

Nº Referencia: 14/11.041
Nº Expediente: 301.449

GOES INGENIERÍA CIVIL, S.L.U.P.
C/ FEDERICO GARCÍA LORCA, 24 3º
ARCHENA (MURCIA)

INFORME GEOTÉCNICO

ESTACIÓN DE BOMBEO
URB. EL CHORRICO
MOLINA DE SEGURA (MURCIA)

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETO	1
CAPÍTULO 2. CONTEXTO GEOLÓGICO	2
2.1. GEOLOGIA.....	2
2.2. GEOTECNIA.....	3
2.2.1. Zona IV (Arcillas y Margas con yesos).....	3
CAPÍTULO 3. INVESTIGACIÓN REALIZADA	5
3.1. TRABAJOS DE CAMPO	5
3.1.1. Sondeo.....	6
3.1.2. Ensayo de Penetración Standard (S.P.T.)	6
3.1.3. Ensayo de Penetración Dinámica (D.P.S.H.).....	8
3.2. ENSAYOS DE LABORATORIO	9
3.2.1. Ensayos de Estado y Clasificación	9
3.2.2. Ensayos de Agresividad.....	10
3.2.3. Ensayos de Expansividad	11
3.3. TRABAJOS DE GABINETE	12
CAPÍTULO 4. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS.....	14
4.1. NIVEL FREÁTICO	16
4.2. EXPANSIVIDAD	16
4.3. PRESIÓN VERTICAL ADMISIBLE.....	18
4.3.1. Ensayo de penetración dinámica DPSH	18
4.3.2. Presión de Hundimiento	19
4.4. CIMENTACIÓN	21
4.5. ASIENTO	21
4.5.1. Asiento diferencial.....	23
4.6. PERMEABILIDAD	24
4.7. MÓDULO DE BALASTO	25
4.8. ACELERACIÓN SÍSMICA	25
4.9. EXCAVACIÓN	28
4.10. OTRAS CONSIDERACIONES.....	28
CAPÍTULO 5. CONSIDERACIONES FINALES	30
CAPÍTULO 6. APÉNDICES, FOTOS, PLANOS, ETC	32

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETO

INVERSIONES DE MURCIA S.L., LABORATORIOS HORYSU, ha realizado un estudio geotécnico en un solar situado en la Urb. El Chorrico, de la localidad de Molina de Segura (Murcia) a petición de **GOES INGENIERÍA CIVIL, S.L.U.P.**

El objeto del estudio, ha sido determinar las características del terreno, en orden a realizar el proyecto de cimentación y posterior construcción de una estación de bombeo.

El solar se encuentra despejado, situado sobre el cauce de la rambla.

La presente memoria técnica, recopila todos los trabajos realizados en campo y laboratorio, los datos obtenidos y las características del terreno que de los mismos se deducen.

CAPÍTULO 2. CONTEXTO GEOLÓGICO

2.1. GEOLOGIA

El área de estudio se encuadra en el contexto geológico de las Cordilleras Béticas, concretamente dentro de la llamada depresión tectónica de los ríos Segura-Guadalentín, que le dan nombre y que son los únicos cursos permanentes, instalados en la misma.

Esta zona próxima a la capital, está constituida por terrenos Neógenos y Cuaternarios que constituyen la vega de Murcia y por los relieves de las sierras y colinas adyacentes, que forman parte de los Complejos Béticos que son el substrato de la Cuenca Neógena.

Por tanto, son sedimentos post-manto, depositados después del establecimiento de los grandes conjuntos estructurales. Estos materiales de naturaleza variada, van desde el Tortonense superior al Pleistoceno.

Aparecen en primer lugar, unas margas más o menos yesíferas con intercalaciones calizo-limosas, coronadas localmente por horizontes continentales de poco espesor. Estas margas afloran ampliamente al sur de Fortuna hacia el sur y el sureste pasan lateralmente y hacia arriba a conglomerados continentales.

Estos conglomerados están particularmente bien desarrollados al Oeste de Santomera y zonas próximas.

Son conglomerados poligénicos de granulometría gruesa con bolos y cantos que pueden exceder los 20 cm. de diámetro, y que localmente aparecen cementados.

La cimentación de las estructuras podría resolverse, previa toma de las precauciones adicionales y/o adecuación de los elementos de la estructura a la problemática geotécnica descrita a continuación, mediante cimentaciones superficiales o semiprofundas con tensiones o cargas de trabajo medias.

Esta zona resulta especialmente problemática, desde un punto de vista geotécnico, debido a las siguientes particularidades:

- Posible presencia de oquedades o huecos debidos a disolución de los niveles yesíferos (karstificación).
- Elevado contenido en sulfatos y agresividad del terreno frente al hormigón y elementos metálicos.
- Fenómenos de hinchamiento o expansividad motivados por cambios de humedad del terreno.
- Inestabilidades de laderas naturales o taludes excavados.
- Hundimientos y colapsos.

