



UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

Departamento de Ciencia e Ingeniería del Terreno y de los Materiales

GRUPO DE GEOTECNIA

E.T.S. DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

Av. Los Castros, s/n

39005 Santander

Tel: 942 201813

Fax: 942 201821

CONSEJO DE SEGURIDAD NUCLEAR
REGISTRO GENERAL

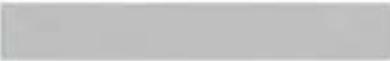
ENTRADA 10104

Fecha: 18-06-2015 09:11

Consejo de Seguridad Nuclear


c/ Pedro J. Dorado Dellmans, 11
28040 Madrid

Santander, 17 de julio de 2015


Adjunto envío dos ejemplares firmados del informe valoración de soluciones de cimentación del ATC.

Un saludo,





UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

Departamento de Ciencia e Ingeniería del Terreno y de los Materiales

GRUPO DE GEOTECNIA

Informe de valoración de la solución de cimentación de edificios de la instalación nuclear ATC

Consejo de Seguridad Nuclear

Documento:	Redactado:	Firma:
GG-ATC-01	CSM	
Rev.1	Fecha: 15 junio 2015	

INDICE

1	OBJETO Y ALCANCE	5
2	DESCRIPCIÓN GENERAL	6
2.1	INSTALACIONES	6
2.2	TOPOGRAFÍA DEL EMPLAZAMIENTO	7
2.3	MARCO GEOLÓGICO	7
3	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL TERRENO	8
3.1	RECONOCIMIENTOS REALIZADOS	8
3.2	UNIDADES GEOTÉCNICAS	9
3.3	MINERALOGÍA	12
3.4	NIVEL FREÁTICO. ESQUEMA HIDROGEOLÓGICO	14
3.5	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL TERRENO	17
3.6	EXPANSIVIDAD	17
3.6.1	<i>Relevancia del problema. Posibles procesos expansivos</i>	17
3.6.2	<i>Análisis experimental. Evaluación del potencial expansivo</i>	21
3.6.3	<i>Copa activa</i>	24
3.7	OTROS PROBLEMAS ESPECIALES (DISOLUCIÓN DE YESOS)	26
4	METODOLOGÍA UTILIZADA PARA EL ANÁLISIS DE CIMENTACIONES	28
4.1	CAPACIDAD PORTANTE	28
4.2	CÁLCULO DE ASIENTOS O LEVANTAMIENTOS	28
4.3	ANÁLISIS DE ESFUERZOS EN LAS LOSAS Y PANTALLAS	29
4.4	EMPUJES DE TIERRAS	29
4.4.1	<i>Empujes asociados a las cargas</i>	29
4.4.2	<i>Empujes provocados por el hinchamiento</i>	30
4.4.3	<i>Estabilidad de taludes</i>	31
4.5	ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	31
4.6	RESISTENCIA Y ESTABILIDAD DE LAS CIMENTACIONES	31
4.7	ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO	32
5	SOLUCIONES CONSIDERADAS	33
6	DISEÑO BÁSICO	34
6.1	SOLUCIÓN ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN	34
6.2	EDIFICIOS CON ZAPATAS	34
6.3	CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO	34
6.4	FASES DE CONSTRUCCIÓN	34
6.5	TALUDES DE EXCAVACIÓN	35
6.6	RELLENO	36
6.7	TUBERÍAS Y ZANJAS	36
6.8	DRENAJE SUBTERRÁNEO	36
6.9	PLATAFORMA DEL ÁREA PROTEGIDA	36
7	SOLUCIÓN PRELIMINAR	37
7.1	SOLUCIÓN FRENTE A LA EXPANSIVIDAD	37
7.2	DISOLUCIÓN DE YESOS	37

8	SOLUCIÓN DE DISEÑO ENVOLVENTE	38
9	RECOMENDACIONES DURANTE LA EJECUCIÓN.....	39
9.1	RELACIONADAS CON LA EXPANSIVIDAD	39
9.2	RELACIONADAS CON LA DISOLUCIÓN DE YESOS.....	39
10	NUEVAS INVESTIGACIONES Y VIGILANCIA EN EL FUTURO.....	40
11	ESTUDIO DE LA FUNCIONALIDAD DE LA INSTALACIÓN.....	41
12	CONCLUSIONES	42
13	REFERENCIAS	44

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1.	Planta de la Instalación Nuclear dentro del área protegida del ATC (Fig. 1 del doc. [1]).....	6
Figura 2-2.	Planta general de la zona de emplazamiento (tomado de [2], plano GE-18).....	7
Figura 3-1.	Resumen de las investigaciones de campo y laboratorio realizadas (de doc. [2]) ..	8
Figura 3-2.	Resumen de análisis mineralógicos en todas las unidades geotécnicas (doc. [2])	13
Figura 3-3.	Permeabilidad de las diversas unidades geotécnicas (de Tabla 2.7-6, informe [2])	14
Figura 3-4.	Isopiezas en la zona del emplazamiento. Aguas altas (de [2], Figura 2.7-23).....	15
Figura 3-5.	Perfiles ENE-OSO y N-S de la zona de emplazamiento (Fig. 2.7-25 del estudio [2])	16
Figura 3-6.	Nivel freático en perfil E-O a largo plazo tras la excavación general, construcción de edificios e impermeabilización de toda la instalación (Fig. 2.7-51 de [2])	16
Figura 3-7.	Equilibrio del sistema yeso-anhidrita. Influencia de la presión (o profundidad) ...	18
Figura 3-8.	Distribución de profundidades de los sondeos de reconocimiento (a partir de la Tabla 4.2.1 del informe de [3]).....	20
Figura 3-9.	Hinchamiento por inundación bajo carga medido en los ensayos de tipos 1 y 3 (valores tomados de la Tabla 2.8.20 del Informe de caracterización [2]).	22
Figura 3-10.	Valores característicos de la expansión a 100 años (Tablas 17 y 18 del doc. [1] y 2.8-33 y 34 del doc. [2])	23
Figura 3-11.	Distribución del Índice de Thornthwaite (basado en Justo y Cuéllar, 1972 y Rodríguez Ortiz, 1974)	25
Figura 3-12.	Espesor considerado para la capa activa en fases constructivas (Fig. 6, doc. [1])	26
Figura 4-1.	Definición de distorsión angular (Figura original de Skempton y MacDonald, 1956)	32
Figura 7-1.	Definición de capas activas adoptada en proyecto, para el terreno natural y una vez explanado y pavimentado (tomada de Fig. 17 del documento [1]).....	37

LISTA DE TABLAS

Tabla 3-1. Resumen de niveles freáticos en cada edificio (Apdo.2.9 del informe de [REDACTED]
[3])..... 14

1 OBJETO Y ALCANCE

El objeto de este documento es cumplir el encargo del Área de Ingeniería Mecánica y Estructural (IMES) de la Subdirección de Ingeniería (SIN) del Consejo de Seguridad Nuclear (CSN), para prestación de asesoramiento especializado en el estudio, evaluación y resolución de cimentaciones en entornos de suelos con potencial expansivo coexistentes con la presencia de material yesífero, y su aplicación a la propuesta de diseño conceptual de cimentación contenido en el anteproyecto de la instalación ATC, en el término de Villar de Cañas (Cuenca).

De acuerdo con el encargo, se analizan y evalúan los documentos siguientes:

- [1]. 042-L1-F-C-00011, Ed.2. **Estudio general de cimentaciones.** [REDACTED], 20-5-2015.
- [2]. 042-IF-TC-0008, Rev. 1. **Estudio de caracterización del emplazamiento del ATC en Villar de Cañas (Cuenca) y de la zona de influencia de la instalación.** En particular, el Apartado 2.8: **Estabilidad, Geotecnia y soluciones constructivas.** ENRESA, Mayo 2015.

Para ello, además de estos dos documentos objeto de análisis, se ha contado con la información contenida en la documentación suministrada de la obra en proyecto, especialmente, aparte de los restantes Capítulos del documento [2], y de versiones anteriores de [1] y [2], los siguientes:

- [3]. 042-CO-TC-2013-0016. **Investigación de las características del terreno para el diseño de detalle y futura construcción de la Instalación Nuclear del Almacén Temporal Centralizado (ATC) de Villar de Cañas (Cuenca).** [REDACTED] Diciembre 2014.
- [4]. 042-CO-SU-2014-0012-1409-2, Rev. 0. **Estudio de expansividad de la unidad LBS.** [REDACTED], Diciembre 2014.

El documento [2] constituye una síntesis de los trabajos de caracterización geotécnica del emplazamiento, y se utiliza aquí como fuente de referencia. No obstante, por su interés específico, se han consultado de forma directa los documentos en que a su vez se apoya: el [3] y especialmente el [4] para detalles concretos en lo que se refiere a los estudios realizados sobre la expansividad del terreno.

En lo que sigue, estos documentos se citan mediante la numeración en la lista anterior. Dado el carácter de este informe, no se detallan las actividades anteriores realizadas ni las conclusiones de las mismas, remitiéndose directamente a la documentación correspondiente. Sólo se describe o comenta, o se reproduce textualmente, lo estrictamente necesario para introducir o justificar los comentarios pertinentes y facilitar la lectura directa del presente informe. Cuando se reproducen Figuras de esos documentos, se presentan aquí con numeración propia, citando en el pie su procedencia original. En cuanto a las Tablas, se reproducen también con la denominación de Figuras, reservándose la consideración de Tablas a las de nueva elaboración en el presente informe.

En cuanto a la ordenación, se sigue la del documento [1], pero evaluándose de forma conjunta los documentos [1] y [2]. Obviamente, no todos los apartados del documento [1] requieren comentario, por lo que la numeración de los índices no se mantiene aquí.

2 DESCRIPCIÓN GENERAL

2.1 Instalaciones

En la Figura 2-1 se reproduce el esquema de planta de edificios de la Instalación Nuclear dentro del área protegida. Con carácter general, los edificios se prevén de hormigón armado, rígidos, y cimentados sobre losas de espesores de [REDACTED]. Esta tipología estructural es adecuada a las características del terreno, en concreto a:

- tratarse de un material de capacidad portante sobrada para admitir cimentaciones superficiales,
- con potencial expansivo,
- con presencia de material vesífero.



Figura 2-1. Planta de la Instalación Nuclear dentro del área protegida del ATC (Fig. 1 del doc. [1])

2.2 Topografía del emplazamiento

La zona de ubicación se muestra en la Figura 2-2, en la que se aprecia que se trata de una colina de planta ovalada, con su eje mayor en dirección NNO-SSE, cuya cima es una cresta que se encuentra dividida en dos lomas, ambas a la cota +818 a +819, por un collado situado a la cota +814, por el que discurre el llamado Camino de Cardadores. Este camino constituye el borde Norte de la Instalación en proyecto, que se ubica íntegramente en la loma Sur de la colina.

A partir de esta elevación, el terreno desciende suavemente en todas direcciones, hacia el cauce del río Záncara que limita por el NO, hacia el denominado Desagüe del Lagunazo por el Sur, y hacia la vaguada situada al NE, los dos primeros situados hacia la cota +795 y el último a la +800.

2.3 Marco Geológico

Salvo los depósitos cuaternarios (aluviales asociados a los cauces, o coluviales), se trata de materiales Terciarios, en concreto Miocenos, con buzamiento suave (en torno a $9-10^\circ$) hacia el Oeste, en el flanco oriental de un sinclinal de traza ligeramente curva, de dirección SSO-NNE representado en la planta de la Figura 2-2. Los materiales y sus propiedades se comentan en el Apartado siguiente.

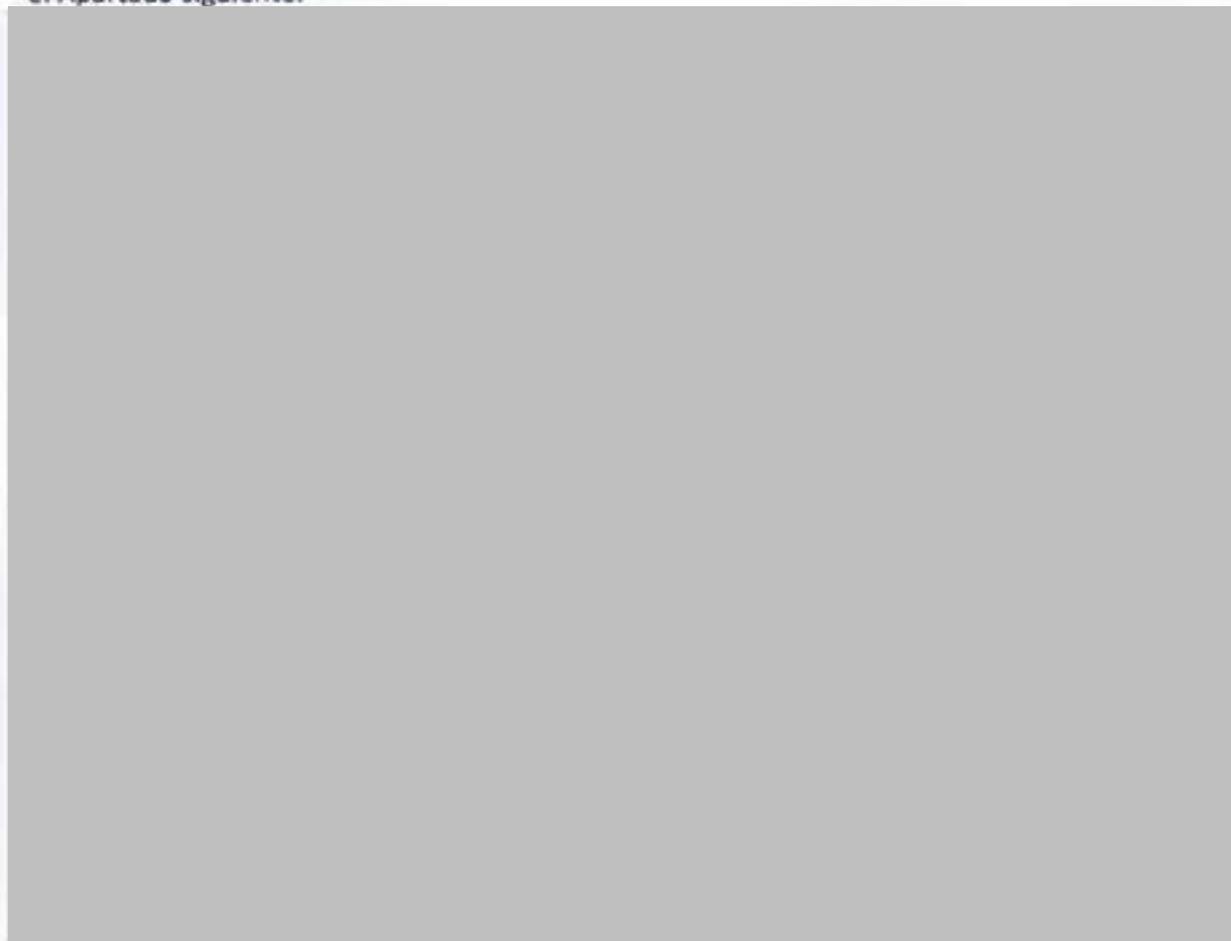


Figura 2-2. Planta general de la zona de emplazamiento (tomado de [2], plano GE-18)

