



Anejo 3

Estudio geotécnico

Autores: Caballero Manzanares, David
Ruiz Tur, Jose Luis



ÍNDICE

1. ANTECEDENTES Y OBJETO
2. TRABAJOS DE RECONOCIMIENTO
 - 2.1. SONDEOS ROTATIVOS
 - 2.2. PENETRACIONES DINÁMICAS
 - 2.3. ENSAYOS DE LABORATORIO
3. NIVEL Y AGRESIVIDAD DE LAS AGUAS FREÁTICAS
4. CIMENTACIÓN
 - 4.1. LOSA DE CIMENTACIÓN
 - 4.2. EXCAVACIONES Y MUROS DE SÓTANO
 - 4.2.1. CONDICIONANTES HIDRÁULICOS
 - 4.2.2. SIFONAMIENTO
 - 4.2.3. ROTURA DE FONDO
 - 4.2.4. AGOTAMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO
 - 4.3. CONDICIONES ESTRUCTURALES
 - 4.3.1. EXCAVACIÓN
 - 4.3.2. SISMICIDAD
 - 4.3.3. AGRESIVIDAD DEL MEDIO

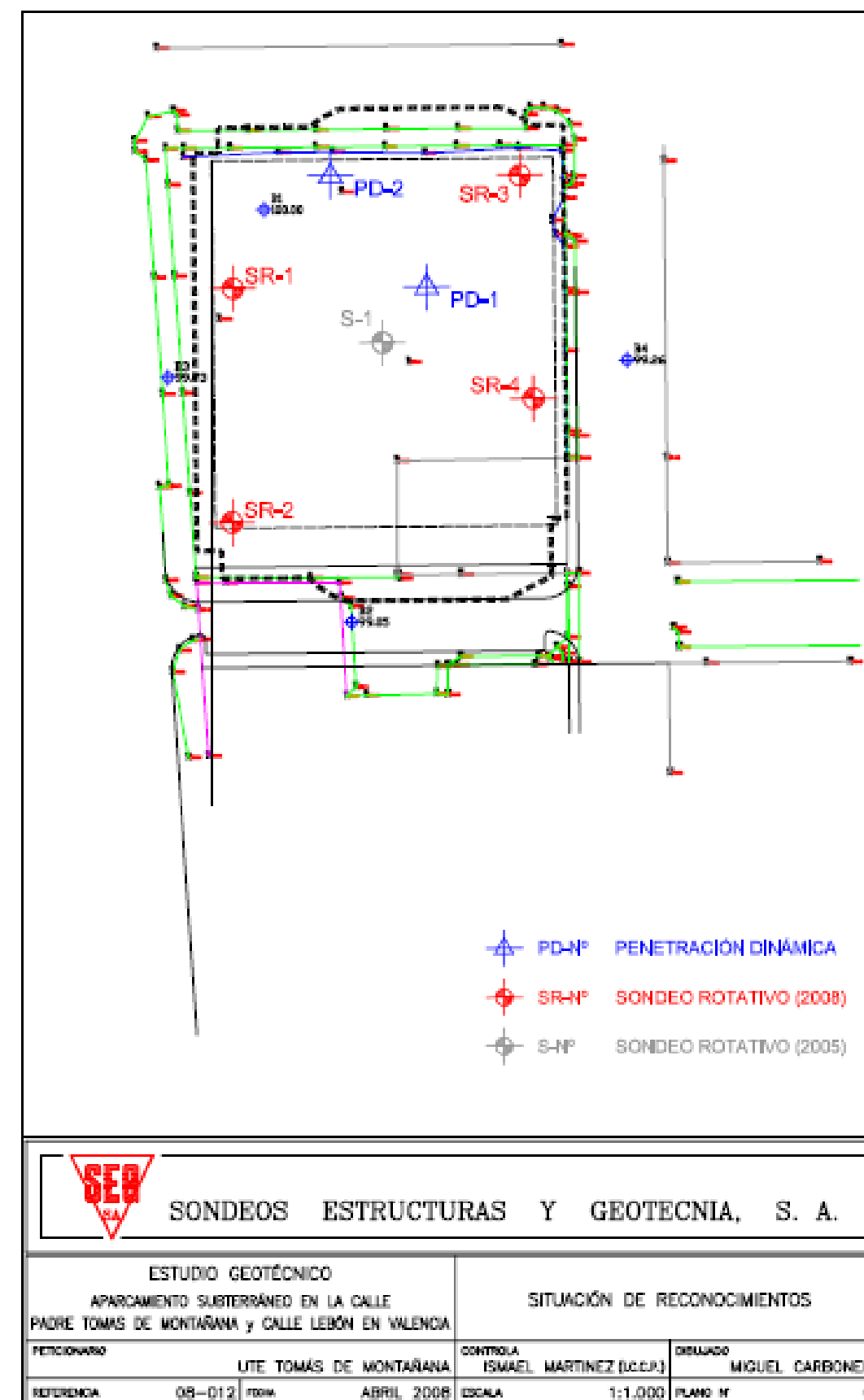
1. Antecedentes y objeto

Está prevista la construcción de un aparcamiento subterráneo de dos plantas en la intersección de la calle Padre Tomás de Montañana con la calle Lebón en la ciudad de Valencia.

Con el fin de determinar la naturaleza y características resistentes del subsuelo de la parcela afectada por la futura actuación, la empresa *SEG,SA* ha realizado un estudio de reconocimiento geotécnico del subsuelo de la zona afectada por este proyecto. En el estudio realizado por la empresa se puede consultar todas las hojas de cálculo y profundizar en detalle.

Dicho estudio cuenta con 5 sondeos rotativos y 2 penetraciones dinámicas, con lo que se abarca todo el terreno afectado. La posición de dichos sondeos se especifica en el plano que se adjunta a continuación.

En este anejo citaremos las características más relevantes del estudio geotécnico que nos afectarán en el dimensionamiento y construcción del aparcamiento.



2. Trabajos de reconocimiento

2.1. Sondeos rotativos