Están englobados por una matriz arcillo-arenosa de composición igualmente poligénica, pudiendo presentar alternancias entre niveles gruesos y finos, a veces casi sin matriz.

Los materiales cuaternarios corresponden a terrenos aluviales, eluviales y coluviales, producto del desmantelamiento de los relieves circundantes. Por ello, es frecuente encontrar materiales arcillosos con restos de las formaciones margosas y yesos.

El Trias Keuper está constituido por su típica facies, de margas rojas yesíferas, diferenciando en esta región importantes masas de yesos blancas.

Estos materiales pueden intercalar, además de las clásicas ofitas, retazos de dolomías listadas en lentejones mecanizados y en contacto normal con las margas.

2.2. GEOTECNIA

2.2.1. ZONA IV (ARCILLAS Y MARGAS CON YESOS)

Corresponden a terrenos, predominantemente arcillosos o margosos y/o con frecuentes niveles de yesos, que presentan un alto riesgo de expansividad. Se han incluido en este grupo a las arcillas, margas y yesos del Trias Keuper y a las formaciones de margas con yesos del Mioceno que ocupan las depresiones intramontañas de la región. En ambos casos originan morfologías fuertemente erosionadas y abarrancadas. Los primeros afloran en el tercio septentrional de la región, mientras que los segundos están representados fundamentalmente en las cuencas de Lorca, Mula y Fortuna, etc.

Estos terrenos corresponden, dada la presencia de yesos y/o características expansivas de los mismos, al grupo T-3 (Terrenos Desfavorables) del CTE.

3.1.1. SONDEO

El sondeo mecánico se realiza a rotación y con recuperación continua de testigo. Este sondeo consiste en la perforación mediante el avance por rotación de una corona circular hueca en cuyo interior se aloja el testigo. La perforación se interrumpe periódicamente para realizar la toma de las muestras específicas. El procedimiento de ejecución sigue la norma ASTM D-2113 y XP P94-202.

Una vez extraído el tubo portatestigos del sondeo, se saca cuidadosamente y se coloca en una caja preparada al efecto, disponiendo separadores entre las diferentes maniobras realizadas e identificando el sondeo, profundidad y cotas de toma de muestras (SPT, inalteradas, muestras de mano,etc.).

La profundidad alcanzada en el mismo ha sido:

SONDEO	PROFUNDIDAD
S-1	6,0 m

A la vista de los testigos continuos se ha realizado la correspondiente columna litoestratigráfica en la que se indican las distintas litologías atravesadas, descripción de las mismas y otros datos complementarios.

3.1.2. ENSAYO DE PENETRACIÓN STANDARD (S.P.T.)

El ensayo de Penetración Standard consiste en la perforación de un tramo del sondeo mediante un tubo hueco de 60 cm., de longitud, por golpeo de una maza de 63,5 kg., de peso con caída libre desde una altura de 75 cm, mediante un mecanismo automático. El equipo utilizado y el procedimiento de ejecución sigue la norma UNE-EN ISO 22476-3/06.

CAPÍTULO 3. INVESTIGACIÓN REALIZADA

La investigación que hemos llevado a cabo para la confección de esta memoria técnica, ha consistido en la realización de trabajos de campo, ensayos de laboratorio y trabajos de gabinete, los cuales pasamos a describir.

Con los datos previos se ha dimensionado la campaña de ensayos de campo y de laboratorio siguiente:

TRABAJOS DE CAMPO		ENSAYOS DE LABORATORIO	
Nº de sondeos	1	Identificación	1
Profundidad sondeo	6,0 m	Compresión Simple	-
Ensayos D.P.S.H.	1	Corte Directo	-
Catas	-	Ensayo Edométrico	-
S.P.T. o M.I.	2	Agresividad	1
Tubería piezométrica	No	Expansividad	1
Otros	-	Análisis Agua Freática	-

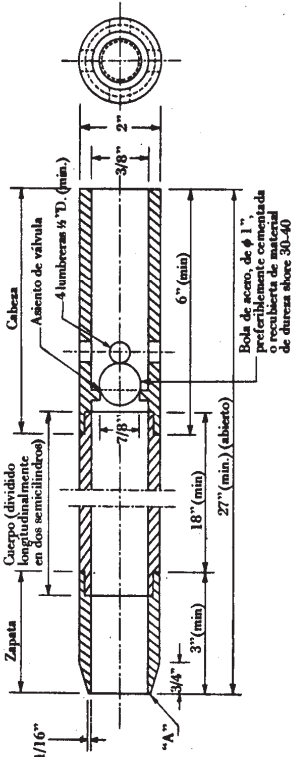
Dada la naturaleza del terreno y el tipo de edificación, se plantea una campaña de ensayos de campo formada por un sondeo de 6,0 m de profundidad y un ensayo de penetración dinámica, así como la campaña de ensayos de laboratorio reseñada.