3 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL TERRENO

3.1 Reconocimientos realizados

La caracterización geotécnica del emplazamiento está descrita y comentada en la documentación anterior. El documento [2] constituye una síntesis de estos aspectos, que reconocimientos geotécnicos, geofísicos y geoquímicos de diversos tipos, en las cuantías presentadas en sus Tablas 2.8-1 a 2.8-4, reproducidas en la Figura 3-1 adjunta.

TABLA 2.8-1. RESUMEN DE LA INVESTIGACIÓN MEDIANTE PERFILES DE GEOFÍSICA Y ZANIAS DE INVESTIGACIÓN GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA			
	Nº	Longitud (m)	Ref.(1)
Perfiles de tomografía eléctrica	39	30.550	[1], [2], [3] y [22]
Perfiles de sísmica reflexión	4	10.000	[23]
Tomografía sísmica	Malla	500+500 (10x20)	[24]
Trincheras	19	2.900	[19] y [25]
Notas: 1: Referencias en las que se describen con detalle los resultados obtenidos.			

TABLA 2.8-2. RESUMEN DE LA INVESTIGACIÓN DE GEOFÍSICA DE POZO Y TIPO MASW			
TIPO	Nº	Long. Reconocida (m)	Ref. (1)
Down hole	8	497	[4], [8], [10], [11] y [26]
Cross hole	3	163	
Sónico de onda completa	6	392	
MASW (2)	33	> 1600	[4] y [8]
Notas: 1: Referencias en las que se describen con detalle los resultados obtenidos. 2: Análisis multicanal de ondas superficiales.			

TABLA 2.8-3. RESUMEN DE INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS DE CAMPO							
	Ref. (1)	Sondeos con testigo		Sondeos a destroza		Calicatas	Penetróm. Dinámicos
		Nº	Long total (m)	Nº	Long total(m)	Nº	Nº
Sondeos preliminares	[5], [17] y [26]	21	1.624,3	2	114,5	-	-
	[20] y [21]	21	500,1	-	-	20	-
	[20]	10	544,4	7	332,10	-	-
	[7], [8] y [9]	97	2.302,9	2	102	9	54
Total		149	4.971,7	11	548,6	29	54
Notas: (1): Referencias en las que se describen con detalle los resultados obtenidos.							

TABLA 2.8-4. RESUMEN DE LOS PRINCIPALES ENSAYOS DE LABORATORIO								
	Plastic.	Estado	Miner.	e_{1k} (1)	$e_{1k} + P_H$ post HL (2)	$e_{1k}(PI)$ (1)	P_H (3)	$P_H + e_{1k}$ post P_H (3)
Nº de ensayos	211	361	137	46 25 útiles	75 43 útiles	21 muestras 52 ensayos	23	43 42 útiles
Notas: (1): UNE EN 103 601 y ASTM D4546-14 / (2): ASTM D4546-03A / (3): UNE EN 103 602 y ASTM D4546-03B / 4: UNE EN 103 602 / En ensayos de deformación de hinchamiento se incluyen 9 en muestras remoldeadas de calicatas.								

Figura 3-1. Resumen de las investigaciones de campo y laboratorio realizadas (de doc. [2])

Por lo que se refiere a las investigaciones geotécnicas de campo, se han perforado 150 sondeos mecánicos, de ellos 142 con extracción continua de testigo (longitud total perforada, 4971,7 m).

3.2 Unidades geotécnicas

A partir de los reconocimientos practicados, se han definido unas unidades geotécnicas. Se ha atendido en primer lugar a la litoestratigrafía descrita en los estudios geológicos, matizada con las características geotécnicas y el tipo de instalación en proyecto. Las unidades consideradas son:

– Suelos eluviales (SEL)

Son suelos procedentes de la meteorización in situ del sustrato. Ocupan toda la extensión del emplazamiento, con espesor inferior a 3 metros.

Se trata de suelos arcillosos de baja plasticidad (CL), y ocasionalmente CH y MH. Sus parámetros básicos de identificación y estado son (media \pm desviación típica):

- Límite líquido: 44 ± 10 %. Índice de plasticidad: 19 ± 6 %
- Humedad natural: 15 ± 3 %. Densidad seca: $1,64 \pm 0,20$ t/m³. Grado de saturación: 72 ± 19 %

Tienen una resistencia SPT media de $N=20$, lo que para su pequeña profundidad representa una consistencia relativamente elevada (equivale, según las correlaciones habituales, a una resistencia a compresión simple de 0,26 MPa). Esto se pone de manifiesto por su bajo contenido de humedad, 10 puntos por debajo del límite plástico, correspondiente a un índice de fluidez de -0,53.

Los parámetros mecánicos adoptados en el doc. [2] para el proyecto son:

- Angulo de rozamiento interno efectivo: 30°
- Cohesión efectiva: 50 kPa
- Resistencia a compresión simple: 260 kPa
- Módulo de deformación estático: 31,6 MPa
- Coeficiente de Poisson estático: 0,3

– Lutitas de Balanzas superiores, alteradas (LBSalt)

También ocupa toda la parcela, con un espesor entre 3 y 6 metros. Constituyen la parte externa, alterada, de las lutitas infrayacentes de la unidad siguiente (LBS).

Se trata también de suelos duros arcillosos de baja plasticidad (CL), y ocasionalmente CH y MH. Sus parámetros básicos de identificación y estado son (media \pm desviación típica):

- Límite líquido: 50 ± 16 %. Índice de plasticidad: 21 ± 10 %
- Humedad natural: 15 ± 8 %. Densidad seca: $1,80 \pm 0,17$ t/m³. Grado de saturación: 84 ± 20 %

Dan rechazo sistemático en el ensayo SPT (es decir, $N > 50$), lo que representa una consistencia relativamente elevada (equivalente, según las correlaciones habituales, a una resistencia a compresión simple claramente superior a 0,4 MPa). Esto se pone de manifiesto

por su bajo contenido de humedad, 11 puntos por debajo del límite plástico, correspondiente a un índice de fluidez de -0,67.

Los parámetros mecánicos adoptados en el doc. [2] para el proyecto son:

- Angulo de rozamiento interno efectivo: 32°
- Cohesión efectiva: 84 kPa
- Resistencia a compresión simple: 880 kPa
- Módulo de deformación estático: 147 MPa
- Coeficiente de Poisson estático: 0,3

- Lutitas de Balanzas superiores (LBS)

También ocupa toda la parcela, con potencias variables Este-Oeste, de unos pocos metros (2-3 m) en el límite oriental de la zona nuclear, hasta unos 34 metros en el límite occidental. En la zona central de la instalación presenta un espesor entre 18 y 24 metros. Constituyen la unidad estratigráfica fundamental, en la que se ubican las instalaciones en proyecto.

Se trata también de materiales duros arcillosos de baja plasticidad (CL), y ocasionalmente CH y MH, en el tránsito suelo-roca. Sus parámetros básicos de identificación y estado son (media \pm desviación típica):

- Límite líquido: 59 \pm 15 %. Índice de plasticidad: 28 \pm 12 %
- Humedad natural: 16 \pm 6 %. Densidad seca: 1,76 \pm 0,15 t/m³. Grado de saturación: 93 \pm 18 %

Estos valores son similares a los del nivel alterado (LBSalt), pero el material presenta una mayor litificación, situándose en el tránsito suelo-roca, que le da una resistencia a compresión simple típicamente entre 1 y 5 MPa, con valores por encima de 10 MPa, y valor medio de 4,1 MPa.

Los parámetros mecánicos adoptados en el doc. [2] para el proyecto reflejan el carácter de tránsito entre roca blanda y suelo duro:

- RQD: 80 %
- Q (Barton): 3,3
- RMR (Bieniawski): 55
- GSI (Hoek): 50
- Angulo de rozamiento interno efectivo: 33°
- Cohesión efectiva: 101 kPa
- Resistencia a compresión simple (macizo rocoso): 195 kPa
- Módulo de deformación estático (macizo rocoso): 430 MPa
- Coeficiente de Poisson estático: 0,32

En este material, y también en su nivel alterado (LBSalt) se han distinguido tres tipos de litología, atendiendo a la forma en que se presentan las inclusiones de yeso. En el estudio [2] se definen como:

- *LBSmic: con aspecto de arenisca y abundantes cristales de yeso milimétricos repartidos homogéneamente en la matriz lutítica. Supone aproximadamente el 36% del volumen total del conjunto LBSalt + LBS.*
- *LBSmac: presentan cristales de yeso centimétricos lenticulares, los más grandes que se observan en la formación. Supone aproximadamente el 13% del volumen total del conjunto LBSalt + LBS.*
- *LBSlut: aspecto lutítico con pocos cristales de yeso. Supone aproximadamente el 50% del volumen total del conjunto LBSalt + LBS.*
- *Además hay algunos niveles de yeso secundario (venas) que suponen menos del 1% del total de esta unidad.*

- Yesos de Balanzas (YB_A)

Está constituida por una alternancia de niveles de lutitas yesíferas grises y niveles de yesos más o menos lutíticos:

- Los niveles lutíticos tienen un contenido variable de yeso de entre 10% - 80% (media y desviación estándar del $50\pm 23\%$). Los filosilicatos se encuentran en porcentajes entre 6% - 81% y valor medio de $30\pm 18\%$. Son fundamentalmente paligorskyta, interestratificados de moscovita-ilita y esmectita; ésta última se encuentra en porcentajes relativamente bajos, mínimos de 0% y máximos del 14%, con valor promedio del $6\pm 6\%$.
- Los niveles de yeso contienen entre 85% - 99% de yeso.

En general es una roca blanda, de 1 a 5 MPa para los niveles más lutíticos y de 7 a 28 MPa para los niveles de yesos más cristalinos, con valor promedio general de 4 ± 6 MPa. Las escasas litoclasas son planas y lisas, normalmente cerradas.

Los parámetros mecánicos adoptados en el doc. [2] para el proyecto son

- RQD: 50 %
- Q (Barton): 1,6
- RMR (Bieniawski): 46
- GSI (Hoek): 41
- Angulo de rozamiento interno efectivo: 29°
- Cohesión efectiva: 141 kPa
- Resistencia a compresión simple (macizo rocoso): 112 kPa
- Módulo de deformación estático (macizo rocoso): 420 MPa
- Coeficiente de Poisson estático: 0,26

– Yesos de Balanzas (YB_B)

Es una formación eminentemente yesífera, con contenido medio de yeso superior al 83% del total de minerales constituyentes.

Se trata de una roca blanda, masiva, con resistencia a compresión simple entre 1,4 - 29,4 MPa con valor medio de 12,9 MPa. Las escasas litoclasas son planas y lisas, normalmente cerradas.

Los parámetros mecánicos adoptados en el doc. [2] para el proyecto son

- RQD: 90 %
- Q (Barton): 5,6
- RMR (Bieniawski): 56
- GSI (Hoek): 51
- Angulo de rozamiento interno efectivo: 36°
- Cohesión efectiva: 396 kPa
- Resistencia a compresión simple (macizo rocoso): 824 kPa
- Módulo de deformación estático (macizo rocoso): 3470 MPa
- Coeficiente de Poisson estático: 0,27

– Unidades inferiores (LBI, UI)

Aparecen a gran profundidad, entre 70 y 150 m. Constituidas por lutitas y areniscas dolomíticas con yeso y cuarzo.

3.3 Mineralogía

La mineralogía de los materiales es de gran importancia en este caso, dados los aspectos detectados de expansividad y la presencia de yeso. El resumen de resultados para todas las unidades geotécnicas definidas se presentan en las Tablas 2.8-5, 2.8-8, 2.8-10 y 2.8-11 del estudio [2], que por su interés se reproducen aquí como Figura 3-2.

Para cada unidad (y en las unidades LBS, para cada litotipo) se dan el número de ensayos, y los valores máximo y mínimo, medio y la desviación típica del contenido en cada componente mineral. Por su papel en el fenómeno de la expansividad (que se comenta y justifica en un Apartado posterior), es importante el contenido en esmectitas.