Para reconocer el subsuelo se ha realizado en primer lugar cuatro sondeos mecánicos rotativos con extracción continua de testigo empleándose para ello una sonda hidráulica “RL-400” montada sobre camión.

Las profundidades alcanzadas por cada uno de ellos han sido las siguientes:

SONDEO	PROFUNDIDAD
--------	-------------

SR-1	20,60 m
SR-2	30,10 m
SR-3	20,40 m
SR-4	20,40 m

Al mismo tiempo que se perforaba, se ha realizado un buen número de ensayos “in situ” de penetración Standard (S.P.T.). Estos ensayos se realizan mediante la hincada del tomamuestras standard de 60 cm de longitud, con expresión del número de golpes (N30) necesarios para hincar los 30 cm centrales con una maza de golpeo de 63,5 kg desde una altura de caída de 75 cm. Los resultados de los ensayos standard realizados vienen indicados en el apéndice, en los gráficos de sondeos, precisamente a la cota en la que se han efectuado.

Además, en cada uno de los sondeos y por debajo de la cota del nivel freático se realizó un ensayo para la determinación de la permeabilidad, mediante ensayos Lefranc de tipo constante y variable. Las fichas de estos ensayos se adjuntan también en el apéndice.

Por último, se dejaron instaladas en cada uno de los taladros unas tuberías de PVC ranuradas, con el fin de controlar las oscilaciones del nivel freático hasta el inicio de las obras.

2.2. Penetraciones dinámicas

Para complementar los resultados obtenidos por los sondeos se han realizado dos penetraciones dinámicas del tipo D.P.S.H., que se llevaron hasta la profundidad de 15 m o rechazo. Este tipo de reconocimiento permite evaluar de manera continua la compacidad de los diferentes niveles atravesados.