3.1. TRABAJOS DE CAMPO

Estos trabajos han consistido en el reconocimiento de la naturaleza y características del subsuelo.

Así mismo, los datos aportados por los ensayos de campo se han contrastado con la interpretación de los cortes y propiedades de los materiales reflejados en la hoja del IGME y en los Mapas Geotécnicos y de peligrosidad Geológica de las ciudades a escala 1:250.000 y 1:50.000 del IGME.

Esta hinca tiene lugar en cuatro tramos de 15 cm., anotándose el número de golpes precisos para lograr cada una de las cuatro penetraciones



parciales. Al extraer la cuchara Standard, se obtiene simultáneamente una muestra de suelo.

Con objeto de eliminar las posibles perturbaciones del suelo, como consecuencia de la perforación, solo se considera el número de golpes N₃₀, suma de los 30 cm intermedios, considerándose "rechazo" (R), cuando N₃₀ es mayor de 50 golpes en cualquiera de los tramos de 15 cm.

En gravas la zapata podrá ser reemplazada por una puntaza cónica de acero macizo de 51 mm de diámetro y 60° de ángulo cónico. En este caso no se obtiene muestra. El uso de la puntaza cónica es aconsejable para tamaños de partículas mayores de 38 mm.

MUESTRAS INALTERADAS (M.I.)

Para la toma de muestras inalteradas por golpeo se utiliza el tomamuestras seccionado, de pared gruesa de 4 mm de espesor, longitud mínima de 45 cm y diámetro mínimo interior de 70 mm. La secuencia y demás condiciones de hinca de estos tomamuestras serán las mismas que para la realización del ensayo S.P.T., con idea de facilitar la correlación con dicho ensayo.

El tomamuestras deberá sellarse con taponess de goma, parafina u otro procedimiento que asegure la conservación de la humedad natural de la muestra.

En el sondeo se han realizado los siguientes ensayos, cuyas profundidades y golpes se detallan a continuación:

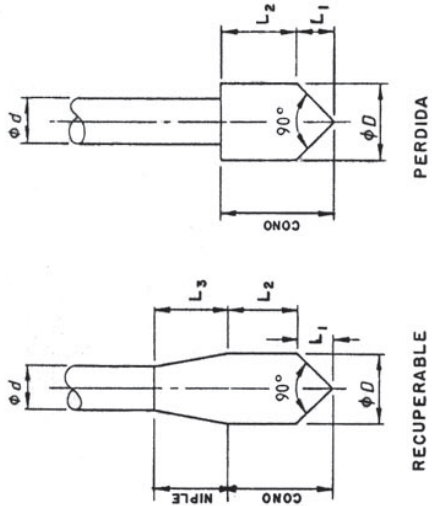
SONDEO	ENSAYO	COTA (m)	GOLPEO	N ₃₀
S – 1	MI – 1	1,20 – 1,80	2 – 3 – 4 – 8	7 (4)*
	SPT – 1	3,00 – 3,50	15 – 26 – 42 – 50R	68

* factor de correlación con el S.P.T. de 0,6

3.1.3. ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA (D.P.S.H.)

El ensayo de penetración dinámica superpesada (DPSH) está encaminado a conocer la resistencia del terreno a la penetración de una puntaza cónica de 20 cm² de sección y de 90° de ángulo. El procedimiento sigue la norma UNE 103801:1994.

La puntaza se introduce en el terreno, debido a la caída libre de una maza de golpeo automático de 63,5 kg de peso, desde una altura de 76 cm, anotándose el número de golpes necesarios para introducirla 20 cm. El ensayo se da por finalizado cuando se superen 100 golpes en un tramo de 20 cm o cuando tres valores consecutivos sean iguales o superiores a 75 golpes.



Los resultados obtenidos proporcionan una medida indirecta de la resistencia del terreno, determinándose estas propiedades mediante correlaciones empíricas. Este

ensayo está especialmente indicado en terrenos granulares finos (arenas), mientras que para otros tipo de terreno (limos, arcillas o gravas) deberá efectuarse con las reservas y precauciones debidas.

Los resultados obtenidos se adjuntan en el capítulo final del presente informe.