En el conjunto de la unidad LBS (y su nivel superior alterado), el contenido medio en filosilicatos es del 38±11 %, del que el 5±7 % corresponden a esmectitas y el restante 33% a otros minerales arcillosos. En cuanto al yeso, el contenido es del 39±15 %.

TABLA 2.8-5. RANGOS DE RESULTADOS, VALORES MEDIOS Y DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LAS FRACCIONES MINERALÓGICAS PRESENTES EN LA UNIDAD SEL						
Unidad / Litotipo		SINTESIS MINERALOGÍA				
		Terrigenos (1) (%)	Carbonatos (2) (%)	Yeso (%)	Filosilicatos (%)	Esmectita (%)
SEL	Nº	1	1	1	1	1
	$\mu\sigma$	11	34	23	32	14
(1) Predominantemente cuarzo. (2) Predominantemente dolomita.						
TABLA 2.8-6. RANGOS DE RESULTADOS, VALORES MEDIOS Y DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LAS FRACCIONES MINERALÓGICAS PRESENTES EN LAS UNIDADES LBS + LBSALT						
Unidad / Litotipo		SINTESIS MINERALOGÍA				
		Terrigenos (1) (%)	Carbonatos (2) (%)	Yeso (%)	Filosilicatos (%)	Esmectita (%)
LBSalt + LBS (int)	Nº	31	31	31	31	23
	Mínimo	0	4	15	15	0
	Máximo	15	35	75	55	35
	\pm	7 ± 4	19 ± 9	33 ± 12	40 ± 11	5 ± 8
LBSalt + LBS (mac)	Nº	20	20	20	20	19
	Mínimo	1	4	10	20	0
	Máximo	25	45	60	52	28
	\pm	7 ± 6	18 ± 11	37 ± 11	38 ± 9	7 ± 9
LBSalt + LBS (mic)	Nº	20	20	20	20	19
	Mínimo	0	4	7	0	0
	Máximo	10	48	89	56	10
	\pm	3 ± 3	16 ± 11	49 ± 20	34 ± 11	3 ± 3
LBSalt + LBS	Nº	71	71	71	71	61
	Mínimo	0	4	7	0	0
	Máximo	23	48	89	56	35
	\pm	6 ± 5	18 ± 10	39 ± 15	38 ± 11	5 ± 7
(1) Fundamentalmente cuarzo. (2) Fundamentalmente dolomita.						
TABLA 2.8-10. RANGOS DE RESULTADOS, VALORES MEDIOS Y DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LAS FRACCIONES MINERALÓGICAS PRESENTES EN LA UNIDAD YB-A						
Unidad / Litotipo		SINTESIS MINERALOGÍA				
		Terrigenos (1) (%)	Carbonatos (2) (%)	Yeso (%)	Filosilicatos (%)	Esmectita (%)
YB-A	Nº	19	19	19	19	14
	Mínimo	0	0	10	6	0
	Máximo	20	45	80	81	19
	\pm	4 ± 5	15 ± 14	50 ± 23	30 ± 18	6 ± 6
(1) Fundamentalmente cuarzo. (2) Fundamentalmente dolomita.						
TABLA 2.8-11. RANGOS DE RESULTADOS, VALORES MEDIOS Y DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LAS FRACCIONES MINERALÓGICAS PRESENTES EN LA UNIDAD YB-B						
Unidad / Litotipo		SINTESIS MINERALOGÍA				
		Terrigenos (1) (%)	Carbonatos (2) (%)	Yeso (%)	Filosilicatos (%)	Esmectita (%)
YB-B	Nº	13	13	13	13	4
	Mínimo	0	0	54	0	0
	Máximo	1	39	97	39	4
	\pm		5 ± 11	82 ± 16	10 ± 13	3 ± 2
(1) Fundamentalmente cuarzo. (2) Fundamentalmente dolomita.						

Figura 3-2. Resumen de análisis mineralógicos en todas las unidades geotécnicas (doc. [2])

3.4 Nivel freático. Esquema hidrogeológico

Los coeficientes de permeabilidad asignados a cada unidad geotécnica se reproducen aquí en la Tabla de la Figura 3-3. Como puede verse, son permeabilidades muy bajas: $k < 10^{-5}$ m/d (es decir, 10^{-10} m/s) para la lutita LBS.

El nivel freático en la parcela del emplazamiento constituye un domo, que sigue la topografía de la superficie, a una profundidad típica en el rango de 2 a 5 metros, y como es habitual, con pendientes más suaves, es decir, que el nivel freático se encuentra más profundo en los puntos más elevados y más somero en las zonas bajas.

Ud Geol	Utología	T (m ² /día)	K (m/día)
LBS	Lutitas yesíferas con intercalaciones de yeso masivo y arenisca	$<1 \times 10^{-5} - 2 \times 10^{-6}$	$<1 \times 10^{-5}$
YB	Yesos masivos con intercalaciones lutíticas	$<1 \times 10^{-6} - 2 \times 10^{-7}$	$<1 \times 10^{-2}$
	Yesos masivos	4×10^{-5}	1×10^{-7}
	Yesos masivos en zonas superficiales con intercalaciones	$1 \times 10^{-2} - 2 \times 10^{-3}$	$1 \times 10^{-3} - 6 \times 10^{-1}$
	Yesos masivos superficiales afectados por procesos de disolución	1×10^{-3}	$4 \times 10^{-7} - 1 \times 10^{-2}$
LBI	Niveles de areniscas	2×10^{-2}	5×10^{-4}
UI	Lutitas y limos con intercalaciones de areniscas	$2 \times 10^{-3} - 7 \times 10^{-1}$	$3 \times 10^{-3} - 7 \times 10^{-2}$
	Limos arenosos con intercalaciones de arenas	4×10^{-6}	2×10^{-1}
	Lutitas y limos yesíferos	3×10^{-1}	5×10^{-4}
	Limos arenosos	2×10^{-2}	4×10^{-3}
	Niveles de areniscas	8×10^{-2}	$3 \times 10^{-3} - 4 \times 10^{-2}$
	Niveles de arenas	$<1 \times 10^{-2}$	$4 \times 10^{-1} - 2 \times 10^{-3}$
Cuaternario	Depósitos detríticos aluviales del río Záncara	5×10^{-6}	5×10^{-1}

Figura 3-3. Permeabilidad de las diversas unidades geotécnicas (de Tabla 2.7-6, informe [2])

La posición del nivel freático se describe detalladamente en el Apartado 2.9 del Informe Geotécnico de [3], edificio por edificio, basado en las observaciones hechas en los sondeos y en los piezómetros instalados.

Tabla 3-1. Resumen de niveles freáticos en cada edificio (Apdo.2.9 del informe de [3])

Edificio	Cota sondeos (m)	Cota NF (m)	Edificio	Cota sondeos (m)	Cota NF (m)
	808-814	806-810		814-816	814-815
	815-819	814		813-817	811-815
	816-818	814		812-814	810-812
	815-818	810-814		814-818	807-812
	815-817	810-812		813-817	807-810
	809-814	808-811		816-818	809-812
	807-810	804-808		814-816	808-810
	801-811	807-808		818-819	811-814
	806-809	805-807		812	809
	805-808	805-806		812	808

Los resultados se presentan aquí resumidos en la Tabla 3-1. Para cada edificio se da el rango de cotas de la superficie (medidas en cota de boca de sondeos), y el de la cota del nivel freático, interpretada a partir de las observaciones en sondeos y red de piezómetros. Ambos rangos son correlativos, correspondiéndose entre sí los límites inferior y superior respectivos.

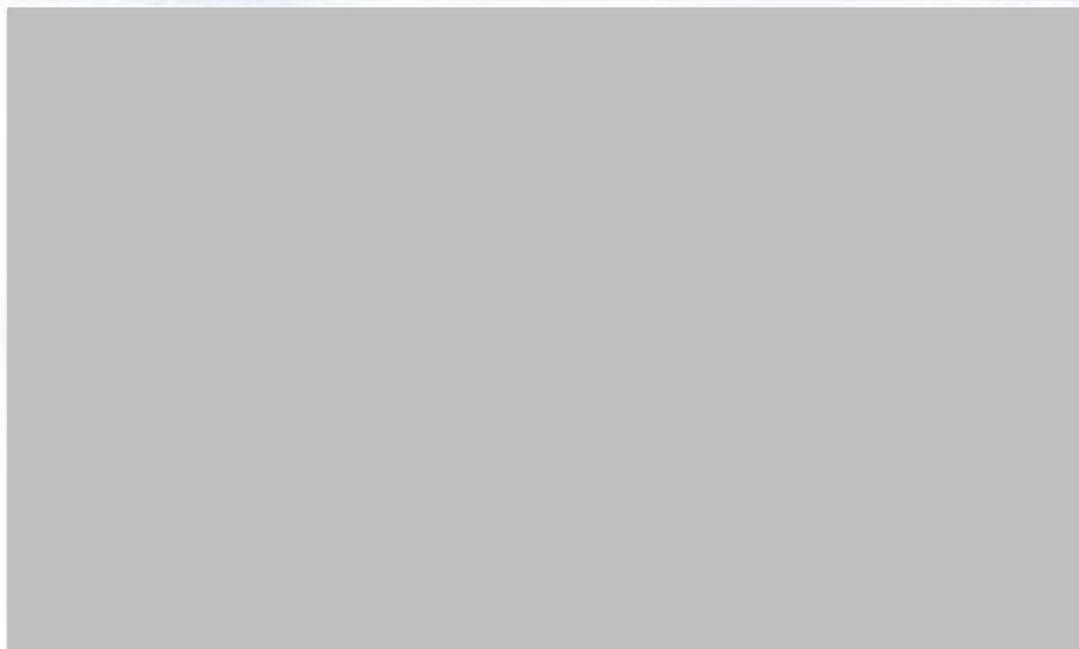


Figura 3-4. Isopiezas en la zona del emplazamiento. Aguas altas (de [2], Figura 2.7-23).

En el Apartado 2.7.2 del Estudio de caracterización del emplazamiento [2] se comentan estos niveles en relación con los resultados del estudio hidrogeológico. La Figura 3-4, tomada de él, presenta las líneas de nivel freático en época de aguas altas (abril de 2014). En ella se aprecia claramente el carácter de domo del nivel freático en la parcela. Según el análisis realizado, las observaciones en los piezómetros instalados muestran valores positivos de la presión intersticial por debajo del nivel freático, lo que confirma que el terreno está saturado. Asimismo, las oscilaciones estacionales medidas hasta la fecha no parecen superar 2-3 metros en los piezómetros en que han sido mayores.

La planta anterior está basada en los resultados del análisis numérico de interpretación, que se hizo en dos dimensiones, en perfiles ortogonales. En la Figura 3-5 se reproducen los cortes ENE-OSO y N-S.

En la parcela en sí se dispone una extensa red de piezómetros que permite el análisis detallado en la misma. No ocurre lo mismo en las zonas adyacentes, en las que no se requiere obviamente el mismo grado de detalle. Es notable sin embargo que en la loma situada al norte de la parcela sólo hay un piezómetro (SVC-13), y muy alejado, por lo que el nivel piezométrico en el perfil N-S de la Figura 3-5 debe tomarse con cautela, y pudiera ser más somero, tal como ocurre en la propia loma del emplazamiento de la instalación.

El modelo hidrogeológico predice que si elimina la infiltración en la zona nuclear, el nivel freático bajará, aunque estará controlado por el nivel del agua subterránea en la vaguada que discurre al este del emplazamiento y al Oeste por el del río Záncara y se mantendrá, bajo la zona nuclear, a cota aproximada 805 msnm. La Figura 3-6 muestra la posición final predicha a lo largo del perfil E-O, en las dos hipótesis de construcción o no de redes de drenaje profundo alrededor de los edificios. Estos perfiles, sin embargo, podrían situarse algo más elevados si el nivel freático en la loma situada al Norte de la parcela fuera menos profundo, como se ha comentado en el párrafo anterior.

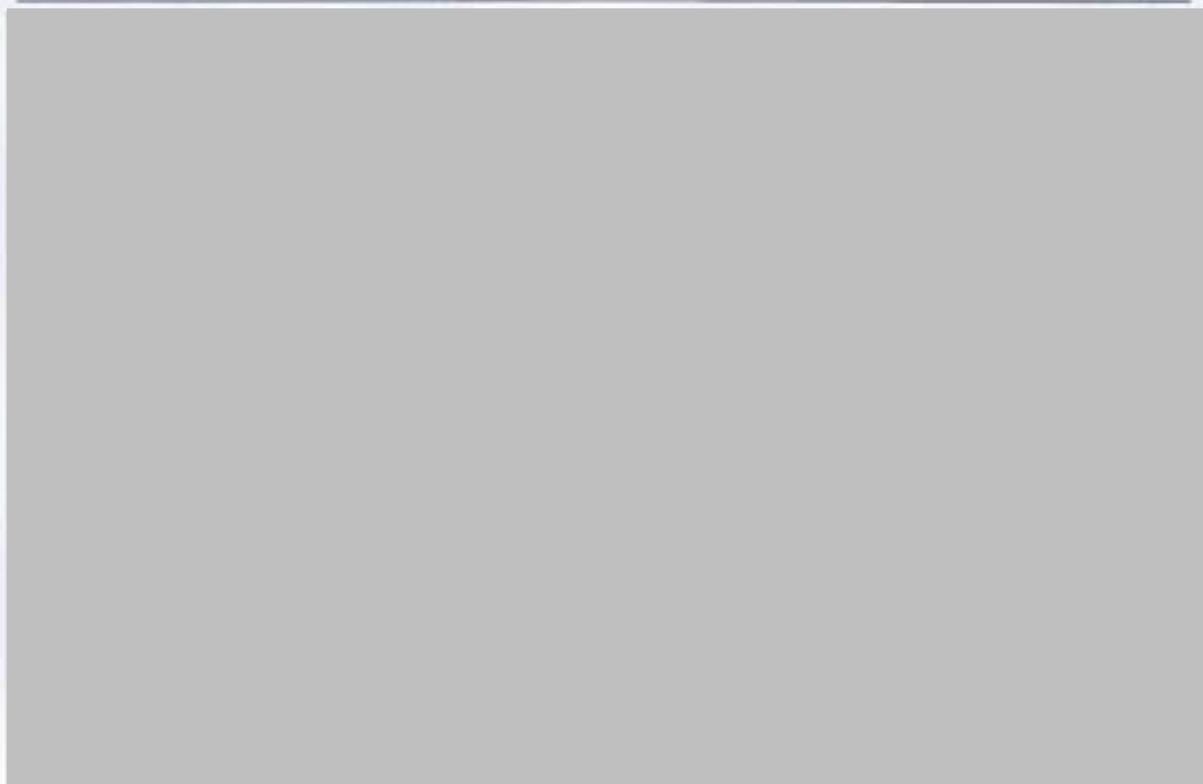


Figura 3-5. Perfiles ENE-OSO y N-S de la zona de emplazamiento (Fig. 2.7-25 del estudio [2])



Figura 3-6. Nivel freático en perfil E-O a largo plazo tras la excavación general, construcción de edificios e impermeabilización de toda la instalación (Fig. 2.7-51 de [2])

Dado que el modelo hidrogeológico no tiene en cuenta la succión en el terreno, es posible que el agua ascienda por capilaridad, manteniendo el terreno saturado o cercano a la saturación, incluso por encima de ese futuro nivel freático, al igual que lo está actualmente.

