del micropilote en cada zona, por su rozamiento unitario por fuste de cálculo. Es decir:

$$R_{fc,d} = \sum_{i=1}^n AL_i * (r_{fc,d})_i$$

donde:

- n : Número de tramos que comprende la discretización.
- AL_i : Área lateral del micropilote en la zona comprendida dentro del tramo i -ésimo de la discretización efectuada.
- $(r_{fc,d})_i$: Rozamiento unitario por fuste de cálculo en el tramo i -ésimo de la discretización efectuada.

b) Cuando pueda considerarse la resistencia por punta, la resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento $R_{c,d}$, será la suma de las resistencias por punta y fuste:

$$R_{c,d} = R_{p,d} + R_{fc,d}$$

donde:

- $R_{c,d}$: Resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento.
- $R_{p,d}$: Resistencia por punta de cálculo.
- $R_{fc,d}$: Resistencia por fuste de cálculo frente a esfuerzos de compresión.

✓ 1.4. Cálculo de la resistencia en roca

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

- ✓ La roca presente un grado de meteorización inferior o igual a III según la escala ISRM, el índice RQD sea superior a sesenta ($RQD > 60\%$) y la resistencia a compresión simple de la roca sea superior a veinte megapascuales ($q_u > 20$ MPa), o en su defecto mediante correlación con otros ensayos.
- ✓ El empotramiento en el terreno de las características que se acaban de describir sea superior o igual a seis diámetros nominales ($L_{emp} \geq 6D$), medidos sobre el plano de la punta.

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

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

donde:

- $R_{c,d}$: Resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento.
- $R_{e,d}$: Resistencia de cálculo en el empotramiento en roca.

En caso de que no se cumplan los requisitos especificados para poder considerar que el micropilote está empotrado en roca, se analizará el caso como si se tratase de un micropilote en suelos.

✓ 1.5 Cálculo de la resistencia por fuste

La resistencia de cálculo por fuste $R_{fc,d}$, se puede obtener mediante ensayos de carga, o a partir del valor del rozamiento unitario por fuste de cálculo, deducido por métodos teóricos o correlaciones empíricas. Los valores más representativos son los obtenidos en pruebas de carga realizadas sobre micropilotes del mismo tipo y dimensiones y en el mismo terreno que los que se vayan a ejecutar. Para la adopción del valor de cálculo correspondiente al rozamiento unitario por fuste $r_{fc,d}$, se seguirá el siguiente orden de prelación:

En primer lugar, y con carácter preferente, a partir de ensayos de carga «in situ», el valor de cálculo de un determinado parámetro resistente correspondiente a la punta.

En este caso el grado de meteorización, el índice RQD, o la resistencia a compresión simple que será la semisuma del que se asigne a la zona activa inferior (desde el plano de la punta, hasta tres diámetros nominales bajo el mismo, 3D) y a la zona pasiva superior (desde seis diámetros nominales, 6D, sobre el plano de la punta, hasta alcanzar éste). A su vez, el valor que se asigne a cada una de estas dos zonas, debe ser una estimación prudente del parámetro en cuestión dentro de las mismas.

En ausencia de los referidos ensayos de carga, se adoptará el valor que se considere como más representativo de entre los siguientes:

- El obtenido por el método teórico.
- El obtenido por correlaciones empíricas.

En caso de que el micropilote atravesase cavidades o huecos, deberá considerarse nula la resistencia por fuste en el tramo en cuestión. También se considerará nula la resistencia por fuste en los tramos en los que, por cualquier circunstancia, se deje una tubería de revestimiento de forma permanente (camisa pérdida), salvo justificación del proyecto.