3.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

Con el fin de evaluar las propiedades mecánicas de consistencia de los distintos materiales aparecidos, y para completar la información aportada por los resultados obtenidos, se han realizado los siguientes ensayos de laboratorio:

SONDEO	MUESTRA	PROF. (m)	IDENTIFICACIÓN	SULFATOS	PRESIÓN DE HINCHAMIENTO
S-1	M-1	1,20 – 1,80	✓	✓	✓
NÚMERO TOTAL:			1	1	1

3.2.1. ENSAYOS DE ESTADO Y CLASIFICACIÓN

Comprenden los ensayos más habituales para la identificación del terreno, tales como la humedad natural, densidad aparente, granulometría por tamizado o sedimentación y los límites de Atterberg. Los procedimientos de ejecución siguen las siguientes normas:

ENSAYO	NORMA
Humedad natural	UNE 103300:1993
Densidad aparente	UNE 103301:1994
Granulometría por tamizado	UNE 103101:1995
Límite líquido	UNE 103103:1994

ENSAYO	NORMA
Límite plástico	UNE 103104:1993

Los resultados de los ensayos realizados han sido los siguientes:

SONDEO	S-1	
MUESTRA N°	M – 1	
PROFUNDIDAD	(m)	1,20 – 1,80
HUMEDAD NATURAL	(%)	27,43
DENSIDAD APARENTE	HÚMEDA (gr/cm³)	1,86
GRANULOMETRÍA (%)	GRAVA ¹⁾	11,0
	ARENA	14,0
	FINOS ²⁾	75,0
LÍMITES DE ATTERBERG	W _L	42,4
	W _P	20,1
	IP	22,3

1) % retenido por el tamiz UNE 2 mm

2) % que pasa por el tamiz UNE 0,08 mm

3.2.2. ENSAYOS DE AGRESIVIDAD

En este grupo se incluyen (conforme a las tablas D.18 y D.22 del DB SE-C) ensayos de contenido en sulfatos solubles en agua del suelo, el grado de acidez Baumann-Gully y el contenido en materia orgánica. Los procedimientos de ejecución siguen las siguientes normas:

ENSAYO	NORMA
Contenido en sulfatos	UNE 103201:1996

3.2.3.1. Presión de Hinchamiento

El ensayo de presión de hinchamiento en edómetro mide la presión vertical necesaria para mantener sin cambio de volumen una probeta confinada lateralmente cuando se inunda de agua.

Una vez situada la probeta en el edómetro se llena de agua y se van aplicando cargas para que la lectura del medidor de deformaciones se mantenga constante. Cuando no se aprecie tendencia en la variación de la deformación de la probeta con el tiempo se considera que se ha alcanzado el equilibrio y se da por finalizado el ensayo.

Los resultados obtenidos han sido los siguientes:

SONDEO	S-1
MUESTRA N°	M – 1
COTA (m)	1,20 – 1,80m
PRESIÓN DE HINCHAMIENTO	0,05kg/cm²
HINCHAMIENTO LIBRE	0,0%
DENSIDAD HÚMEDA	1,86gr/cm³
HUMEDAD FINAL	20,71%

3.3. TRABAJOS DE GABINETE

Consisten en la recopilación y contraste de datos de carácter geológico, geotécnico y estratigráfico procedentes de nuestros archivos, de los mapas geológicos de la zona editados por el ITGE. etc., y de cuantos antecedentes e información bibliográfica hemos manejado.

3.2.2.1. Contenido en sulfatos solubles en agua del suelo

Este ensayo tiene por objeto determinar la proporción de sulfatos solubles en agua, que hay en un suelo, pasándolos a disolución mediante agitación con agua y precipitando luego los sulfatos disueltos con una solución de cloruro bórico.

El resultado obtenido ha sido el siguiente:

CONTENIDO EN SULFATOS SOLUBLES EN AGUA DEL SUELO				
SONDEO	MUESTRA	PROF. (m)	SO ₄ ⁼⁼ (mg/kg)	SO ₄ ⁼⁼ (%)
S-1	M – 1	1,20 – 1,80	54.867	5,4867
			Qc – Ataque fuerte (> 12.000 mg/kg)	

Según la instrucción EHE se considera agresivo un suelo frente al hormigón cuando su contenido en sulfatos es superior a 2.000 mg/kg. Basándose en el resultado de sulfatos solubles en agua del terreno, obtenido en el análisis químico, la muestra tiene un grado de agresividad Qc – Ataque fuerte (> 12.000 mg/kg).

3.2.3. ENSAYOS DE EXPANSIVIDAD

En este grupo se incluyen (conforme a la tabla D.18 del DB SE-C) ensayos de presión de hinchamiento en edómetro, hinchamiento libre en edómetro y ensayo Lambe. Tienen por objeto calificar y/o cuantificar los posibles cambios de volumen que pueden experimentar los suelos frente a cambios de humedad. Los procedimientos de ejecución siguen las siguientes normas:

ENSAYO	NORMA
Presión de hinchamiento	UNE 103602:1996

Además de esto, se han elaborado numerosos gráficos, planos, montajes fotográficos, etc. los cuales se adjuntan en el Anexo con el resto de la información gráfica al final del informe.