Finalmente, debe hacerse hincapié en que, dada la muy baja permeabilidad de las lutitas, todas estas fluctuaciones del nivel freático y de las presiones intersticiales serán muy lentas y acompañadas de unos caudales de filtración muy pequeños.

3.5 Características mecánicas del terreno

Los parámetros de comportamiento mecánico del terreno se han obtenido a partir de los ensayos de laboratorio y de campo. El total de ensayos realizados se muestra en la Tabla 2.8.4 del estudio de caracterización de Enresa [2], reproducida aquí en la Figura 3-1. Sus resultados están debidamente interpretados en los estudios correspondientes, habiéndose definido a partir de ellos los valores característicos de los diferentes parámetros. El Apartado 2.8.2 del Informe de caracterización del emplazamiento de Enresa [2] recoge los valores adoptados para cada una de las unidades geotécnicas, tanto en cuanto a identificación y estado como resistencia (compresión, tracción y corte), deformabilidad (instantánea y diferida), permeabilidad, alterabilidad, excavabilidad, etc. Además de los ensayos de laboratorio, las campañas geofísicas, mediante sísmica de superficie y en sondeo (*cross-hole* y *down-hole*) permiten la determinación de las velocidades de transmisión de ondas y, por tanto, de los módulos elásticos para pequeñas deformaciones.

El número de ensayos efectuados y su análisis es aceptable para las características de la obra, y permiten el diseño de las cimentaciones y problemas geotécnicos asociados.

Desde el comienzo de los trabajos, se ha puesto de manifiesto la posible expansividad de los materiales constitutivos del terreno, así como las posibles consecuencias de la presencia de sulfatos. A ello se dedica el Apartado siguiente.

3.6 Expansividad

3.6.1 Relevancia del problema. Posibles procesos expansivos

La expansividad del terreno es obviamente el fenómeno más estudiado en los trabajos realizados, hasta el punto de que existe un documento [4] dedicado exclusivamente a él.

En el Apartado 4.1 de dicho documento se enumeran y describen los procesos de expansión que en principio pudieran encontrarse en el terreno del emplazamiento. Se dividen en dos grandes grupos, que se analizan por separado.

– Expansión y retracción de las arcillas por cambios de humedad

En este primer grupo se consideran (dejando aparte las habituales deformaciones causadas por las variaciones de tensión efectiva asociados a los cambios de humedad, que ocurren en todos los suelos, y son de cuantía moderada), los que suceden en determinados minerales arcillosos muy activos, en los que el agua interacciona con la estructura fisicoquímica de las partículas de arcilla, que experimentan así unos notables cambios de volumen al ser inundados con agua. De estos minerales, el grupo de las esmectitas es el más importante en la práctica por su frecuencia y la magnitud de las expansiones implicadas.

En el caso presente, se ha constatado efectivamente la presencia de esmectitas en las lutitas de la unidad LBS en proporción variable, que se ha comentado aquí ya en la Tabla de la Figura 3-2. El contenido medio es el 5% (desviación típica $\pm 7\%$). Ello ha llevado a un estudio detallado de este fenómeno, que se comenta más adelante en el Apdo. 3.6.2.

– **Expansión por cambios químicos asociados a la hidratación de algunas sales**

En este grupo, el proceso más notable es la posible presencia de anhidrita (sulfato cálcico anhidro, SO_4Ca), que se ha estudiado con detenimiento, dada la presencia de yeso (sulfato cálcico dihidratado, $\text{SO}_4\text{Ca}\cdot 2\text{H}_2\text{O}$), detectada con carácter sistemático.

El papel jugado por la anhidrita reside en su notable aumento de volumen al hidratarse y pasar a yeso, aumento que se cifra en un 62% en base a los volúmenes moleculares respectivos. Sin embargo, el proceso es más complejo, pues las evidencias actuales indican que más que una hidratación pura, consiste en la disolución de la anhidrita por el agua y la precipitación posterior en otro lugar de cristales de yeso. Ello no sólo supone el efecto directo de la expansión, sino que, al localizarse de forma irregular en el seno de la roca, provoca su fracturación, creando vías de circulación de agua, que a su vez intensifican el proceso y suponen la activación de otros fenómenos expansivos en los restantes minerales.

La experiencia existente en las últimas décadas en obras como la central de Ascó II, los túneles de Lilla (Alonso y Sagaseta, 2003), y el viaducto de Candí (Alonso y Ramón, 2013; Ramón y Alonso, 2013), en los que se ha constatado la presencia y efectos de la anhidrita, ha incrementado el interés práctico por su estudio.

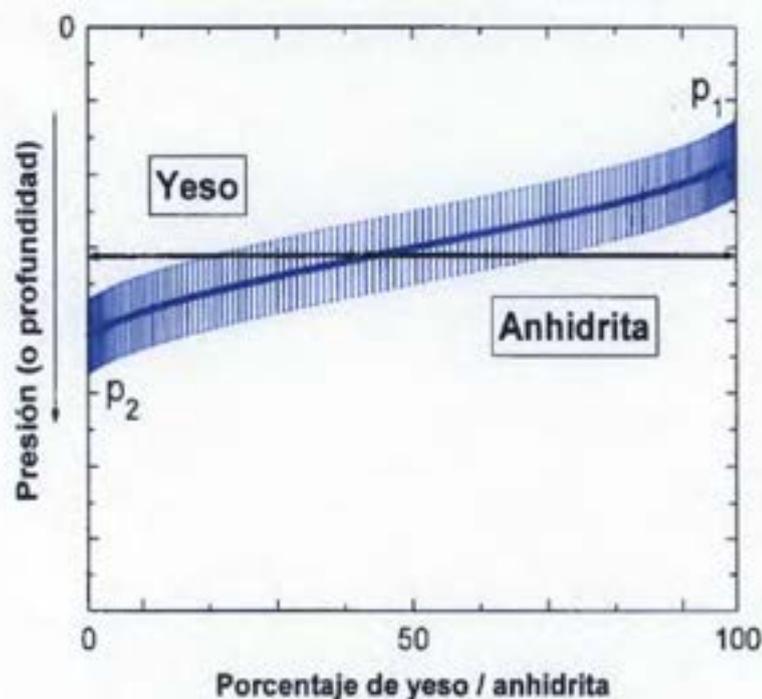


Figura 3-7. Equilibrio del sistema yeso-anhidrita. Influencia de la presión (o profundidad)

La presencia de la anhidrita se discute en el documento [4] en el apartado 4.3, en el que se señala que no se ha encontrado en ninguna de las exploraciones practicadas en el emplazamiento (lo que incluye casi 5000 m de perforación de sondeos), y solamente se ha encontrado en un sondeo al Oeste de la zona nuclear y a profundidades mayores de 50 metros. Seguidamente se argumenta en dicho documento que no existe en el emplazamiento,

a profundidades que puedan afectar a las obras. Los argumentos se exponen allí muy brevemente, por lo que es pertinente incluir aquí un comentario al respecto.

Cabe decir de entrada de forma clara que el equipo redactor del presente informe está plenamente de acuerdo en la no presencia de anhidrita a profundidad relevante en la zona del emplazamiento. El equilibrio del sistema yeso-anhidrita, con el proceso de hidratación de anhidrita a yeso y el inverso, y sus cambios de volumen asociados, viene obviamente influido por la presión ambiente (es decir, por la profundidad) en la forma que se ilustra cualitativamente en la Figura 3-7:

- Para presiones (o profundidades) inferiores a un límite, p_1 , se produce la hidratación, y, pasado un cierto tiempo, toda la anhidrita existente pasa a transformarse en yeso.
- Para presiones (o profundidades) mayores que otro límite, p_2 , la hidratación deja de ser posible, y no existe yeso, sino sólo anhidrita.
- Para presiones (o profundidades) entre los dos límites anteriores, coexisten ambos minerales, con una proporción relativa entre ellos función de la presión, y también de las condiciones ambientales: facilidad de acceso y cantidad de agua disponible, temperatura, salinidad, etc. (la banda dibujada en la Figura 3-7 alrededor de la curva trata de reflejar cualitativamente la influencia de estas condiciones).

Según las observaciones y datos experimentales (Steiner, 1993), el límite inferior p_1 citado está en el rango de 40-50 m, y el superior, p_2 , en 70-80 m. Los sondeos practicados en la zona del emplazamiento tienen una profundidad máxima de 35 metros, por lo que el hecho de que no se haya encontrado anhidrita no obedece a una cuestión de mera probabilidad, sino que es consecuencia de las consideraciones expuestas.

Evidentemente, el mismo razonamiento lleva a la conclusión paralela de que a profundidades mayores (a partir de 40-50 metros), existirá necesariamente anhidrita, en una proporción relativa frente al yeso creciente con la profundidad.

En todos los casos citados más arriba en que se han producido problemas con la anhidrita, ésta se encontraba, efectivamente, a profundidades superiores al rango citado, entre 70 y 100 m. Los problemas se han desatado cuando por una u otra razón se han alterado las condiciones de equilibrio, por lo que es de gran importancia conocer lo que ha ocurrido en esos casos para asegurar que no se va a dar en el presente.

En la central de Ascó, la alteración vino producida por una excavación a cielo abierto de gran profundidad (de hasta unos 70 metros) que redujo las presiones existentes. En el túnel de Lilla y los adyacentes Puig Cabrer y Camp Magré, que discurren a profundidades del orden de 80 a 100 metros, la propia excavación de los túneles, redujo hasta casi anular las presiones bajo la solera (era solera plana).

El viaducto de Candí, situado en las proximidades de estos túneles, es en principio de más difícil explicación, pues no existe una descarga semejante. Los estudios realizados (Alonso y Ramón, 2013) señalan que la ejecución de los pilotes y la previa perforación de sondeos profundos para su diseño puso en comunicación hidráulica el acuífero del aluvial del río con

los niveles profundos ricos en anhidrita), desatando así el proceso. El hecho de que sólo se registraron levantamientos en las pilas situadas en la zona de aluvial, y no en las laderas (también cimentadas mediante pilotes), apoya esta interpretación, cuya magnitud y relevancia se ha estudiado con una detallada campaña experimental.

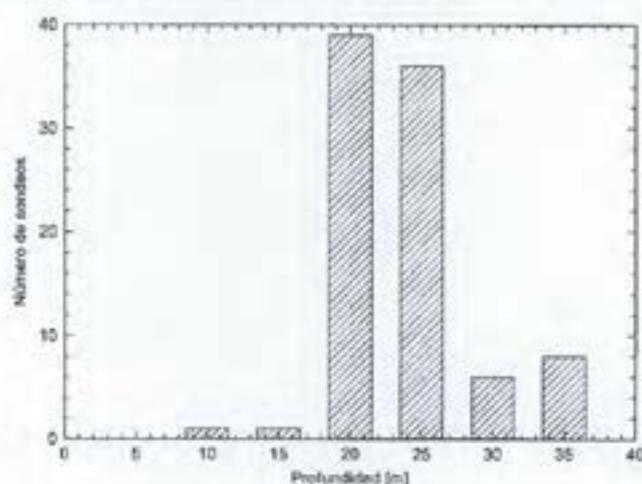


Figura 3-8. Distribución de profundidades de los sondeos de reconocimiento (a partir de la Tabla 4.2.1 del informe de [3])

De la lectura de los documentos sobre el caso presente, se deduce que ninguna de las condiciones expuestas se da aquí:

- No existen excavaciones profundas. La explicación general de la zona supone excavaciones que no superan los 10-12 metros, y en general bastante menores.
- Todos los edificios se proyectan con cimentación superficial, mediante losas de gran canto. Las excavaciones para su construcción son por tanto moderadas y temporales, realizándose el hormigonado inmediatamente tras la excavación.
- Los sondeos realizados no han llegado a profundidades a las que pueda encontrarse anhidrita (de hecho, no se ha encontrado). La Figura 3-8 muestra la distribución de profundidades de los 91 sondeos, habiendo sólo 8 que alcanzan 35 m y 6 de 30 m.