✓ 1.6 Cálculo de asientos en micropilotes

Cuando se produzca, la situación de empotramiento en roca, el asiento se corresponderá aproximadamente con el acortamiento elástico del micropilote:

$$S_e = \frac{N_{c,EK} * L_E}{A_p * E_p}$$

donde:

- Se: Acortamiento elástico del micropilote.
- $N_{c,EK}$: Esfuerzo axial característico, considerando las acciones sin mayorar.
- L_E : Longitud del micropilote que se acorta elásticamente. Es igual a la longitud total del micropilote L , menos la longitud de la parte empotrada en roca de grado III o inferior según ISRM, L_{emp} , es decir:

$$L_E = L - L_{emp}$$

- $A_p * E_p$: Rigidez de la sección transversal del micropilote. Equivale a la suma de las rigideces de la lechada o mortero y de la armadura. Es decir:

$$A_p * E_p = A_c * E_c + (A_{Pr} + A_s) * E_a$$

donde:

- E_c : Módulo de elasticidad de la lechada o mortero.
- A_c : Sección neta de lechada o mortero, descontando la armadura.
- E_a : Módulo de elasticidad del acero.
- A_s : Sección total de las barras corrugadas de acero.
- A_{Pr} : Sección reducida de la armadura tubular de acero, calculada teniendo en cuenta la reducción de espesor de la armadura por efecto de la corrosión.

$$A_{Pr} = \frac{\pi}{4} \left[(d_e - 2 * r_e)^2 - d_i^2 \right]$$

siendo:

- de: Diámetro exterior nominal de la armadura tubular.
- re: Reducción de espesor de la armadura por efecto de la corrosión
- di: Diámetro interior nominal de la armadura tubular.

✓ 1.7 Resistencia estructural del micropilote a compresión

Se debe comprobar:

$$N_{c,Rd} \geq N_{c,Ed}$$

donde:

- $N_{c,Rd}$: Resistencia estructural del micropilote sometido a esfuerzos de compresión, o máxima capacidad que se le puede asignar como elemento estructural frente a este tipo de esfuerzos.
- $N_{c,Ed}$: Esfuerzo axial de cálculo (compresión), obtenido a partir de acciones mayoradas.

La resistencia estructural del micropilote sometido a esfuerzos de compresión se puede determinar en general, mediante la siguiente expresión:

$$N_{c,Ed} = (0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd} + A_a \cdot f_{yd}) \cdot \frac{R}{1,20 \cdot F_e}$$

donde:

- A_c : Sección neta de lechada o mortero, descontando armaduras. Para calcularla se debe utilizar el diámetro nominal del micropilote.
- f_{cd} : Resistencia de cálculo del mortero o lechada de cemento a compresión:
- f_{ck} : Resistencia característica del mortero o lechada de cemento a compresión simple, a los 28 días de edad.
- γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el mortero o lechada¹⁴. Se tomará un valor de uno coma cincuenta ($\gamma_c = 1,50$).
- A_s : Sección total de las barras corrugadas de acero.
- f_{sd} : Resistencia de cálculo del acero de las armaduras corrugadas. Deberá considerarse menor o igual que cuatrocientos megapascals:

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \leq 400 \text{ Mpa}$$

- f_{sk} : Límite elástico del acero de las armaduras corrugadas.
- γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero de las armaduras corrugadas. Se tomará un valor de uno coma quince ($\gamma_s = 1,15$).
- f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero de la armadura tubular. Deberá considerarse menor o igual que cuatrocientos megapascals:

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a} \leq 400 \text{ Mpa}$$

- f_y : Límite elástico del acero de la armadura tubular.
- γ_a : Coeficiente parcial de seguridad para el acero de la armadura tubular. Se tomará un valor de uno coma diez ($\gamma_a = 1,10$).
- A_a : Sección de cálculo de la armadura tubular de acero:

$$A_a = \frac{\pi}{4} \left[(d_e - 2 * r_e)^2 - d_i^2 \right] * F_{u,c}$$

donde:

- d_e : Diámetro exterior nominal de la armadura tubular.
- r_e : Reducción de espesor de la armadura por efecto de la corrosión.
- d_i : Diámetro interior nominal de la armadura tubular.
- $F_{u,c}$: Coeficiente de minoración del área de la armadura tubular en función del tipo de unión (compresión).
- F_e : Coeficiente de influencia del tipo de ejecución, que tiene en cuenta la naturaleza del terreno y el sistema de perforación empleado, que debe obtenerse de la siguiente tabla:

TABLA 3.4. COEFICIENTE $F_{u,e}$

TIPO DE UNIÓN	$F_{u,e}$
Mediante manguitos exteriores doblemente roscados, sin disminución de sección	1,0
De rosca machihembrada con sección ensanchada	
De rosca machihembrada, sin sección ensanchada y con contacto a tope en ambos extremos	
Otras uniones diseñadas específicamente para no sufrir pérdidas de resistencia	
Resto de casos	0,5

TABLA 3.5. COEFICIENTE F_u

TIPO DE TERRENO Y DE PERFORACIÓN	F_u
Terreno con nivel freático por encima de la punta del micropilote y perforación sin revestir, sin empleo de lodos	1,50
Terreno con nivel freático permanentemente bajo la punta del micropilote y perforación sin revestir, sin empleo de lodos	1,30
Cualquier tipo de terreno perforado con lodos	1,15
Cualquier tipo de terreno perforado al amparo de revestimiento recuperable	1,05
Micropilote con tubería de revestimiento dejada «in situ» de forma permanente (camisa perdida)	1,00

- R: Factor empírico de pandeo o coeficiente de reducción de la capacidad estructural del micropilote por efecto del pandeo, cuyo valor se tomará como se indica a continuación. Deberá considerarse el efecto del pandeo, aplicando un factor de reducción menor o igual que la unidad ($R \leq 1$), cuando:
 - El micropilote esté rodeado por arenas con compacidades flojas a medias o suelos cohesivos con consistencias blandas a medias.
 - En caso de que existan zonas del micropilote denominadas *libres* (sin coacción lateral), por existir huecos en el terreno, sobresalir el micropilote de la superficie del mismo, o estar rodeado por terrenos *inestables*.
 - En los restantes casos se adoptará un valor del factor empírico de pandeo igual a la unidad ($R = 1$).

A efectos de la Guía, para la aplicación del coeficiente de reducción de capacidad estructural por efecto del pandeo R, se considerarán como terrenos *inestables* los siguientes:

- a) Suelos no cohesivos con coeficiente de uniformidad inferior a dos ($C_u = D_{60}/D_{10} < 2$) que se encuentren bajo nivel freático.
- b) Suelos no cohesivos de compacidad floja, con índice de densidad inferior o igual a treinta y cinco centésimas ($ID \leq 0,35$).
- c) Suelos muy blandos, con resistencia al corte sin drenaje inferior a quince kilopascas ($s_u < 15 \text{ kPa}$).

El factor R se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$R = 1,07 - 0,027 \cdot CR \leq 1$$

donde:

- CR: Coeficiente adimensional cuyo valor se tomará de la tabla siguiente:

TABLA 3.6. COEFICIENTE C_R

TIPO DE COACCIÓN LATERAL	C_R
Fangos y turbas con $15 \text{ kPa} \leq s_u \text{ (kPa)} \leq 25$	18 - 12
Arcillas y limos blandos con $15 \text{ kPa} \leq s_u \text{ (kPa)} \leq 25$	12 - 8
Suelos no cohesivos de compactad ²¹ media ($0,35 < I_p < 0,65$) que cumplan alguno de los siguientes requisitos: <ul style="list-style-type: none"> – Encontrarse permanentemente por encima del nivel freático – Presentar un coeficiente de uniformidad mayor o igual que dos ($D_{60}/D_{10} \geq 2$) 	8 - 7
Suelos cohesivos de consistencia media ($25 \text{ kPa} \leq s_u \text{ (kPa)} \leq 50$)	
Libre (sin terreno o rodeado de terreno <i>inestable</i> ²²)	H/D _R

Siendo:

- DR: Diámetro del micropilote en la zona de pandeo. Cuando en la zona libre (sin terreno o rodeado de terreno *inestable*) se haya colocado tubería de revestimiento perdida, DR será el diámetro de dicha tubería; si no fuera así se tomará el diámetro exterior de la armadura tubular ($DR = de$).
- H: Longitud de la zona libre (sin terreno o rodeado de terreno *inestable*).