Se han hecho igualmente numerosas correlaciones de estudios realizados en zonas adyacentes, así como comparaciones con los cortes estratigráficos representados en los mapas geológicos.

Se trata en definitiva, de todos aquellos trabajos que en su conjunto hacen posible la propia elaboración del Informe.

CAPÍTULO 4. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

A partir de los datos obtenidos en los distintos materiales atravesados, tanto “in situ” como por análisis de laboratorio, se han elaborado los correspondientes perfiles geomecánicos, que aparecen al final del informe. Desde el punto de vista geotécnico podemos distinguir los siguientes niveles:

NIVEL 0: RELLENOS

Formado por rellenos hasta una profundidad de 0,8 m. Este nivel debe eliminarse completamente de manera que ningún elemento de la cimentación apoye sobre él.

NIVEL 1: MARGAS CON YESOS DE COLOR MARRÓN

Formado por margas de color marrón, con yesos, hasta una profundidad de 2,0 – 3,0 m aproximadamente.

La consistencia de este nivel puede calificarse como media, con un valor del ensayo S.P.T. de $N_{30} = 4$. El ensayo de penetración dinámica D.P.S.H. tiene un valor medio de golpeo de $N_{20} = 15$ hasta 2,0 m de profundidad.

La granulometría indica una mayoría de finos (75,0%) con arenas (14,0%) y plasticidad alta ($I_P = 22,3$). La humedad natural es moderada (27,4%), con una densidad húmeda de 1,86 gr/cm³.

El ensayo de tipo químico obtiene un valor de sulfatos solubles de 54.867 mg/kg, lo que indica un ambiente por sulfatos al hormigón (según EHE-08) Qc – Ataque fuerte (> 12.000 mg/kg).

Se ha realizado un ensayo de presión de hinchamiento que ha obteniendo un valor de presión prácticamente nulo ($q_h = 5$ kPa).

PARÁMETRO	VALOR
FINOS (#0,08 mm)	75,0 %
GRUESOS (RET. #0,08 mm)	25,0 %
LÍMITE LÍQUIDO	42,4 %
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	22,3
HUMEDAD	27,4 %
DENSIDAD HÚMEDA	1,86 gr/cm ³
SULFATOS TOTALES	54.867 mg/kg

A la vista de todos los resultados obtenidos, se proponen los siguientes valores de los principales parámetros geomecánicos para este tipo de terreno:

Módulo de Deformación	Coef. de Poisson	Cohesión	Ángulo de rozamiento interno	Peso específico aparente
E	v	c'	φ	γ _{ap}
10	0,3	20 – 50	30º	19
MPa		kPa		kN/m ³

NIVEL 2: MARGAS CON YESOS DE COLOR GRIS OSCURO

Formado por margas de color gris oscuro, con yesos, hasta la máxima profundidad alcanzada por el sondeo a 6,0 m.

La consistencia de este nivel puede calificarse como compacta, con un valor del ensayo S.P.T. de N₃₀ = 68. El ensayo de penetración dinámica D.P.S.H. obtiene el rechazo al llegar a este nivel.

A la vista de todos los resultados obtenidos, se proponen los siguientes valores de los principales parámetros geomecánicos para este tipo de terreno:

Módulo de Deformación	Coef. de Poisson	Cohesión	Ángulo de rozamiento interno	Peso específico aparente
E	v	c'	φ	γ _{ap}
100	0,3	20 – 50	36º	21
MPa		kPa		kN/m ³

4.1. NIVEL FREÁTICO

Durante la perforación del sondeo (15 de julio de 2014) no se detectó la presencia de nivel freático a lo largo de la profundidad sondeada. No obstante, dado que la zona se sitúa en el cauce de una rambla es muy probable que en épocas de avenidas o lluvias existirá nivel de agua subterránea.

4.2. EXPANSIVIDAD

Se tiene un amplio conocimiento de la expansividad que pueden presentar las margas miocenas que afloran por toda la región de Murcia y Alicante.

Existe un conjunto de parámetros que permiten detectar la posible peligrosidad de un suelo por expansividad. Una recopilación de dichos criterios debidos a varios autores se expone a continuación:

Parámetro	Peligrosidad		
	Bajo	Medio	Muy alto
Límite líquido	< 30	30-40	40-60
Índice de plasticidad	0-15	10-35	20-55
Índice de retracción	> 15	16-10	12-7
% partículas < 0,074 mm	< 30	30-60	60-90
% partículas < 0,001 mm	< 15	13-23	23-30
Índice CPV Lambe	< 2	2-4	4-6
Índice de desecación	> 1	0,8-1	0,6-0,8
Presión de hinchamiento	< 0,3	0,3-1,2	1,2-2,5
Hinchamiento libre	< 1	1-5	3-10
N _{SPT}	< 10	10-20	20-30
			Kg/cm ²
			%

Comparando todos los resultados, tenemos que la presión de hinchamiento obtenida ha sido prácticamente nula ($q_h = 5 \text{ kPa}$).