De todas formas, es prudente extremar las precauciones para reforzar la seguridad frente a estos problemas, reduciendo al mínimo posible los tiempos de apertura de excavaciones, y por otra parte sellando los sondeos en cuanto su finalidad exploratoria lo permita. En este sentido, también es prudente evitar el empleo de voladuras para realizar las excavaciones, sustituyéndolas por el empleo de martillo picador o rozadora (ver Apartado 10.2 del Informe de [3]).

Por otra parte, en el Apartado 8.4 del Informe de [3] se comenta la posibilidad de cimentación con pilotes de algún edificio. En los documentos posteriores no se menciona siquiera esta posibilidad. Estamos plenamente de acuerdo con esta exclusión, por las razones expuestas.

3.6.2 Análisis experimental. Evaluación del potencial expansivo

El estudio experimental de la expansividad se ha realizado mediante ensayos de laboratorio. Aparte del análisis de los parámetros de identificación y estado, usualmente considerados como relacionados con el carácter expansivo (plasticidad, mineralogía, saturación, etc.), se han hecho, como ensayos específicos:

- Ensayo tipo 1, de “hinchamiento libre”, consistente en inundar una muestra de arcilla, cargada a una presión p_i pequeña (en la mayor parte de los casos 10 kPa, y siempre menor de 20 kPa). Se mide el hinchamiento producido (ε_H) que se denomina “libre”, aunque en rigor depende del valor elegido de la presión p_i .

Aunque habitualmente el ensayo termina aquí, en este caso se ha incrementado posteriormente la carga por escalones hasta llegar a anular el hinchamiento, determinando la presión para la que esto ocurre ($p_H \text{ post } \varepsilon_H$).

- Ensayo tipo 2, de “presión de hinchamiento”, inundando la muestra e incrementando la carga de forma que no se produzca ningún hinchamiento, determinándose la presión final de equilibrio como presión de hinchamiento (p_H).

Aunque habitualmente el ensayo termina aquí, en este caso se ha reducido posteriormente la carga hasta llegar a una presión p_i pequeña (habitualmente 10 kPa), midiendo el hinchamiento producido ($\varepsilon_H \text{ post } p_H$).

- Ensayo tipo 3, de “hinchamiento bajo carga”, consistente en tallar varias probetas (al menos dos) de una misma muestra, cargar cada una a una presión p_i diferente y luego inundarlas, midiendo el hinchamiento producido en cada una ($\varepsilon_H(p_i)$) que debe decrecer con la presión y se denomina “hinchamiento bajo carga p_i ”. Se representan los diferentes hinchamientos en función de la presión (habitualmente en escala logarítmica), ajustando la ley a una recta y determinando su pendiente y la presión correspondiente a hinchamiento nulo.

Los ensayos de “hinchamiento libre” son de dudosa interpretación, ya que el hinchamiento no es realmente libre, sino bajo una presión pequeña, pero no nula, por lo que el hinchamiento depende en realidad del valor de dicha presión. El valor habitual de 10 kPa es arbitrario, viene definido por ser un número redondo en el sistema de unidades utilizado y no está fijado por las normas de ensayo. De hecho, si se inundara la probeta sin aplicar ninguna presión, se produciría una expansión prácticamente ilimitada, terminando la arcilla convertida en una suspensión de partículas en agua.

Por otra parte, la denominada “presión de hinchamiento” que se obtiene en los ensayos de tipo 2 es un parámetro de escaso sentido físico, pues el que el hinchamiento observado sea nulo quiere simplemente decir que la expansión producida por la inundación es igual y de signo opuesto a la compresión mecánica producida por la carga, lo que no tiene relación con el fenómeno real.

En la realidad, el proceso a considerar sería la construcción de los edificios (es decir, aplicación de la carga) y analizar los efectos de una posible inundación posterior del material. Esto es lo que se hace en los ensayos de tipo 3. Sin embargo, al requerir diferentes probetas,

la dispersión que suelen presentar los ensayos, asociada a la irregular distribución de minerales expansivos, reduce su utilidad en la práctica, siendo difícil determinar valores razonables de la pendiente de la ley de hinchamiento-carga.

Ello no inutiliza los ensayos de tipo 3. Mantienen su valor en cuanto a la evaluación de la expansión prevista; lo que es problemático es la determinación de la pendiente de la recta para cada grupo de probetas de una misma muestra. Debe analizarse el conjunto de probetas, de todas las muestras ensayadas, y tratar de analizar la ley considerando el total de la población. A este fin, también pueden considerarse los valores del hinchamiento "libre" de los ensayos tipo 1, asociándolos a la presión p_l aplicada.

La Figura 3-9 muestra los valores medidos en estos ensayos, tomados directamente de la Tabla 2.8.20 del Informe [2]. La tendencia de variación se aprecia mejor que si se intenta unir con rectas las probetas que pertenecen a la misma muestra (aunque esto resulta necesario para extrapolar o interpolar valores para presiones no ensayadas):

- Para presión de 10 kPa todas las muestras expanden al inundarse, y algunas con valores elevados, como ya se ha comentado, Se trata de ensayos de Tipo 1, hinchamiento libre.
- Para presión en torno a 100 kPa (correspondientes a 4-5 m de profundidad) la expansión es inferior al 1%, y es negativa (compresión) en muchas muestras.
- Para presión de 400 kPa (representativa de la zona bajo las cimentaciones de edificios), ninguna muestra presenta expansión, sino compresión inferior al 5%.

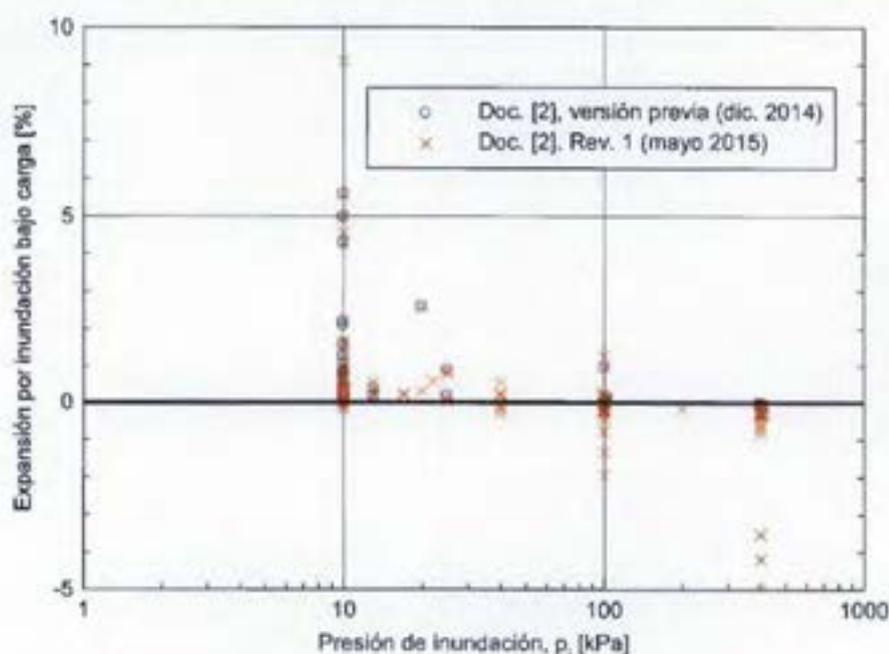


Figura 3-9. Hinchamiento por inundación bajo carga medido en los ensayos de tipos 1 y 3 (valores tomados de la Tabla 2.8.20 del Informe de caracterización [2]).

La presión de 10 kPa corresponde a una profundidad inferior a 1 metro, lo que no es representativo de las condiciones bajo los edificios, ni tampoco fuera de ellos, pues toda la

zona va a estar cubierta por un pavimento con características resistentes, con lo que la mínima presión de las lutitas será del orden de 30 kPa. Para esta presión, la expansión por inundación resulta inferior al 1%.

En la Figura 3-9 se ha distinguido entre los ensayos incluidos en la versión previa del informe [2], de diciembre de 2014 (círculos azules), y los añadidos posteriormente, que aún no habían finalizado en aquel momento (aspas rojas). Se observa que los nuevos ensayos corresponden en general a probetas poco expansivas, tres de ellas con compresiones de hasta el 2% para inundación bajo presión de 200 kPa. Por otra parte, las nuevas muestras que resultan expansivas confirman los rangos y tendencias que se deducen de los ensayos incluidos en la versión previa del informe [2].

Debe considerarse que en el mecanismo de la expansividad, el valor de la media aritmética es más relevante que los valores extremos, pues, en primera aproximación, el levantamiento de un punto cualquiera de la superficie (o de la base de una cimentación) es la suma de las expansiones de las distintas capas de terreno que conforman la zona activa existente bajo el punto en cuestión, y la expansión de cada capa es directamente proporcional al porcentaje de componentes expansivos. En un análisis de detalle, esto debe ponderarse con la distribución de tensiones en profundidad, pero en el caso presente, con edificios rígidos cuya dimensión en planta es de decenas de metros, la variación de tensiones a lo largo de la profundidad en la capa activa (de espesor del orden de 4 a 5 m), tiene poca influencia.

	LBSalt+LBS (lut)				LBSalt+LBS (mac+mic)			
	eH (%)	eH (%)	eH (%)	eH (%)	eH (%)	eH (%)	eH (%)	eH (%)
	30kPa, 100a	100kPa, 100a	200kPa, 100a	400kPa, 100a	30kPa, 100a	100kPa, 100a	200kPa, 100a	400kPa, 100a
Número	20	21	21	21	20	20	20	20
Promedio	0,85	0,10	-0,33	-0,71	0,11	-0,11	-0,35	-0,59
Desvest	1,19	0,50	0,47	0,71	0,21	0,15	0,15	0,16
Xk, C95	1,31	0,29	-0,15	-0,44	0,19	-0,05	-0,29	-0,53
Xk, adoptado	2,04	0,60	0,14	0,00	0,33	0,04	-0,20	-0,43

	SEL				YB-A			
	eH (%)	eH (%)	eH (%)	eH (%)	eH (%)	eH (%)	eH (%)	eH (%)
	30kPa, 100a	100kPa, 100a	200kPa, 100a	400kPa, 100a	30kPa, 100a	100kPa, 100a	200kPa, 100a	400kPa, 100a
Número	9	9	9	9	14	14	14	14
Promedio	1,05	0,09	-0,40	-0,68	0,03	-0,32	-0,73	-1,13
Desvest	1,61	0,58	0,18	0,18	0,49	0,60	1,03	1,49
Xk, C95	2,05	0,46	-0,29	-0,77	0,19	-0,05	-0,29	-0,53
Xk, adoptado	2,66	0,68	-0,22	-0,70	0,93	0,58	0,17	-0,23

Figura 3-10. Valores característicos de la expansión a 100 años (Tablas 17 y 18 del doc. [1] y 2.8-33 y 34 del doc. [2])

Con estas bases, se calcula en todos los casos la expansión final prevista para un periodo de 100 años, que resulta:

$$\varepsilon_H (100 \text{ años}) = -0.2272 + 1.326 \varepsilon_H(\text{ensayo})$$

Los valores característicos obtenidos y adoptados para cada litotipo y para presiones de 30, 100, 200 y 400 kPa se muestran en la Tabla de la Figura 3-10.

3.6.3 Capa activa

El espesor de la capa activa es un factor adicional que determina la potencial expansión en una localización. Se define como el espesor de terreno, a partir de la superficie, que es afectado por los cambios estacionales de humedad y que, por tanto, está sujeto a deformaciones de expansión-retracción.

En su propia definición aparece su carácter relativo, es decir, que se define a partir de la superficie del terreno. Si se realizase una excavación que eliminase en parte o por completo la capa activa existente y no se hiciera otra actuación, se reproduciría, al cabo de cierto tiempo, una nueva capa activa idéntica a la anterior a partir de la nueva superficie expuesta.

En el caso presente, todas las excavaciones a realizar van a cubrirse posteriormente, bien con un edificio, o con un relleno y pavimento. En el primer caso, el edificio tiene un peso en general superior al terreno excavado, y protege al terreno de los agentes externos (infiltración, evaporación, etc.), por lo que no habría nueva capa activa, sino sólo la parte que no se hubiera eliminado de la actual.

En cuanto a la explanación general, el peso añadido es menor (pavimento de 1,5 m de espesor), por lo que se debe considerar que se forma una nueva capa activa. Sin embargo, el efecto protector del pavimento impermeable hará que su espesor sea menor que en la situación actual.

Los espesores de la capa activa están estudiado en el Apdo. 7.2 del informe de [3] y resumido en los documentos [2] y [1], objeto de este informe. Se obtiene mediante el procedimiento más extendido actualmente, basado en la correlación propuesta por Fityus et al. (1998) con el Índice de Humedad Global, I_m (o TMI , *Total Moisture Index*) de Thornthwaite (1948), incorporada en la norma australiana AS 2870 (1996). La correlación ha sido revisada posteriormente en 2008, sin cambios sustanciales en lo que se refiere a su aplicación al caso presente. La expresión para el espesor de la capa activa, H_s , es:

$$H_s(m) = 1,387 + 0,939e^{\frac{-I_m}{24,843}}$$

La determinación del Índice de Humedad Global I_m requiere unos cálculos a partir de los datos climáticos anuales en la zona, que incluyen un recuento ponderado de los periodos de exceso y de defecto de pluviosidad. No se indica en la documentación si esto se ha llevado a cabo en el caso presente, pero no parece ser el caso, sino que se ha acudido al Mapa General de España de valores del índice de Thornthwaite, publicado por el I.G.M.E. (1986), basado en el elaborado por Justo y Cuéllar (1972) y Rodríguez Ortiz, 1974), que se reproduce aquí en la Figura 3-11. En este mapa se consideran seis tipos de clima, atendiendo al valor del índice que se indica en la leyenda.