La situación exacta de estos puntos de reconocimiento se representa en el plano adjunto. A continuación, se reflejan las profundidades alcanzadas por estas prospecciones, a efectos prácticos consideramos que ambas están unos 30 cm por encima de las calles circundantes:

PENETRACIÓN	PROFUNDIDAD
-------------	-------------

PD-1	15,00 m
PD-2	11,90 m (R)

El sistema de penetración empleado consiste en la hincada, en el terreno, de una puntaza cilíndrica de 51 mm de diámetro, mediante la energía dinámica producida por la caída libre de una maza de 63,5 kg desde una altura de 0,75 m. La energía de caída de la maza es transmitida a la puntaza mediante un varillaje macizo de acero de Ø 32 mm. El mayor diámetro de la puntaza con respecto al del varillaje garantiza la supresión del rozamiento lateral a lo largo de éste.

El número de golpes N20 precisos para que la puntaza penetre en el terreno 20 cm., relacionado con la profundidad a que se ha obtenido, da lugar a los gráficos de penetraciones que se han de utilizar en este informe.

Para determinar la carga de hundimiento se ha utilizado la fórmula que da la resistencia dinámica mediante la expresión:

$$Rp' = \frac{H \times M^2}{A \times e \times (M + P)}$$

siendo:

Rp'	→	resistencia dinámica (kg/cm ²)
M	→	masa de la maza (kg)
P	→	peso del varillaje y puntaza (kg)
H	→	altura de caída (cm)
e	→	penetración por golpe (cm)
A	→	sección de la puntaza (cm ²)

Cuyos valores para nuestro penetrómetro son:

M	→	63,5 kg.
P	→	1,5 + 6,3 kg por m lineal (kg/m)
H	→	0,75m.
A	→	20cm ²

2.3. Ensayos de laboratorio

Los testigos extraídos del sondeo fueron registrados e identificados “de visu” por personal especializado.

Las muestras fueron sometidas a los siguientes ensayos de laboratorio:

- Análisis granulométrico por tamizado, según Norma UNE 103101/95.
- Determinación de los límites de Atterberg, según Norma UNE 103103/93 y 103104/93.
- Determinación del contenido en sulfatos solubles de un suelo.
- A partir de éstos, determinación del Índice de Grupo y de las Clasificaciones H.R.B. y de Casagrande.
- Determinación de la humedad, según Norma UNE 7238.
- Determinación de las densidades aparente y seca según Norma UNE 103301/94.
- Determinación de la resistencia a compresión simple según Norma UNE 103400/93, controlándose la deformación de la probeta y obteniéndose la correspondiente curva tensión-deformación.
- Ensayo de corte directo tipo CD (consolidado y drenado) obteniéndose la cohesión y el ángulo de rozamiento interno del suelo.
- Ensayo de consolidación unitaria, Edómetro, obteniéndose las curvas de consolidación para siete escalones de carga y la correspondiente curva edométrica.

En el apéndice pueden verse los resultados de todos los ensayos efectuados, viniendo expresados de una forma resumida en el gráfico de sondeo, situados a la cota de la que procede la muestra ensayada.

3. Nivel y agresividad de las aguas freáticas

Cota nivel freático -6.5m

Para el cálculo se recomienda adoptar un ascenso del nivel freático de al menos 1m.

De uno de los sondeos se extrajo una muestra de agua para ser analizada, la cual tiene un contenido en sulfatos 495 mg/l, inferior a 500 mg/kg (< 0,05 %), por lo que, según los criterios de la norma EHE, se deduce que los suelos no resultan ser agresivos a los hormigones.

Por otra parte, de acuerdo a los análisis químicos efectuados, las aguas freáticas son débilmente agresivas (exposición Qa).

Por todo ello se considera que **NO** es necesario el empleo de cementos sulfuroresistentes en la construcción de los hormigones de las cimentaciones y muros pantalla.

4. Cimentación

El aparcamiento que se ha previsto construir contará con 2 plantas de sótano, por lo que la excavación máxima (incluida la correspondiente a la cimentación) se situará a una profundidad de 7,2m respecto al nivel de calles. Esta cota nos lleva a realizar la cimentación sobre el nivel 3, donde nos encontramos con un estrato de gravas calcáreas con abundante matriz areno-limosa.

En este estrato de gravas predomina en ocasiones la matriz, siendo en estos tramos donde se registran los índices resistentes más bajos: N del SPT de 8-10 golpes y N₂₀ de las penetraciones de 15-20 golpes.