✓ 1.8 Resistencia estructural del micropilote a tracción

Se debe comprobar:

$$N_{t,Rd} \geq N_{t,Ed}$$

donde:

- $N_{t,Rd}$: Resistencia estructural del micropilote sometido a esfuerzos de tracción, o máxima capacidad que se le puede asignar como elemento estructural frente a este tipo de esfuerzos.
- $N_{t,Ed}$: Esfuerzo axial de cálculo (tracción), obtenido a partir de acciones mayoradas.

El valor de la resistencia estructural del micropilote a tracción, se puede obtener de la siguiente expresión:

$$N_{t,Rd} = (A_s \cdot f_{sd} + A_a \cdot f_{yd}) \cdot \frac{1}{1,10}$$

donde:

- As: Sección total de las barras corrugadas de acero.
- fsd: Resistencia de cálculo del acero de las barras corrugadas:
- fsk: Límite elástico del acero de las barras corrugadas.
- γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero de las barras corrugadas. Se tomará un valor de uno coma quince ($\gamma_s = 1,15$).
- fyd: Resistencia de cálculo del acero de la armadura tubular:
- fy: Límite elástico del acero de la armadura tubular.
- γ_a : Coeficiente parcial de seguridad para el acero de la armadura tubular²⁴. Se tomará un valor de uno coma diez ($\gamma_a = 1,10$).
- Aa: Sección de cálculo de la armadura tubular de acero:

$$Aa = \frac{\pi}{4} \left[(d_e - 2 * r_e)^2 - d_i^2 \right] * F_{u,t}$$

donde:

- de: Diámetro exterior nominal de la armadura tubular.
- re: Reducción de espesor de la armadura por efecto de la corrosión.
- di: Diámetro interior nominal de la armadura tubular.
- Fu,t: Coeficiente de minoración del área de la armadura tubular en función del tipo de unión (tracción). Salvo justificación expresa en contra se deberán adoptar los valores de la siguiente tabla:

TABLA 3.7. COEFICIENTE $F_{u,t}$

TIPO DE UNIÓN	$F_{u,t}$
Mediante manguitos exteriores doblemente roscados, sin disminución de sección	1,0
De rosca machihembrada con sección ensanchada	
Otras uniones diseñadas específicamente para no sufrir pérdidas de resistencia	
Resto de casos	0,5

✓ 1.9 Resistencia estructural del micropilote a flexión

Para calcular la resistencia estructural del micropilote a flexión, se supondrá que únicamente colabora la armadura tubular del micropilote. En la unión de armaduras se considerará además la capacidad a flexión de dicha unión, si fuera menor que la de la armadura. El valor de cálculo del momento flector MEd, en cada sección, deberá cumplir la condición:

$$M_{c,Rd} \geq M_{Ed}$$

donde:

- MEd: Momento flector de cálculo, obtenido a partir de acciones mayoradas.
- Mc,Rd: Resistencia de cálculo de la sección a flexión. Se determinará de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\text{Si } \frac{d_e - 2 * r_e}{t - r_e} \leq \frac{16450}{f_y} \text{ ----- } M_{c,Rd} = W_{pl} * \frac{f_y}{\gamma_a} * F_{u,f}$$

$$\text{Si } \frac{16450}{f_y} \leq \frac{d_e - 2 * r_e}{t - r_e} \leq \frac{21150}{f_y} \text{ ----- } M_{c,Rd} = W_{pl} * \frac{f_y}{\gamma_a} * F_{u,f}$$

siendo:

- de: Diámetro exterior nominal de la armadura tubular.
- re: Reducción de espesor de la armadura por efecto de la corrosión.
- t: Espesor de la armadura tubular.
- fy: Límite elástico del acero de la armadura tubular, expresado en megapascuales.
- γ a: Coeficiente parcial de seguridad para el acero de la armadura tubular¹. Se tomará un valor de uno coma diez (γ a = 1,10).