Este método se ha aplicado en el informe de [3] de forma conservadora, es decir, asumiendo las condiciones más extremas imaginables que den lugar a los máximos valores del espesor de la capa activa. En concreto se ha considerado lo siguiente:

- En la situación actual la zona tiene un clima semiárido, con un Índice de Humedad $Im=-30$, lo que corresponde a $Hs=4,6$ m.
- Tras la explanación y pavimentación de toda la parcela de la instalación, la eliminación de insolación directa y evaporación e infiltración lleva a adoptar un clima menos extremo, seco templado, con un Índice $Im=-15$ y un espesor de capa activa $Hs=3,1$ m.
- Bajo los edificios, no habría en rigor capa activa salvo que la actual no se elimine por completo con la excavación. Sin embargo, en los edificios cimentados bajo el nivel freático, se adopta por seguridad una capa activa asociada a movimientos del nivel freático, con $Hs=2,3$ m, correspondiente a $Im=0$.

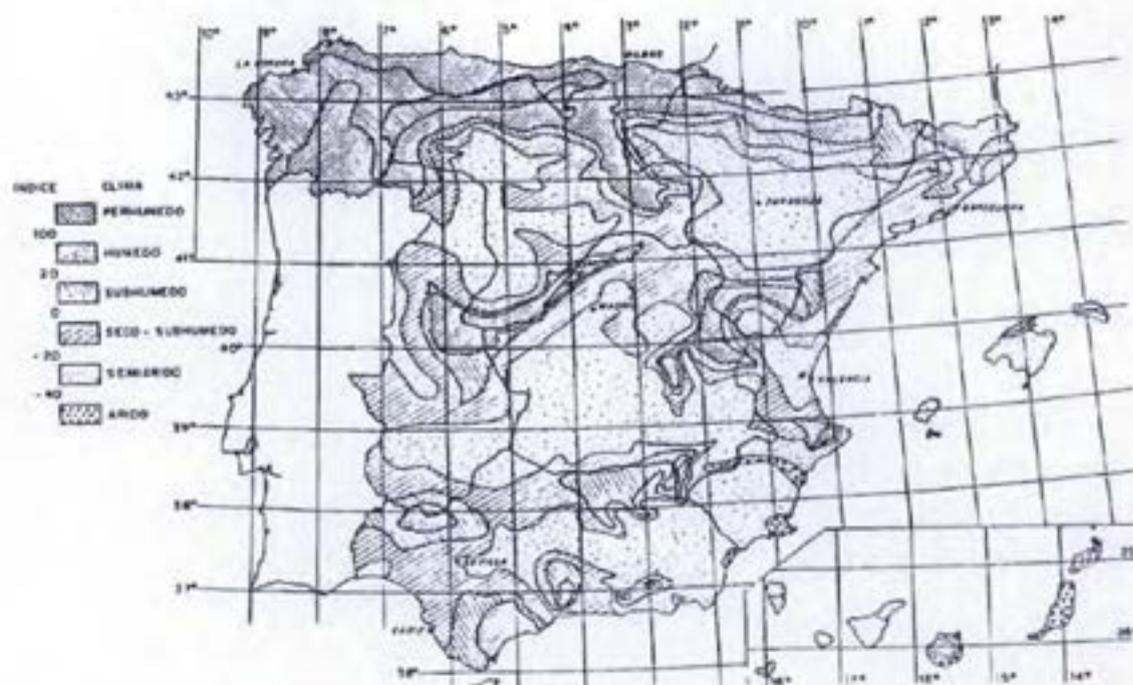


Figura 3-11. Distribución del Índice de Thornthwaite (basado en Justo y Cuéllar, 1972 y Rodríguez Ortiz, 1974)

En el Apartado 4.7.5 del doc. [1], se hace un reanálisis de las anteriores profundidades de la capa activa, comparándolas con la aplicación de un método alternativo, propuesto en el *Technical Manual TM 5-818-7 (Department of the Army USA, 1983)*. Ambos procedimientos dan valores similares si se aplican condiciones equivalentes, por lo que se han mantenido los valores propuestos en el informe de [3]. Con respecto a la última consideración, para edificios cimentados bajo el nivel freático, se ha refinado el análisis, considerando los casos posibles y adecuándola a las exigencias constructivas de estanqueidad y protección de la excavación, que por su importancia se reproduce en la Figura 3-12 y texto adjunto.



Figura 3-12. Espesor considerado para la capa activa en fases constructivas (Fig. 6, doc. [1])

a) Para la excavación general a la cota aproximada [redacted] que puede permanecer a la intemperie un tiempo relativamente largo, el valor máximo del espesor de la capa activa que puede desarrollarse sería el de superficie expuesta a la intemperie y condición climática extrema, es decir 4,6 m, lo que supondría que su base quedaría a la cota [redacted]

b) Para la excavación temporal a la cota [redacted] (sólo en zona de plataforma donde no hay edificios), sobre la que se construirá la plataforma final cuya cota de coronación de pavimento será [redacted] no se prevé que se pueda desarrollar una capa activa específica de espesor significativo. El margen con respecto a la cota [redacted] de 2,1m, espesor más que suficiente para alojar una eventual capa activa asociada a una situación temporal de corta duración.

c) Para la excavación local de cada edificio, cuyo fondo va a permanecer abierto un plazo de tiempo mínimo, e incluso el metro inferior se va a excavar inmediatamente antes de hormigonar la cimentación, se puede considerar, con criterio conservador, que se puede desarrollar una capa activa de un espesor máximo de 0,5m.

d) Capa activa a largo plazo en relación con la desecación y humectación que se pueda producir a partir de la superficie futura de cota [redacted]. Como esta superficie estará impermeabilizada, la profundidad que puede alcanzar la capa activa es de 3,1 m, equivalente a una cota de su base a la [redacted] cota que se estima quedará por encima del futuro nivel freático.

Las hipótesis anteriores las consideramos conservadoras y correctas, pues los espesores de capa activa resultantes son sustancialmente mayores que los generalmente adoptados para cimentaciones en terrenos expansivos en España.

3.7 Otros problemas especiales (disolución de yesos)

En el estudio general de cimentaciones [1] se descarta la disolución de los yesos como condicionante para el adecuado comportamiento de las instalaciones del ATC.

La base fundamental para esta decisión es la absoluta falta de detección de ningún tipo de hueco o anomalía en todas las investigaciones de campo realizadas:

- En fases de estudio anteriores se han realizado perfiles de tomografía eléctrica con el objeto de detectar anomalías de resistividad que pudieran ser interpretadas como existencia de huecos. Tras esta campaña, se realizaron sondeos a destroza en las zonas

de anomalías detectadas. Con la ejecución de estos sondeos se confirmó la no existencia de huecos en las zonas de anomalías geofísicas.

- Se ha ejecutado una amplia campaña de reconocimiento, con calicatas, zanjas, sondeos y tomografía sísmica de detalle. Se han perforado 149 sondeos, con un total de 4.971,7 m, y en ninguno de estos reconocimientos se ha encontrado ningún síntoma de disolución de yesos bajo la zona nuclear.

Por otra parte, se argumenta en el estudio [1] que el agua de la parcela está saturada de sulfatos, por lo que su potencial de disolución es muy reducido, por lo que tampoco se considera verosímil que en el futuro se produzcan disoluciones que puedan afectar a las instalaciones. La muy baja permeabilidad del terreno hace que los caudales circulantes sean muy bajos. El agua se satura rápidamente en yesos y pierde su capacidad de disolución adicional. La infiltración del agua de lluvia puede disolver los yesos presentes en el terreno más superficial, pero no afecta al más profundo, porque cuando llega también está saturada en sulfatos. Además, la impermeabilización prevista con la pavimentación del total de la superficie minimizará la entrada de este tipo de agua. Por ello, no se espera la presencia de huecos por disolución de yesos en la parcela objeto de estudio.

Estamos de acuerdo con esta consideración, admitiendo obviamente ser ciertas todas las afirmaciones anteriores. No entra dentro del objetivo del presente informe la comprobación de las mismas (lo cual, por otra parte, no sería posible en la actualidad), pero sí queremos señalar que en la documentación revisada no se encuentra ningún indicio en contra.

De todas formas, debe señalarse aquí que aunque en la actualidad no existan huecos o procesos activos de disolución, ello no asegura que no puedan ponerse en marcha en el futuro, debido a alguna actuación externa en la zona. Por eso, es preciso analizar con cuidado todas las posibles implicaciones de las actividades constructivas que puedan alterar el régimen hidrogeológico de la zona, y así se ha hecho en el estudio sometido a evaluación [1].

4 METODOLOGÍA UTILIZADA PARA EL ANÁLISIS DE CIMENTACIONES

Los métodos utilizados para el análisis de las cimentaciones del ATC están descritos con detalle en el Apartado 5 del estudio [1]. No se reproducen aquí más que en las partes en que proceda hacer algún comentario sobre ellos.

Se presenta en primer lugar la relación de normas de referencia. Es una relación completa y actualizada.

En cuanto a los métodos de análisis en sí, consisten en:

4.1 Capacidad portante

Se comentan los métodos utilizados para evaluar la carga de hundimiento. Aunque en la relación de Normas se cita el Eurocódigo EC-7 "Cimentaciones", no se siguen sus recomendaciones en cuanto al uso de coeficientes parciales (mayoración de acciones y/o minoración de resistencias y/o de parámetros resistentes del terreno), sino que se utiliza el concepto tradicional de coeficiente de seguridad global en cargas, usado por las Guía de Cimentaciones de Carreteras y la R.O.M. de Puertos. De todas formas, dada la resistencia del terreno presente y la tipología de cimentaciones, la condición crítica no es la de hundimiento, sino la limitación de asientos.

En cuanto a los métodos de cálculo en sí, se utilizan diferentes formulaciones para los casos de suelos o rocas, y se presentan el cálculo analítico y el presiométrico, cuando se dispone de este último ensayo. La presentación es correcta.

4.2 Cálculo de asientos o levantamientos

Este aspecto se trata en los Apartados 5.3 y 5.10 del estudio [1], cuyos contenidos deben considerarse conjuntamente. Se distingue correctamente entre:

- movimientos (levantamientos o asientos) de carácter elástico o cuasi-elástico, relacionados con las variaciones tensionales causadas por las cargas,
 - movimientos (levantamientos o asientos) debidos a cambios de humedad a carga constante.
- **Movimientos causados por las cargas**

La metodología a seguir se comenta en el Apartado 5.3 y en el 5.10.1. Se aplicarán soluciones elásticas, apoyadas en los ensayos presiométricos en caso de disponerse de ellos, y en todo caso completadas con análisis numéricos por elementos finitos en 3D cuando la complejidad de cargas, geometrías o interacción entre cimentaciones y/o excavaciones próximas lo aconseje. La presentación de la metodología es completa y correcta.

- **Movimientos causados por cambios de humedad**

El proceso de cálculo se presenta en el Apartado 5.10.2. Por su repercusión en el proyecto, se reproduce textualmente a continuación:



Este proceso es correcto y coherente con el planteamiento de los Apartados anteriores, en particular los Apartados 3.6.2 y 3.6.3.

4.3 Análisis de esfuerzos en las losas y pantallas

Se harán los cálculos utilizando el coeficiente de balasto (modelo de Winkler), calculando los valores a adoptar para dicho parámetro por los métodos habituales (Terzaghi, elástico, etc.). El coeficiente de balasto es un parámetro de difícil determinación, pues depende de forma directa de las dimensiones del área cargada, por lo que su empleo en cimentaciones flexibles y en pantallas verticales está sujeto a convenciones al uso en función de las luces de la estructura.

Aun teniendo en cuenta estas consideraciones, el coeficiente de balasto es una herramienta de gran utilidad, y de utilización universal, para el análisis de esfuerzos. Los comentarios anteriores tienen como finalidad resaltar el carácter empírico de las propuestas existentes para definir adecuadamente el valor del coeficiente de balasto que mejor reproduzca en cada caso la interacción de los elementos estructurales flexibles (losas horizontales o pantallas verticales) con el terreno.

Los métodos presentados en el documento son correctos y responden al objetivo perseguido.

4.4 Empujes de tierras

Se distingue adecuadamente entre los empujes convencionales del terreno sobre los muros, y los derivados de los posibles procesos expansivos.

4.4.1 Empujes asociados a las cargas

Se propone la consideración del empuje en reposo, lo que es razonable dada la rigidez de los edificios.

El coeficiente de empuje en reposo se ha tomado del Apdo. 10.1.2 del Informe de [redacted] [3], en donde se calcula para todas las unidades geotécnicas utilizando la fórmula de Jaky, resultando valores en torno a 0,5. Esta fórmula sólo es válida para suelos granulares y arcillas normalmente consolidadas, como se recoge en el citado Informe. Ninguna de las unidades

estratigráficas presentes en la zona cae dentro de ninguno de estos tipos de terreno, pues se trata de arcillas duras (sobreconsolidadas) y rocas blandas. En ellas, el coeficiente de empuje en reposo es mucho mayor, siendo de difícil evaluación. En el documento [1] se mejora la aproximación introduciendo la influencia de la razón de sobreconsolidación del terreno, que incrementa el valor resultante del coeficiente de empuje en reposo.

En cualquier caso, la utilidad de este parámetro en casos como el presente es muy reducida o nula, pues la situación de reposo no se da nunca. Los muros de sótano de los edificios se construyen excavando en talud, y rellenando posteriormente el trasdós con material compactado. Con ello, el coeficiente de empuje en reposo del terreno natural no juega ningún papel, siendo en cambio relevante el del relleno de trasdós, como correctamente se indica en el documento [1].