En estas condiciones se recomienda resolver la cimentación mediante una **losa armada** que abarque toda la superficie del aparcamiento, solución más adecuada ya que conseguiremos un mejor reparto de las cargas, y a su vez, una disminución de los asentamientos diferenciales y totales de la estructura a ejecutar. Al mismo tiempo, la losa tendrá también la misión de impermeabilización del recinto.

Además, por la profundidad prevista de excavación, será conveniente también la realización de **muros pantalla** en todo el perímetro antes de iniciar las labores de vaciado dado que la excavación se efectuará por debajo de las aguas freáticas, las pantallas también servirán para reducir el acceso de agua al interior del recinto y facilitar así el agotamiento del nivel freático durante la fase de construcción.

Una vez finalizadas las obras, las pantallas, convenientemente unidas a la losa de fondo, garantizarán la impermeabilidad necesaria al recinto del sótano.

4.1. Losa de cimentación

Para el cálculo de la tensión admisible, se ha utilizado la expresión simplificada de Terzagui y Peck, válida para cimentaciones sobre suelos granulares poco o nada plásticos, que vienen en función del valor registrado en el ensayo SPT y de una limitación por asientos.

En la cota para la que se ha realizado el estudio (-8.2m) la tensión admisible de cálculo sería **2kp/cm²**, por lo que, dejando del lado de la seguridad tomaremos este valor para los cálculos.

$$q_{adm} = \frac{N \times S_{adm}}{12} + \gamma \times h$$

N: 8 golpes

Sadm: 2cm = 0.78 pulgadas

γ : 1.9 t/m³

h: 7.6m

PARÁMETROS DE CÁLCULO PARA LA LOSA DE CIMENTACIÓN

Tensión admisible $q_{adm} = 2,00 \text{ kp/cm}^2$

Coefficiente de balasto $K_{30 \times 30} = 7,0 \text{ kp/cm}^3$

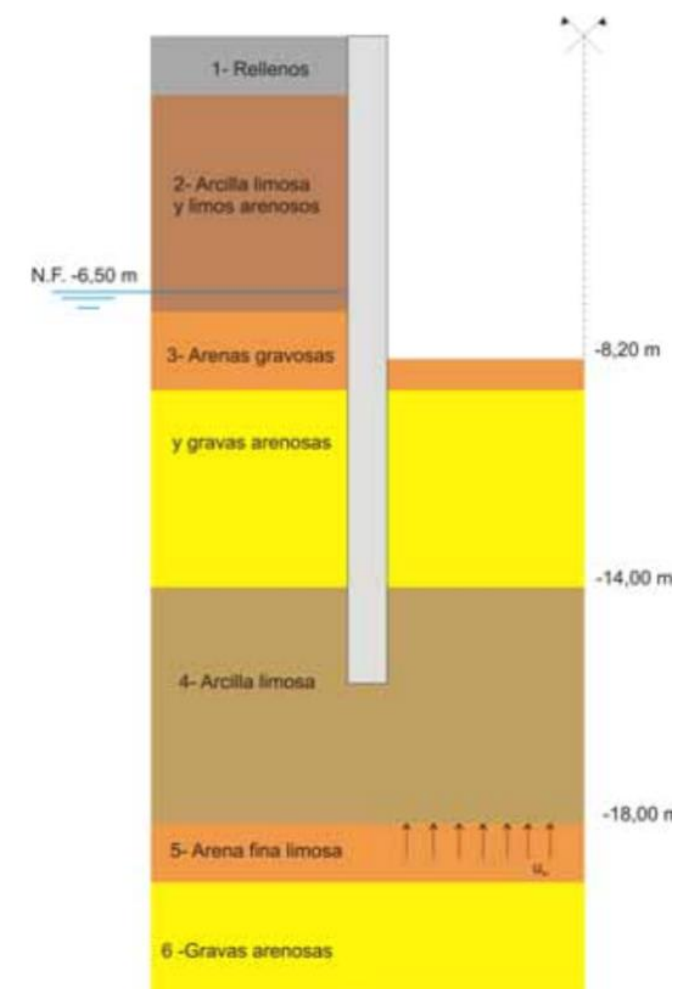
S (subpresión) $2,7 \text{ t/m}^2$ (para NF a -5,50 m)

4.2. Excavaciones y muros de sótano

Como se ha citado en el apartado de cimentaciones, se recomienda la construcción de muros pantalla antes de comenzar la excavación, para impedir la rotura de los taludes y para dificultar el flujo de agua hacia dentro de la excavación. Una vez finalizada la obra, las pantallas garantizarán la impermeabilización del aparcamiento.