- Wpl: Módulo plástico de la sección:

$$W_{pl} = \frac{(d_e - 2 * r_e)^3 - d_i^3}{6}$$

- Wel: Módulo elástico de la sección:

$$W_{el} = \frac{\pi * (d_e - 2 * r_e)^4 - d_i^4}{32 * (d_e - 2 * r_e)}$$

- di: Diámetro interior nominal de la armadura tubular.
- Fu,f: Coeficiente de minoración del módulo resistente de la armadura tubular en función del tipo de unión. Si no se dispusiera de ensayos específicos sobre las propias uniones a utilizar, se adoptará un valor de cero coma cinco (Fu,f = 0,5).

✓ 1.10 Resistencia estructural del micropilote a cortante

Para calcular la resistencia estructural del micropilote a cortante, se supondrá que únicamente colabora la armadura tubular del micropilote. El valor de cálculo del esfuerzo cortante VEd, en cada sección deberá cumplir la condición:

$$V_{ed} \leq V_{c,Rd}$$

donde:

- V_{Ed} : Esfuerzo cortante de cálculo, obtenido a partir de acciones mayoradas.
- $V_{c,Rd}$: Resistencia de cálculo de la sección a esfuerzo cortante. Se adoptará $V_{c,Rd} = V_{pl,Rd}$, de acuerdo con $V_{pl,Rd}$: Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección a esfuerzo cortante. Se determinará de acuerdo con la expresión:

$$V_{pl,Rd} = \frac{2 * A_{Pr}}{\pi} * \frac{1}{\sqrt{3}} * \frac{f_y}{\gamma_a}$$

donde:

- f_y : Límite elástico del acero de la armadura tubular.
- γ_a : Coeficiente parcial de seguridad para el acero de la armadura tubular⁴. Se tomará un valor de uno coma diez ($\gamma_a = 1,10$).
- A_{Pr} : Sección reducida de la armadura tubular de acero, calculada teniendo en cuenta la reducción de espesor de la armadura por efecto de la corrosión:

$$A_{Pr} = \frac{\pi}{4} \left[(d_e - 2 * r_e)^2 - d_i^2 \right]$$

siendo:

- d_e : Diámetro exterior nominal de la armadura tubular.
- d_i : Diámetro interior nominal de la armadura tubular.
- r_e : reducción de espesor por la corrosión.

✓ 1.11 Resistencia estructural del micropilote a esfuerzos combinados

En el caso de que el micropilote esté sometido simultáneamente a esfuerzos axiales, flectores y cortantes, es necesario tener en cuenta la interacción entre esfuerzos para determinar la resistencia estructural de la sección. Se incluye a continuación el caso particular de interacción de esfuerzos de flexión y cortante.

En secciones sometidas simultáneamente a esfuerzos de flexión y cortante, la resistencia estructural se reduce. Para valores pequeños del esfuerzo cortante esta reducción se compensa por el endurecimiento del material por deformación y se puede despreciar. Sin embargo, cuando el esfuerzo cortante sea mayor que la mitad de la resistencia plástica a esfuerzo cortante, se deberá considerar su efecto en el valor de la resistencia de cálculo a flexión. En tales circunstancias, el valor de cálculo de la resistencia a flexión de la sección, teniendo en cuenta el esfuerzo cortante $M_{v,Rd}$, se determinará aplicando un factor de reducción, ρ . Es decir:

$$\text{Si } V_{ed} \leq 0,5 V_{pl,Rd} \text{-----} M_{v,Rd} = M_c, R_d$$

$$\text{Si } V_{ed} \geq 0,5 V_{pl,Rd} \text{-----} M_{v,Rd} = (1 - \rho) * M_c, R_d$$

donde:

- $M_{v,Rd}$: Resistencia de cálculo de la sección a flexión, teniendo en cuenta la interacción del esfuerzo cortante.
- $M_{c,Rd}$: Resistencia de cálculo de la sección a flexión (flexión pura).
- ρ : Factor de reducción, que se obtiene de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\rho = \left(\frac{2 * V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

donde:

- V_{Ed} : Esfuerzo cortante de cálculo, obtenido a partir de acciones mayoradas.
- $V_{pl,Rd}$: Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección a esfuerzo cortante.