Por todo ello se considera que es poco probable que se produzcan cambios de volumen en el terreno del solar debidos a variaciones en la humedad del suelo que puedan afectar a elementos estructurales, soleras, pavimentos, etc, y en caso de producirse serán de pequeña magnitud.

Se pueden tomar una serie de medidas que ayuden a mitigar o en el mejor de los casos a erradicar por completo los posibles efectos de la expansividad en la construcción. A continuación se exponen algunas de estas medidas a título informativo ya que será la dirección técnica de la obra la que tome las actuaciones que considere oportunas en cada caso:

- La profundidad de apoyo de la cimentación debe ser lo más baja posible, con el fin de evitar los cambios de humedad provocados por agentes meteorológicos, sobrepasando la zona en la que se producen los cambios de volumen, denominada ‘capa activa’. La estimación de esta capa no es sencilla pero en el sureste de España suele situarse hasta 2,0 – 3,0 m de profundidad.
- La cimentación debe ser rígida y debe tener poca superficie lateral para evitar transmitir esfuerzos de hinchamiento. Si se utilizan pozos de cimentación es conveniente rodearlos de gravas y sellar la cimentación superiormente para evitar la infiltración de aguas superficiales.
- Los elementos de cimentación deben estar convenientemente arriostrados y la planta más baja con un forjado propio que lo separe del terreno

mediante una cámara de aire o cualquier otro método. De esta forma pueden evitarse daños en la solera.

- Deben tomarse precauciones para evitar fugas en la red de saneamiento, drenajes superficiales y todo lo que pueda variar la humedad del terreno en torno al edificio. Hay que tener en cuenta así mismo la influencia de la vegetación próxima a la cimentación.

4.3. PRESIÓN VERTICAL ADMISIBLE

4.3.1. ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA DPSH

Para determinar la carga de hundimiento del terreno a partir de los resultados del ensayo de penetración dinámica D.P.S.H., en los distintos puntos de penetración y a distintas profundidades, puede aplicarse una correlación con el ensayo S.P.T.

“Siempre que no haya una gran diferencia entre los diversos penetrómetros, los datos obtenidos con uno pueden transformarse en los que se hubieran obtenido con otro mediante la fórmula (ESOPT, 1974):

N1 = N2 (W2 · H2 · A1 · e1) / (W1 · H1 · A2 · e2)

Donde W es el peso de la maza, H la altura de caída, A el área transversal de la punta y e la penetración a lo largo de la cual se cuenta el número de golpes. Esta fórmula debe emplearse sólo para comparar penetrómetros muy parecidos”¹

Para la correlación DPSH – SPT en arenas, Dhalberg (1974) propone la expresión:

Nspt = 25 x log (1,22 x NdpsH) – 15,16

¹ “Geotecnia y Cimientos II”, Jiménez Salas et al., p.476, Ed. Rueda

Realizando un ajuste por las diferencias de rendimiento energético, se llega a la expresión:

$$N_{SPT} = (25 \times \log (1,22 \times N_{DPSH}) - 15,16) / 1,27$$

Esta fórmula conduce a índices de N_{DPSH} / N_{SPT} de 1,05 a 1,50 para valores de N_{DPSH} hasta 30 golpes. Según esto, puede considerarse a efectos de cálculo un valor medio de correlación de:

$$N_{SPT} = 1,3 \times N_{DPSH}$$

Tomando el valor medio de N_{20} para cada tramo se obtienen los siguientes resultados:

ENSAYO	PROFUNDIDAD	N_{DPSH} MEDIO	N_{SPT} CORRELACIÓN
P – 1	0,0 – 2,0 m	15	20

4.3.2. PRESIÓN DE HUNDIMIENTO

La presión admisible de hundimiento puede obtenerse a partir de la expresión de Terzaghi para zapatas rugosas, en las que se superpone el modelo de rotura de Prandlt con uno ligeramente diferente para terrenos con rozamiento y una solución aproximada para el efecto del peso del terreno:

$$q_h = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

siendo q = sobrecarga sobre el nivel de cimentación
 B = ancho de la cimentación

γ = peso específico efectivo del terreno bajo el nivel de cimentación

c = cohesión del terreno de cimentación

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

Para el caso de unas arcillas se adoptan habitualmente como parámetros de resistencia:

$$c_u = \frac{q_u}{2} \quad \text{y} \quad \phi = 0$$

siendo q_u = resistencia a compresión simple
 ϕ = ángulo de rozamiento interno

Para un ángulo de rozamiento interno igual a cero, los valores de los factores de capacidad de carga son (Geotecnia y Cimientos II, Jiménez Salas et al, pág. 814):

$$N_c = 5,14 \qquad N_q = 1 \qquad N_\gamma = 0$$

Con lo que la capacidad de carga neta admisible es: $q_u = \frac{c \cdot N_c}{FS}$

siendo FS = factor de seguridad

Podemos estimar la resistencia a compresión simple por correlación con los S.P.T. Según Terzaghi y Peck, existe una relación entre el valor N_{30} del S.P.T. y la compresión simple q_u según el siguiente cuadro:

N_{30}	Consistencia	q_u (kPa)
2	Muy blanda	25
2 - 4	Blanda	25 – 50
4 - 8	Mediana	50 – 100
8 - 15	Rígida	100 – 200
15 - 30	Muy rígida	200 – 400
> 30	Dura	400 – 800

Por otro lado, se puede calcular la compresión simple en función de N_{30} mediante la siguiente relación:

$$q_u = \frac{N_{30}}{7,5} \text{ arcilla arenosa y limosa}$$

Con estos parámetros, la presión admisible por hundimiento tomando como factor de seguridad un valor de 3, un valor de $N_c = 5,14$ y sin tener en cuenta la sobrecarga sobre el nivel de cimentación, es la siguiente:

NIVEL	N_{30} MEDIO	q_u kPa	CAPACIDAD DE CARGA kPa
1	12	160	130
2	> 50	> 350	350

4.4. CIMENTACIÓN

Como se ha visto, se tiene un terreno formado por margas de consistencia media hasta 2,0 – 3,0 m de profundidad y por margas muy compactas por debajo. Según se informa por parte de la Dirección Técnica, la Estación de Bombeo es un pozo rectangular de dimensiones 4,0 x 6,0 m apoyado a una profundidad de 4,2 m.

En este contexto, la presión vertical admisible de hundimiento del terreno para una cimentación directa es la siguiente:

CIMENTACIÓN	DIMENSIONES	COTA	PRESIÓN VERTICAL ADMISIBLE
Losa armada	4,0 x 6,0 m	-4,2 m	350

4.5. ASIENTO

Así pues, se debe calcular el asiento que se producirá al introducir la carga del edificio. En este caso el asiento que se producirá será de tipo elástico. Se ha calculado el asiento inmediato elástico por el método de Steinbrenner.

$$\Delta s = \frac{p \cdot b}{E} \left[A f_1 + B f_2 \right]$$

siendo:

p = carga neta uniforme aplicada

b = semiancho de la cimentación

E = Módulo de deformación

A = $1 - \nu^2$ (siendo ν el coeficiente de Poisson)

B = $1 - \nu - 2\nu^2$

f_1 y f_2 = funciones de la forma de la cimentación y la profundidad, que se hallan en el ábaco proporcionado por Steinbrenner (Geotecnia y Cimientos II, Jiménez Salas et al., p.262, Ed. Rueda).

Se han tomado los siguientes valores, dadas las condiciones del terreno y de la cimentación:

Nivel	E (MPa)	ν
2	100	0,3

Dado que la carga que transmite la cimentación no puede ser superior a la capacidad de carga neta admisible del terreno, se ha calculado el máximo asiento posible, es decir, aquel que corresponde a una carga igual a la tensión admisible del terreno. Con estas condiciones el asiento calculado es:

CIMENTACIÓN	DIMENSIONES m	COTA m	PRESIÓN kPa	ASIENTO cm
Losa armada	4,0 x 6,0	4,2	350	1,3

Criterios tradicionales indican un asiento admisible máximo para cimentaciones por zapatas en arcillas de 65 mm y en arenas de 25-40 mm. Otros criterios fijan el

dimensiones, canto y módulos de elasticidad del terreno y de la cimentación, lo que deberá definirse en proyecto para tener una rigidez lo más alta posible.

4.6. PERMEABILIDAD

La permeabilidad puede ser definida como la capacidad del terreno para que el agua fluya a través de sus huecos o vacíos interconectados. Se representa por el **coeficiente de permeabilidad**, k , que se expresa como una velocidad (m/s).

La permeabilidad depende entre otros factores de:

- La granulometría del suelo y por tanto, la distribución de los tamaños de los granos del suelo. A menor tamaño de partículas menor será la permeabilidad.
- La densidad del suelo, ya que para una misma granulometría a mayor densidad el volumen de huecos será menor y la permeabilidad, por tanto, también disminuirá.
- La forma y orientación de las partículas influye en la permeabilidad ya que puede favorecer el flujo de agua a través de direcciones preferentes.
- En macizos rocosos el agua fluye a través de discontinuidades, fracturas, planos de estratificación, esquistosidad, etc, siendo este aspecto más importante que el flujo de agua a través de la matriz rocosa.