4.2.1. Condicionantes hidráulicos

A partir de la estratigrafía del subsuelo reconocido y la disposición de los muros pantalla (*Figura 1*), se ha comprobado por una parte la posible rotura de fondo hidráulica que se daría lugar a corto plazo y el sifonamiento una vez que se ha establecido el régimen permanente.



4.2.2. Sifonamiento

Una vez se ha establecido el régimen permanente, se debe estudiar el posible sifonamiento de los materiales del fondo de la excavación ante filtraciones de agua verticales debido al gradiente generado.

Considerando un coeficiente de seguridad $FS=2$ frente al sifonamiento se deduciría una profundidad mínima de pantalla de 13-14m. Considerando que un empotramiento del muro pantalla en el estrato de arcillas, más impermeable, facilitará el agotamiento del nivel freático en el recinto durante la excavación, recomendamos una profundidad de las pantallas de 15-16m, con objeto de conseguir un empotramiento mínimo de 2m en las arcillas.

A continuación, realizaremos la comprobación frente a sifonamiento para esta longitud de pantalla.

Cota máxima de excavación: -7.60m.

N.F.: -5.50m.

Carga hidrostática a la cota de excavación: $H = 7.60 - 5.50 = 2.10\text{m}$

Empotramiento de la pantalla: $f = 15 - 7.60 = 7.40$

$i = H/f = 2.10/7.40 = 0.28 < i_c$

Operando tendremos un factor de seguridad frente al sifonamiento de $FS > 2$ con lo cual no son de prever problemas de sifonamiento.

4.2.3. Rotura de fondo

En el proceso de la excavación (corto plazo), se ha estudiado la posible rotura de fondo hidráulica del paquete de arcillas limosas. Considerando el nivel freático de cálculo a una profundidad de -5.5m, el factor de seguridad resultante será:

Peso saturado de las tierras $p = (18 - 7.6) \cdot 2.1 = 21.84 \text{ t/m}^2$

Subpresión bajo la arcilla $s = (18 - 5.5) \cdot 1 = 12.5 \text{ t/m}^2$

$FS = ps = 1.74$

4.2.4. Agotamiento del nivel freático

El agotamiento del caudal de agua que aflore por el fondo de la excavación se realizará mediante bombas sumergidas instaladas en varios pozos filtrantes ejecutados en el propio recinto.

Para toda la superficie del solar (aproximadamente 7000m^2), se ha calculado un caudal medio de :

$Q = 36 \text{ l/min}$

Se recomienda, no obstante, instalar piezómetros fuera del recinto de pantallas con objeto de controlar la situación del nivel freático durante el agotamiento y así poder detectar posibles variaciones locales de la cota del nivel freático y, en su caso, tomar las medidas adecuadas (inyecciones de impermeabilización, realimentación del acuífero...).

4.3. Condiciones estructurales

Nivel 1.- Rellenos (0,00-1,50 m)

Densidad aparente $\gamma = 1,90 \text{ t/m}^3$

Cohesión $c' = 0$

Ángulo de rozamiento $\phi' = 25^\circ$

Módulo de deformación $E = 60 \text{ kp/cm}^2$

Coeficiente de balasto horizontal $K_h = 900 \text{ t/m}^3$

Nivel 2.- Arcillas y limos arcillo-arenosos (1,50-8,00 m)