✓ 1.12 Comprobación de inestabilidad estructural por proximidad de un talud

El efecto de la proximidad de un talud en el comportamiento de un micropilote sometido a cargas laterales, depende fundamentalmente de dos parámetros:

- ✓ La distancia relativa a la arista del talud, dt/D .
- ✓ El ángulo del talud con respecto a la horizontal, β .

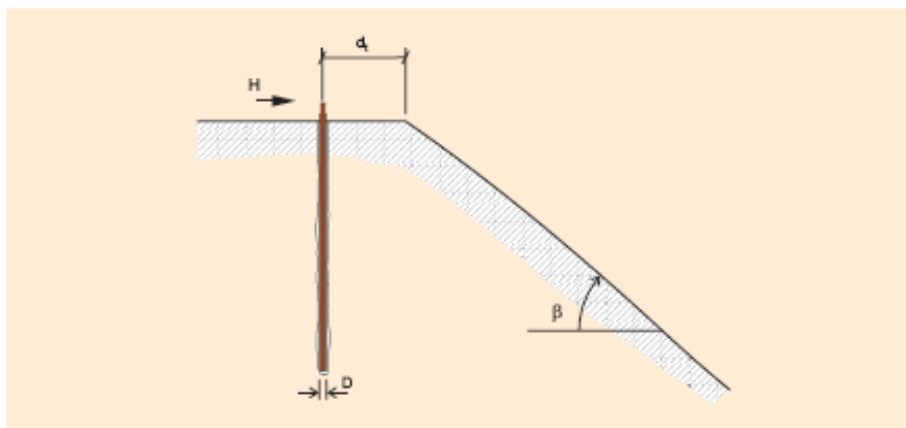


FIGURA A-3.3. EFECTO DE LA PROXIMIDAD DE UN TALUD: PARÁMETROS BÁSICOS

El efecto de la proximidad del talud sobre la reacción horizontal del suelo P , se puede considerar aplicando un coeficiente reductor ρ_t , a la reacción obtenida considerando un terreno horizontal semiindefinido, P_{ref} :

$$P * \left(\frac{dt}{D} \right) = \rho_t \left(\frac{dt}{D} \right) * P_{ref}$$

donde:

- $P(dt/D)$: reacción horizontal del terreno sobre el micropilote, teniendo en cuenta el efecto de la proximidad de un talud.
- P_{ref} : reacción horizontal del terreno sobre el micropilote, considerando un terreno horizontal semiindefinido.
- dt : distancia del eje del micropilote a la cabeza del talud.
- D : diámetro nominal del micropilote.
- $P_t(dt/D)$: factor de reducción que tiene en cuenta la proximidad de un talud:

$$\text{Para } dt < dt_{lim} \text{-----} P_t \left(\frac{dt}{D} \right) = \frac{17 - 15 * tg \beta}{100} * \frac{dt}{D} * \frac{1 - tg \beta}{2}$$

$$\text{Para } dt > dt_{lim} \text{-----} P_t \left(\frac{dt}{D} \right) = 1$$

Siendo dt_{lim} la distancia límite a la cabeza del talud, a partir de la cual su efecto puede considerarse despreciable. Esta distancia se puede estimar con la siguiente expresión:

$$dt_{lim} = 4D * (6 * tg \beta - 1)$$

siendo β el ángulo que forma el talud con la horizontal.

Finalmente en cuanto al **coeficiente de balasto horizontal**, decir que el movimiento de la cabeza de un pilote vertical, debido a la actuación de una carga horizontal, depende de la deformabilidad del propio pilote y, sobre todo, de la deformabilidad del terreno circundante. En este caso, además, el efecto local del terreno inmediatamente próximo al contacto no es tan marcado como el indicado en lo relativo a la deformabilidad vertical.