Los métodos de cálculo propuestos en el estudio para las diversas posibilidades (activos, pasivos, con o sin sobrecargas, etc), son correctos. Lo mismo cabe decir de los empujes hidrostáticos, y de los empujes dinámicos, con la aplicación del método de Mononobe-Okabe (que no es sino el de Coulomb, incrementando los ángulos de inclinación del muro y del terreno en el ángulo girado por la fuerza másica gravitatoria por efecto de la fuerza sísmica horizontal). También se presta atención al cálculo de empujes con terreno de trasdós heterogéneo (Apartado 5.6.8 del estudio).

4.4.2 Empujes provocados por el hinchamiento

En el documento [1] se propone considerar el incremento de empuje que supone la posible expansión del terreno alrededor de la parte enterrada del edificio, lo que es correcto.

La estimación de la magnitud de este empuje puede hacerse de diversas formas, todas ellas sujetas a algunas incertidumbres. El método propuesto en el documento es correcto, y consiste en imponer en el contorno exterior del relleno (es decir, el talud de excavación de terreno natural) unos desplazamientos horizontales dirigidos hacia el muro, originados por la expansión horizontal del terreno circundante. La duda surge al tratar de cuantificar la magnitud de los desplazamientos a introducir. El documento [1] indica que *“se calcularán a partir del valor característico de la deformación de hinchamiento para cada unidad geotécnica”*. Esto es correcto y el documento no va más allá en la definición. Dada la naturaleza y objetivos del documento, podría ser suficiente, dejando para los estudios de detalle la forma de calcularlos a partir del valor característico mencionado. Sin embargo, consideramos pertinente incluir en este informe algunos comentarios sobre la magnitud de la deformación a adoptar, aunque sólo sea como guía para futuros documentos de detalle.

La primera duda es sobre la deformación de expansión horizontal a adoptar. Las condiciones existentes en un terreno sujeto a expansión bajo la cimentación de un edificio son de hinchamiento vertical, con expansión impedida en las dos direcciones horizontales (confinamiento transversal total). Esta situación se reproduce razonablemente en los ensayos edométricos de laboratorio.

Sin embargo, alrededor del sótano excavado, el terreno se puede expandir en dirección vertical (levantando la superficie) y horizontal hacia el talud, estando impedida sólo la expansión en la otra dirección horizontal (paralela al muro). Es obvio que, a igualdad de todos los otros factores, la expansión hacia el muro debe ser menor que en el ensayo edométrico, pues es menor el grado de confinamiento transversal.

Un sencillo análisis elástico de un cubo elemental da como resultado que la expansión en estas condiciones de confinamiento transversal parcial es igual a la expansión edométrica multiplicada por el factor $(1 - \nu)$, siendo ν el coeficiente de Poisson. Este factor es del orden de 0,7-0,8.

La segunda duda es sobre la validez del concepto de "capa activa" alrededor del sótano del edificio. Si la disposición de los edificios es alineados a los lados de una calle, es claro que la expansión unitaria supuesta debe multiplicarse por la mitad de la anchura de la calle. Si la separación entre edificios aumenta, los desplazamientos a imponer en el talud de excavación aumentarán en proporción directa, pudiendo alcanzar valores irrealistas.

La finalidad de estos comentarios es sólo dejar constancia de las incertidumbres del cálculo. Afortunadamente, todas son del lado de la seguridad, pues la aplicación directa de la expansión característica mostrada en las Tablas de la Figura 3-10 conduce a sobreestimar los empujes. Por otra parte, como se indica en el documento [1], los empujes están en todo caso limitados por la resistencia pasiva horizontal del relleno de trasdós.

4.4.3 Estabilidad de taludes

No se dice nada en el Capítulo 5 del estudio [1] sobre la metodología de análisis de taludes. Las consideraciones sobre la estabilidad de los taludes de excavación se indican más adelante, en el Apartado 6.6 del Capítulo 6, al presentar el denominado diseño básico de cimentaciones y obra civil.

Se adoptan los resultados del análisis contenido en el Informe de [3], en concreto en su Apartado 10.3. Se recomiendan taludes 2(H):3(V) de hasta 16 m de altura, para los que el análisis de estabilidad mediante métodos de equilibrio límite en rebanadas, indica coeficientes de seguridad de 1,59 en condiciones normales y 1,53 con efecto sísmico, que son aceptables.

4.5 Análisis de la interacción suelo-estructura

Se presenta la metodología a seguir en el análisis de la interacción dinámica suelo-estructura, que seguirá la norma NUREG-0800, SRP 3.7.2, considerando la no linealidad del comportamiento del terreno.

4.6 Resistencia y estabilidad de las cimentaciones

Se señalan las acciones a considerar y su combinación, así como los métodos de análisis, para la resistencia estructural de las cimentaciones, capacidad portante del terreno, y estabilidad al vuelco, deslizamiento y flotabilidad.

4.7 Estados límites de servicio

Sobre el Apartado 5.9 del estudio proceden algunos comentarios. Se refieren a la precisión en la definición de algunos parámetros, como la distorsión angular, asiento diferencial, giro. Los comentarios no afectan al resultado práctico.

La distorsión angular fue definida por Skempton y MacDonald (1956), como el cociente entre el asiento diferencial entre dos apoyos y la distancia que los separa, descontando previamente el giro rígido ("tilt") del edificio, si existe. La Figura 4-1, tomada del artículo original, lo indica claramente en las últimas palabras de su pie.

La Fig. 13 del estudio lo define correctamente en un caso en que sí existe giro del edificio: la magnitud δ_s no es el asiento diferencial, pues no se mide respecto a la horizontal, sino respecto a la línea inclinada del giro medio (ω).

El segundo punto a aclarar es respecto a los efectos de la distorsión angular. Definida así, es la que gobierna la magnitud de las distorsiones estructurales del edificio, manifestadas en la fisuración de tabiques o, en casos extremos, de vigas y pilares, y así fue considerada por los autores en 1956. Sin embargo, pocos años más tarde, Bjerrum (1963), en un artículo independiente, cita límites de diverso tipo para los asientos de edificios, incluyendo daños estructurales y en tabiquería, y daños estéticos y funcionales, como el que la inclinación del edificio se aprecie a simple vista, o que existan máquinas sensibles a los asientos o inclinaciones.

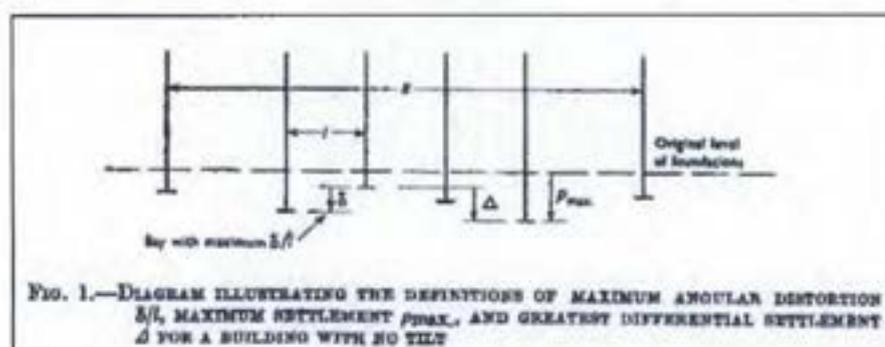


Figura 4-1. Definición de distorsión angular (Figura original de Skempton y MacDonald, 1956)

Algunas normas publicadas a partir de esa fecha reunieron en una sola tabla los límites propuestos por Skempton y MacDonald (1956) y por Bjerrum (1963), sin especificar si se trata de limitaciones estructurales, estéticas o funcionales. Atendiendo a la Fig. 17 del estudio, plenamente correcta, el parámetro que define la aparición de daños estructurales es el ángulo β_{max} (distorsión angular máxima), pero el que la inclinación sea visible depende del ángulo ω (giro medio), y si el edificio alberga maquinaria con tolerancias estrictas a la falta de verticalidad, sería la inclinación local de cada crujía (medida respecto a la horizontal).

Una de las normas que hicieron esto fue la de ASCE (*Settlement Analysis*), tomada de la USACE No. 9, y utilizada para el estudio. En su Tabla 2-3: *Limiting angular distortions...* figuran los tres límites citados, 1/500 para fisuración, 1/250 para inclinación visible y 1/750 para inclinación de máquinas sensibles. Sólo el primero se refiere a la distorsión angular.

5 SOLUCIONES CONSIDERADAS

En el documento [1] se describen las soluciones de cimentación consideradas, siguiendo el esquema siguiente:

- En primer lugar, en el Apartado 6 se describe el diseño básico de las soluciones en cuanto a los condicionantes generales derivados del tipo de obra y del terreno.
- En el Apartado 7, se describe en detalle una denominada “solución preliminar”, para atender a las implicaciones de las especiales características del terreno en cuanto a los problemas de expansividad y de disolución de yesos, a la luz de todos los estudios realizados. Esta solución corresponde a una filosofía de proyecto razonablemente conservadora, pero atendiendo a la aparición de las condiciones más probables.
- En el Apartado 8 se analiza la sensibilidad de esta solución frente a posibles situaciones extremas en los dos fenómenos considerado (expansividad y disolución de yesos), dejando abiertas las posibilidades de refuerzo correspondientes.
- En el Apartado 9 se describe una llamada “solución de diseño envolvente”, adoptando como escenario el más desfavorable de los posibles, e incluso considerando la aparición de algunos problemas que los reconocimientos han descartado.

Las dos soluciones, preliminar y de diseño envolvente, se presentan en el documento, mediante la descripción de los elementos diferenciadores o adicionales entre ellas. Finalmente, aunque se dejan abiertas las dos, el documento se decanta por proponer la solución de diseño envolvente, más conservadora.

En los Apartados que siguen se comentan los aspectos destacados de las descripciones incluidas en el documento.

6 DISEÑO BÁSICO

6.1 Solución estructural de la cimentación

Todos los edificios de la instalación se proyectan con cimentaciones superficiales. Las cimentaciones sobre pilotes se han excluido, no sólo porque la competencia del terreno las haga innecesarias, sino para evitar la posible afección a zonas profundas del terreno, actualmente en equilibrio. Estamos totalmente de acuerdo con esta medida (ver párrafo final del Apartado 3.6.1).

Todos los edificios importantes por sus cargas, por su necesidad de protección radiológica o por la de controlar los asentamientos diferenciales se cimentan sobre losa continua armada de gran canto, entre [REDACTED]

Las zapatas aisladas se reservan sólo para los edificios convencionales, de menor entidad, que no requieren el empleo de losa.

Esta elección del sistema de cimentación se considera adecuada. La cimentación sobre losa rígida, que por razones de resistencia y compresibilidad del terreno podría ser más ligera, es especialmente adecuada frente al riesgo de expansividad del terreno. Cualquier expansión de distribución irregular será absorbida y repartida por la rigidez de la losa. Además, constituye un eficaz elemento de protección e impermeabilización del terreno frente al acceso de agua.

6.2 Edificios con zapatas

En los edificios cimentados sobre zapatas, se apoyarán éstas bajo el límite de la capa activa mediante pozos. Es una técnica usual en cimentaciones en terrenos expansivos, y dada la forma conservadora en que se ha evaluado el espesor de la capa activa, dará lugar a cimentaciones adecuadas.

6.3 Capacidad portante del terreno

Las cargas transmitidas por los edificios son muy inferiores a la capacidad portante del terreno, con coeficientes de seguridad entre 3 y 8.

6.4 Fases de construcción

– Explanación general

La cota general de explanación será la [REDACTED] y sobre ella se extenderá el pavimento en toda la superficie de la parcela, con un espesor de 1,5 m, hasta la cota de urbanización, [REDACTED]. Con el espesor de 3,1 m de capa activa posterior adoptado, ésta llegaría hasta la cota [REDACTED] (ver Figura 7-1). Debe notarse que en todo punto, se considera la más profunda de las capas activas actual y tras la pavimentación, por lo que, si la cota del terreno natural está por debajo de [REDACTED] el límite de la capa activa posterior seguiría siendo el actual.

En este Apartado se describe con detalle que la explanación se realizará en dos fases, la [REDACTED]

Estas medidas son correctas y, además, van acompañadas de una serie de precauciones adicionales a adoptar en función del comportamiento de las excavaciones y las condiciones realmente encontradas. Todas las medidas que se describen van encaminadas a minimizar la exposición del terreno excavado a la acción de los agentes externos, con lo que estamos plenamente de acuerdo, ya que la excavación general a realizar tiene una cierta entidad, llegando en algunas zonas a profundidades de unos 8 metros, claramente bajo el nivel freático en una gran parte.

Ya se ha señalado en el Apartado 3.4, al comentar los perfiles en dirección N-S, que el nivel freático podría ser más somero de lo indicado en la Figura 3-5. En dicha Figura se muestra un perfil indicado como C-4. Se aprecia claramente la estructura de la loma, dividida en dos por el collado.

Dado que el collado que discurre por la linde Norte de la parcela, que separa las dos lomas, está a la cota [REDACTED] la excavación prevista en esta primera fase tendría en su contorno Norte un talud en desmorite de unos 3-4 metros de altura. No es excesiva, pero es presumible que en esta parte, la excavación sobrepase el nivel freático. En estas condiciones, puede producirse un aporte de agua hacia la excavación (sobre todo si en la loma Norte el nivel freático está más elevado de lo supuesto) por lo que no sería aconsejable mantener ésta abierta un largo periodo de tiempo (no disponemos de elementos de juicio para valorar el plazo implicado por la Autorización de Construcción, mencionada en el estudio en evaluación). No es que sean de esperar grandes problemas, y los aportes de agua no se prevén cuantiosos, pero se introduce una incertidumbre adicional, que justifica las precauciones adicionales comentadas, establecidas en el estudio.