Densidad seca $\gamma_d = 1,70 \text{ t/m}^3$

Densidad saturada $\gamma_{\text{sat}} = 2,05 \text{ t/m}^3$

Cohesión $c' = 0$ a $0,1 \text{ kg/cm}^2$

Ángulo de rozamiento $\phi' = 28^\circ$

Módulo de deformación $E = 70 \text{ kp/cm}^2$

Coeficiente de balasto horizontal $K_h = 1000 \text{ t/m}^3$

Nivel 3.- Arenas y gravas arenosas (8,00-14,00 m)Densidad seca $\gamma_d = 2,00 \text{ t/m}^3$ Densidad saturada $\gamma_{sat} = 2,20 \text{ t/m}^3$ Cohesión $c' = 0$ Ángulo de rozamiento $\phi' = 35^\circ$ Módulo de deformación $E = 250 \text{ kp/cm}^2$ Coeficiente de balasto horizontal $K_h = 3750 \text{ t/m}^3$ $c_u = 0,8 \text{ kp/cm}^2$ $q_p = 55 \text{ t/m}^2$ (resistencia unitaria por punta a 16 m)

(los valores de resistencia por fuste están referidos a una sola cara de la pantalla)

4.3.1. Excavación

En la ejecución de los sótanos, dada la naturaleza del terreno, no son de prever problemas en cuanto a la realización de la excavación propiamente dicha, ya que podrá efectuarse con los medios mecánicos normales (retroexcavadoras, palas cargadoras, etc.)

4.3.2. Sismicidad

En cuanto a las recomendaciones referentes a las acciones sísmicas, indicar que, según la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-02), la ciudad de Valencia presenta una aceleración sísmica básica (a_b) de 0,06g.

La aceleración sísmica de cálculo queda definida mediante la siguiente expresión:

$$a_c = S \times \rho \times a_b$$

siendo:

a_b aceleración sísmica básica (= 0,06g)

ρ coef. adimensional de riesgo (para construcciones de importancia normal $\rho = 1,0$).

S coeficiente de amplificación del terreno, que está en función del coeficiente del terreno C , el cual depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación.

En nuestro caso concreto, consideraremos un terreno tipo III correspondiente a materiales medianamente compactos, por tanto, el coeficiente C será 1,60.

Nivel 4.- Arcilla limosa (14,00-16,00 m)Densidad seca $\gamma_d = 1,75 \text{ t/m}^3$ Densidad saturada $\gamma_{sat} = 2,10 \text{ t/m}^3$ Cohesión $c' = 0,1 \text{ kg/cm}^2$ Ángulo de rozamiento $\phi' = 30^\circ$ Módulo de deformación $E = 120 \text{ kp/cm}^2$ Coeficiente de balasto horizontal $K_h = 1800 \text{ t/m}^3$

Para el cálculo de la carga de hundimiento del muro pantalla, se proporciona las resistencias unitarias por fuste (q_f) y por punta (q_p) de las capas atravesadas.

NIVEL 3. Arenas y gravas de baja compacidad (8,20-14,00 m): $N = 6-11$ $q_f = 5,5 \text{ t/m}^2$ **NIVEL 4. Arcilla limosa de compacidad baja-media (14,00-16,00 m):** $N_{medio} = 11$ golpes $q_f = 4,4 \text{ t/m}^2$

De esta manera,

$$S = \frac{C}{1,25} = \frac{1,6}{1,25} = 1,28$$

Por tanto, la aceleración sísmica de cálculo (a_c), obtenida mediante la expresión (1), será de:

$$a_c = S \times \rho \times a_b = 1,28 \times 1 \times 0,06g = 0,077g$$

4.3.3. Agresividad del medio

Por último, indicar que se han analizado varias muestras de suelo en las que se ha determinado contenido del ión sulfato obteniéndose idénticos resultados en todos los casos: inferior a 500 mg/kg (< 0,05 %), por lo que, según los criterios de la norma EHE, se deduce que los suelos no resultan ser agresivos a los hormigones.

Por otra parte, de acuerdo a los análisis químicos efectuados, las aguas freáticas son débilmente agresivas (exposición Qa).

Por todo ello se considera que **NO** es necesario el empleo de cementos sulfuroresistentes en la confección de los hormigones de las cimentaciones y muros pantalla.