Cuando se utilicen correlaciones empíricas para determinar el coeficiente de balasto se distinguirá entre arenas y arcillas. Para suelos arenosos, se podrá admitir que el módulo de balasto depende no sólo de la profundidad z , sino también del diámetro del pilote, D según indica la expresión:

$$K_s = n_h * \left(\frac{z}{D} \right)$$

siendo:

- D: el diámetro del pilote.
- Z: longitud del tramo de pilote considerado como capa deformable.
- N_h : un coeficiente que tiene el siguiente valor (en MPa/m):

COMPACIDAD DE LAS ARENAS ⁸	SITUACIÓN DEL PUNTO (A PROFUNDIDAD z) RESPECTO AL NIVEL FREÁTICO	
	POR ENCIMA DEL NF	POR DEBAJO DEL NF
Muy floja	1,0	0,6
Floja	2,0	1,2
Media	5,0	3,0
Densa	10,0	6,0
Muy densa	20,0	12,0

Para suelos arcillosos, podrá suponerse el siguiente valor:

$$K_h = 75 * S_u * \Delta L$$

siendo:

- S_u : resistencia al corte sin drenaje del terreno.
- ΔL : longitud del tramo de pilote considerado como capa deformable.

CÁLCULOS REALIZADOS



DIMENSIONADO DE MICROPILOTES

SEGÚN LA GUÍA PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCIÓN DE MICROPILOTES EN OBRAS DE CARRETERA (D.G.C)

TIPO DE MICROPILETE	Micropilote de 9 metros, de 120 mm diámetro, armado con armadura tubular (73*55 mm) y barra corrugada de 32 mm e inyección IU
----------------------------	---

DATOS DE CÁLCULO			
Diámetro nominal (D) (cm):	12	Resistencia lechada a los 28 días (f_{ck}) (Kg/cm ²):	250
Diámetro exterior armadura tubular (d_e) (cm)	7,30	Coefficiente parcial de seguridad de la lechada (γ_c):	1,50
Diámetro interior armadura tubular (d_i) (cm)	5,50	Límite elástico acero armadura tubular (f_{yd}) (Kg/cm ²)	4200 (S 420 según UNE 10027)
Diámetro exterior armadura corrugada (d_e) (cm)	3,20	Coefficiente parcial de seguridad acero tubular (γ_s):	1,10
Longitud total de micropilote (L) (cm):	900	Límite elástico acero armadura corrugada (f_{sk}) (Kg/cm ²)	4000 (B 400 S según UNE 36068:94)
Carga nominal $N_{c,E}$ (t)	30	Coefficiente parcial de seguridad acero corrugado (γ_s):	1,15
Coefficiente mayoración carga (F_1): Import. alta	1,20	Coef. reducción de espesor armadura por corrosión (r_e):	0,6
Carga nominal mayorada $N_{c,Ed}$ (t)	36	Coef. reducción en función tipo unión ($F_{u,c}$):	1,0
Tipo de inyección:	IU	Coef. reducción en función tipo de ejecución (F_e):	1,05

DATOS DEL TERRENO			
Longitud de empotramiento en roca GMSIII (L_{emp}): (cm):	250	Rozamiento unitario por fuste en roca ($f_{e,d}$) (Kg/cm ²):	Gneis 4
Resistencia a compresión simple roca GMSIII (R_u) (Kg/cm ²):	115	Rozamiento unitario por punta en roca ($q_{pe,d}$) (Kg/cm ²):	(0,10*qu) 11,5

COMPROBACIÓN FRENTE AL HUNDIMIENTO			
Área lateral del micropilote en el empotramiento en roca (A_{le}) (cm ²):	9420,00	Carga nominal mayorada $N_{c,Ed}$ (t)	36
Área de la sección de la punta en el empotramiento en roca (A_{la}) (cm ²):	113,04	Resistencia de cálculo frente al fallo de hundimiento: ($R_{c,d}$)	
Resistencia unitaria por fuste en el empotramiento en roca ($f_{e,d}$) (Kg/cm ²):	4,00	$R_{c,d}$ (t) =	38,98
Resistencia unitaria por punta en el empotramiento en roca ($q_{pe,d}$) (Kg/cm ²):	11,50	$R_{c,d}$ (t) $\geq N_{c,Ed}$ (t) =	38,98 \geq 36 CUMPLE