– Excavaciones para edificios

En cuanto a las excavaciones para los edificios, más local pero al mismo tiempo más profunda que la de explanación general, se comenta en el estudio que serán más cuidadosas, arbitrando los medios para que el hormigonado se realice [REDACTED]

Consideramos que los procedimientos descritos a este respecto en el estudio cubren adecuadamente las necesidades de protección.

6.5 Taludes de excavación

Dada la consistencia y carácter masivo del terreno, y la moderada altura de los taludes de excavación, el talud adoptado, 2(H):3(V) se considera razonable, como se comprueba con los cálculos de estabilidad.

6.6 Relleno

Los rellenos de trasdós de muros de sótanos se harán con materiales impermeables, no expansivos, sin sales solubles. Se menciona para ello el carácter de suelo seleccionado con más de 15% de finos, y se estudiará la adición de cemento.

Para la explanada general, también se imponen los requisitos de resistencia e impermeabilidad.

6.7 Tuberías y zanjas

Se trata de unos elementos importantes, que suelen ser causa de problemas en terrenos expansivos, si no se han estudiado y construido adecuadamente.

Las medidas que se exponen en el documento sobre este aspecto son correctas.

No existirán tuberías bajo los edificios.

6.8 Drenaje subterráneo

Después de un análisis comparativo de ventajas e inconvenientes, se ha decidido no construir drenajes subterráneos, ya que los muros de sótanos de los edificios son suficientemente robustos para resistir empujes de agua (que serán excepcionales, dada la impermeabilidad de los rellenos).

Estamos de acuerdo con esta decisión, que va en la dirección de evitar la creación de nuevos flujos de agua en el interior del terreno.

6.9 Plataforma del área protegida

Los criterios que se enumeran sobre el pavimento general del área son acordes con lo comentado para el relleno sobre el que se apoya: flexibilidad, estanqueidad, resistencia, no creación de jardines ni zonas vegetalizadas, alcantarillado amplio).

7 SOLUCIÓN PRELIMINAR

7.1 Solución frente a la expansividad

– Capas activas

La principal consideración a este respecto en el documento es el tratamiento que se da a la capa activa.



Figura 7-1. Definición de capas activas adoptada en proyecto, para el terreno natural y una vez explanado y pavimentado (tomada de Fig. 17 del documento [1])

Como ya se comentó en el Apartado 3.6.3, la determinación del espesor de la capa activa en el terreno, tanto en su situación actual como después de la construcción de las instalaciones, se ha hecho de forma muy conservadora, tomando los índices de humedad global del terreno más allá de lo esperable. Con ello, se han adoptado espesores de 4,6 m y 3,1 m, respectivamente.

Los movimientos asociados a la expansividad se evalúan utilizando los métodos ya comentados en los apartados precedentes. La Tabla 25 del estudio [1] resume los resultados más relevantes, resultando levantamientos de los edificios cimentados en la capa activa entre 2 y 9 mm, valores que, a falta del estudio final de detalle, son admisibles para los edificios e instalaciones en proyecto.

7.2 Disolución de yesos

Ya se ha comentado (ver Apartado 3.7) que se descarta la existencia de huecos bajo la cimentación, y en esta hipótesis se ha diseñado. No obstante, como medida prudente se prevé realizar exploraciones no destructivas (microgravimetría y georadar) sobre el hormigón de protección del fondo de excavación, antes de proceder al hormigonado de la losa.

8 SOLUCIÓN DE DISEÑO ENVOLVENTE

La llamada solución de diseño envolvente se describe en el documento [1] señalando sólo aquellos aspectos en los que difiere de la solución preliminar. Su objetivo es *“conseguir una cimentación envolvente y robusta, capaz de soportar no solo los requisitos de las bases de diseño, ya de por sí extremadamente estrictos, sino también que sea capaz de soportar fenómenos extremos como la existencia de áreas con expansividad alta no detectadas o la aparición de huecos bajo la cimentación”*.

Las principales diferencias consisten en:

- *Se retirará la capa activa existente bajo los edificios del Área Protegida y se sustituirá por una capa de hormigón en masa de cemento sulforresistente.*
- *Se incluirá en las bases de diseño la potencial existencia de huecos de [REDACTED] de diámetro situados en la capa de yesos bajo la superficie de la cimentación Dicha hipótesis será concomitante con el sismo.*

Estas medidas son efectivamente favorables y constituyen un incremento notable de la seguridad de la instalación.

En el Apartado 9.1 del estudio [1] se analizan los 6 edificios cuya cimentación resulta situada por encima de la capa activa envolvente, en los que sería de aplicación la sustitución por hormigón comentada. Se trata de los edificios 1, 2, 4, 6, 8 y 10 (ver Figura 2-1).

La eliminación total de la capa activa supondría, según los conceptos expuestos anteriormente, la total desaparición de los procesos expansivos bajo los edificios. Sin embargo, se mantiene por prudencia la hipótesis de la presencia de una capa activa de pequeño espesor, 0,5 m. Esto no obedece a razones estrictamente técnicas, sino que es una medida de prudencia adicional. Aun así, el resultado es que los movimientos resultantes, tanto en asiento como en levantamiento, son admisibles.

En cuanto a la influencia de los huecos, en el análisis de la solución preliminar ya se comprobó que las losas en proyecto eran capaces de absorber la presencia de un hueco de [REDACTED] de diámetro en las capas de yesos. Lo que se hace ahora en la solución de diseño envolvente es incluir esto como acción de cálculo. Según los reconocimientos realizados, sólo en los dos edificios situados en la esquina NE del emplazamiento son afectados por el nivel YB de Yesos de Balanzas.

En conjunto, la solución de diseño envolvente no presenta respecto a la preliminar, desde el punto de vista de la seguridad, más que ventajas. El único efecto que podría en principio considerarse desfavorable es el aumento de la profundidad de las excavaciones, y sus posibles repercusiones en el desencadenamiento de deformaciones de descarga que iniciasen procesos expansivos de algún tipo, tal como ha ocurrido en los casos que hemos descrito en el Apartado 3.6.1. Sin embargo, en este caso no existe este riesgo, pues la profundidad de excavación sigue siendo moderada, no superando los 15 metros, muy lejos de los valores necesarios para que dichos riesgos pudieran movilizarse.

9 RECOMENDACIONES DURANTE LA EJECUCIÓN

9.1 Relacionadas con la expansividad

En este Apartado del estudio, se incluye una lista de recomendaciones de ejecución, que suscribimos totalmente. Algunas, como la no utilización de voladuras para la excavación, o la no exposición del fondo de las excavaciones más que el tiempo imprescindible, han sido comentadas más arriba.

9.2 Relacionadas con la disolución de yesos

Se repiten aquí las consideraciones hechas en el del estudio [1] y comentadas aquí en el Apartado 7.2.

10 NUEVAS INVESTIGACIONES Y VIGILANCIA EN EL FUTURO

En el estudio [1] se enumeran las investigaciones actualmente en curso o planeadas y pendientes de ejecución. Asimismo, se señala la conveniencia de una toma complementaria de datos geotécnicos y estudios geofísicos al finalizar la primera fase de explanación (a cota +811m).

Estos estudios son adecuados. Sobre este punto, siempre es conveniente insistir nuevamente en la necesidad de sellar los sondeos realizados, una vez que hayan cumplido su función.

También se incluyen en este punto del estudio [1] comentarios sobre el plan previsto de vigilancia meteorológica, hidrogeológica, geológico-geotécnica y sísmica, sobre los que estamos igualmente de acuerdo.

11 ESTUDIO DE LA FUNCIONALIDAD DE LA INSTALACIÓN

Bajo este epígrafe, se analizan en el estudio las implicaciones de los movimientos previstos de los edificios que componen la instalación en la funcionalidad de la misma. En concreto, se estudia con detalle la influencia de asentamientos o levantamientos diferentes entre edificios contiguos, entre los que exista alguna conducción o nexo de otro tipo, sensible a los movimientos diferenciales.

Los métodos de cálculo presentados son correctos, y las hipótesis, tanto en la solución preliminar como en la de diseño envolvente, están debidamente justificadas. Se consideran sólo las componentes diferidas de los movimientos, que son las únicas que influirían en los equipos con posterioridad a su instalación. Los argumentos para la estimación de estos valores son también correctos. Para los levantamientos provocados por la expansividad del terreno, se supone que siempre puede darse el caso de que actúen en cualquier edificio, y no en los colindantes.

Todo ello es también razonable y del lado de la seguridad. Los resultados se dan individualizados por edificios en las Tablas 27 y 28 del estudio.

También se presta atención al efecto de los posibles movimientos en las redes de suministros y servicios.

12 CONCLUSIONES

1. Como conclusión general, debe afirmarse que se está de acuerdo y se suscriben las conclusiones de los documentos evaluados, [2] y [1], que tienen carácter general. Únicamente procede hacer algunas matizaciones o conclusiones adicionales, que se han ido exponiendo a lo largo del texto y se resumen a continuación.
2. Los reconocimientos geotécnicos, geofísicos y geoquímicos practicados son adecuados en tipo, volumen, intensidad, al fin perseguido, aunque requieren intensificación para los estudios de detalle.
3. La identificación de unidades geotécnicas (SEL, LBSalt, LBS, YBA, YBB, YB1, LBI, UI), es correcta. Obedece a criterios geológicos, incorporando también aspectos geotécnicos. De ellas, la fundamental en cuanto a las cimentaciones y excavaciones es la LBS
4. La capacidad portante de este terreno es elevada y su deformabilidad ante la aplicación de cargas es reducida. Desde un punto de vista de la capacidad portante del terreno y de los asentamientos que pueden producirse cuando se apliquen las cargas, el terreno es idóneo para construir una instalación como la del ATC.
5. En cuanto al nivel freático, está suficientemente definido en la parcela, pero a falta de más datos, debe suponerse que su profundidad en la loma situada al Norte es similar a la de la zona de la instalación.
6. Los ensayos realizados para evaluar el potencial expansivo del terreno con correctos y adecuados. Los ensayos de inundación bajo carga son especialmente representativos del proceso. Sus resultados han permitido acotar la expansividad del terreno, asociada a su contenido en esmectitas.
7. La no presencia de anhidrita, que constituye un factor muy positivo, no es simplemente una hipótesis basada en su no detección en los sondeos, sino que es coherente con el conocimiento de las bases del problema y las experiencias en otros casos reales.
8. Frente a los problemas derivados de la expansividad o de la disolución de yesos, la solución más eficaz es la elección de soluciones estructurales, geotécnicas y constructivas que reduzcan el riesgo de modificación de los regímenes existentes de tensiones y de flujo de agua. En este sentido, las soluciones de cimentación superficial mediante losas rígidas son muy adecuadas.
9. Lo anterior debe completarse prestando especial atención a los detalles constructivos: no hacer sondeos excesivamente profundos si no son indispensables, cementar los sondeos en cuanto sea posible, no recurrir a voladuras para la excavación y cuidar el control de los flujos de agua, señaladas en los documentos evaluados, son todas ellas medidas tendentes a evitar los riesgos anteriores..
10. La evaluación de espesores de capa activa, tanto en la situación natural actual como en el futuro (bajo el pavimento general y bajo los edificios) es conservadora.

11. La no detección de huecos de disolución de yesos es un factor positivo. La consideración que se hace en la solución seleccionada (solución de diseño envolvente) de que la cimentación pueda soportar la posibilidad de huecos de hasta [REDACTED] de diámetro es una precaución adicional.
12. La explanación general en dos fases, dejando un espesor de 2 metros a excavar en la segunda, es adecuada, siempre que no se dilate el plazo entre ellas.

13 REFERENCIAS

- Alonso, E. y A. Ramón, 2013. Heave of a railway bridge induced by gypsum crystal growth: field observations. *Géotechnique* 63:9, 707–719.
- Alonso, E. y C. Sagaseta, 2003. *Informe previo sobre los problemas derivados de la expansividad del terreno en los túneles de Lilla, Camp Magré y Puig Cabrer*. Informe para ADIF, no publicado.
- AS-2870, 1996. *Residential Slabs and Footings*. Standard House, Sydney NSW, Australia.
- ASCE, 1994. *Settlement Analysis*. Technical Engineering and Design Guide, American Society of Civil Engineers.
- Bjerrum, L. 1963. Discussion Session 6. VIth Eur. Conf. Soil Mech. Found. Wiesbaden 2,135-137.
- Fityus, S. G., P.F. Walsh y P.W. Kleeman, 1998. The influence of climate as expressed by the Thornthwaite index on the design depth of moisture change of clay soils in the Hunter Valley. *Conf. on Geotech. Eng. and Eng. Geol. in the Hunter Valley*. Conf. Publ. Springwood, Australia: 251–265.
- IGME, 1986. *Mapa previsor de riesgos de movimientos del terreno por arcillas expansivas, escala 1:1.000.000*.
- Ramón, A. y E. Alonso, 2013. Heave of a railway bridge: modelling gypsum crystal growth. *Géotechnique* 63:9, 720–732.
- Skempton, A.W. y D.H. MacDonald, 1956. The allowable settlement of buildings. *Proc. I.C.E.* 6,727-768.
- Steiner, W., 1993. Swelling rock in tunnels: rock characterization, effect of horizontal stresses and construction procedures. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 30:4,361-380.
- Thornthwaite, C. W., 1948. An approach towards a rational classification of climate. *Geographical Review* 38, 55-94.