COMPROBACIÓN FRENTE AL ARRANQUE			
Componente del peso propio del micropilote sobre su eje (w_e) (Kg):	244,17	Esfuerzo de tracción mayorada $N_{t,Ed}$ (t)	36
Coefficiente de minoración (F_{we})	1,20	Resistencia de cálculo frente al fallo de arranque: ($R_{t,d}$)	
Rozamiento unitario por fuste frente esfuerzos de tracción ($r_{t,d}$) (Kg/cm ²):	1,45	$R_{t,d}$ (t) =	82,41
Área lateral del micropilote en el empotramiento en roca (A_L) (cm ²):	9420,00	$R_{t,d}$ (t) $\geq N_{t,Ed}$ (t) =	82,41 \geq 36 CUMPLE

COMPROBACIÓN FRENTE A SOLICITACIONES TRANSVERSALES			
RESISTENCIA ESTRUCTURAL A FLEXIÓN	RESISTENCIA ESTRUCTURAL A CORTANTE	RESIS. ESFUERZOS COMBINADOS	
Momento flector de cálculo mayorada (M_{Ed}):	12,86	Esfuerzo cortante de cálculo mayorada (V_{Ed}):	5,11
Resistencia de cálculo de la sección a flexión ($M_{c,Rd}$):		Si $V_{Ed} > 0,5V_{c,Rd}$ $M_{v,Rd} = (1-p)M_{c,Rd}$	
$M_{c,Rd}$ (t*m) =	19,28	Factor reductor $p =$	0,11
$M_{c,Rd}$ (t*m) $\geq M_{Ed}$ (t*m) =	19,28 \geq 12,86 CUMPLE	Factor $M_{c,Rd}$ (t*m) =	19,28
		$M_{v,Rd}$ (t*m) =	17,14
		Resistencia plástica de la sección a esfuerzo cortante ($V_{c,Rd}$):	
		$V_{c,Rd}$ (t*m) =	7,67
		$V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$ (t*m) =	5,11 \leq 7,67 CUMPLE

COMPROBACIÓN FRENTE AL FALLO ESTRUCTURAL			
Área neta de lechada, descontando armaduras (A_c) (cm ²):	107,58	Coefficiente de minoración tipo de unión ($F_{u,c}$):	1
Resistencia de cálculo de lechada a compresión (f_{cd}) (Kg/cm ²):	250,00	Coefficiente de minoración por pandeo (R):	0,67
Sección de cálculo de la armadura tubular (A_a) (cm ²):	5,46	Resistencia estructural del micro a compresión mayorada $N_{c,Ed}$ (t)	36
Límite elástico del acero de armadura tubular (f_y) (Kg/cm ²):	4200,00	Resistencia de cálculo frente al fallo estructural: ($N_{c,Rd}$)	
Sección de cálculo de la armadura corrugada (A_s) (cm ²):	8,04	$N_{c,Rd}$ (t) =	37,28
Límite elástico del acero de armadura corrugada (f_{sk}) (Kg/cm ²):	3478,26	$N_{c,Rd}$ (t) $\geq N_{c,Ed}$ (t) =	37,28 \geq 36 CUMPLE

CÁLCULO DE ASIENTOS DEL MICROPILETE			
Longitud de micropilote que se acorta elásticamente (LE) (cm):	650,00	Esfuerzo axial característico sin mayorar $N_{c,Ek}$ (t)	30
Rigidez de la sección transversal del micropilote ($A_p \cdot E_p$) (t):	60627,12	Acortamiento elástico del micropilote (S_e)	
Sección reducida de la armadura tubular de acero (A_{pr}) (cm ²):	5,46	S_e (cm) =	0,322

ANEXO 7.10

REPORTAJE FOTOGRÁFICO

PETICIONARIO: EXCMO. CONCELLO DE VIGO. SERVICIO DE PATRIMONIO HISTÓRICO

OBRA: ESTUDIO GEOTÉCNICO

PROYECTO: REHABILITACIÓN DE LA "CASA DO PATÍN" EN BOUZAS - VIGO

CLAVE DE LA OBRA: SE-027/14



Vista general de la parcela de estudio desde la Rúa Eduardo Cabello



Vista general del interior de la parcela de estudio



Vista general de la parcela de estudio desde la Rúa Alfolies



Vista general del interior de la parcela de estudio