La determinación de la permeabilidad del terreno requiere un estudio específico que se sale de los objetivos del presente informe. No obstante, puede utilizarse una aproximación en función de la granulometría que proporcione una idea de la permeabilidad del terreno (tabla D.28 del DB SE-C):

TIPO DE SUELO	k_z (m/s)
Grava limpia	$> 10^{-2}$
Arena limpia y mezcla de grava y arena limpia	$10^{-2} - 10^{-5}$

asiento admisible para edificios con estructura de hormigón armado de pequeña rigidez en 75 mm para terrenos coherentes y 50 mm para terrenos sin cohesión. La norma NTE limita el asiento a 50 mm en suelos cohesivos y 35 mm en suelos granulares.

Por todo ello se concluye que el asiento obtenido es admisible.

4.5.1. ASIENTO DIFERENCIAL

Según el Documento Básico SE-C (Seguridad Estructural – Cimentaciones) del Código Técnico de la Edificación, los valores límites de servicio basados en la distorsión angular son:

TIPO DE ESTRUCTURA	LÍMITE
Estructuras isostáticas y muros de contención	1 / 300
Estructuras reticuladas con tabiquería de separación	1 / 500
Estructuras de paneles prefabricados	1 / 700
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia arriba	1 / 1000
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia abajo	1 / 2000

La norma NTE limita el asiento diferencial en zapatas:

TIPO DE EDIFICIO	LÍMITE
Edificios monumentales	1,3 mm/m
Edificios convencionales	2,0 mm/m
Edificios de fábrica de ladrillo de pórticos de hormigón y acero de pequeña rigidez	2,0 mm/m

El asiento diferencial para la losa armada es función, entre otros factores, de la rigidez de la losa. A mayor rigidez se tienen asientos más uniformes y por lo tanto se minimizan los asientos diferenciales. La rigidez de la losa depende de sus

TIPO DE SUELO		k _z (m/s)
Arena fina, limo, mezclas de arenas, limos y arcillas		10 ⁻⁵ – 10 ⁻⁹
Arcilla		< 10 ⁻⁹

Con el análisis de todos los datos disponibles se realiza una estimación del coeficiente de permeabilidad aproximado para cada nivel litológico encontrado en el sondeo:

NIVEL	k _z (m/s)
1 y 2: Margas	10 ⁻⁵ – 10 ⁻⁹

4.7. MÓDULO DE BALASTO

El coeficiente de balasto K es la relación entre la presión que ejerce un cimientto y el asiento producido. Al aumentar la superficie cargada los asientos son mayores para la misma presión por lo que K disminuye, es decir, no es una constante del terreno sino que depende del nivel de presiones y de las dimensiones de la cimentación.

El coeficiente K₃₀ para una pequeña superficie cargada en terreno homogéneo se deduce directamente de la pendiente de la curva presión-asiento en un ensayo de carga con una placa de 30 x 30 cm². Es un valor de referencia, cuyo valor puede estimarse en (C.T.E., Documento Básico SE-C-123, Tabla D.29):

Nivel	Coeficiente de Balasto	
1	k ₃₀	30 MN/m³
2		100 MN/m³

4.8. ACELERACIÓN SÍSMICA

Según la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02, la aceleración sísmica de cálculo, a_c, se define como el producto:

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

donde:

a_b: aceleración sísmica básica.

ρ: coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el período de vida para el que se proyecta la construcción. Toma los siguientes valores:

- construcciones de importancia normal ρ = 1,0
- construcciones de importancia especial ρ = 1,3

S: coeficiente de amplificación del terreno. Toma el valor:

- para $\rho \cdot a_b \leq 0,1g$
$$S = \frac{C}{1,25}$$
- para $0,1g < \rho \cdot a_b < 0,4g$
$$S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$$
- para $0,4g \leq \rho \cdot a_b$
$$S = 1,0$$

siendo:

C: coeficiente del terreno. Depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación. En caso de que el terreno sea de un solo tipo en los 30 primeros metros bajo la superficie, su valor viene tabulado, mientras que si aparecen distintos tipos se adoptará como valor de C el valor medio obtenido al ponderar los coeficientes C_i de cada estrato con su espesor e_i , en metros, mediante la expresión:

$$C = \frac{\sum C_i \cdot e_i}{30}$$

Según la norma NCSE-02, los terrenos se clasifican en los siguientes tipos:

Tipo de terreno	Definición	Coeficiente C
Terreno tipo I	Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, v _s > 750 m/s.	1,0
Terreno tipo II	Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, 750 m/s ≥ v _s > 400 m/s.	1,3

Tipo de terreno	Definición	Coefficiente C
Terreno tipo III	Suelo granular de compactad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, 400 m/s ≥ v _s > 200 m/s.	1,6
Terreno tipo IV	Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, v _s ≤ 200 m/s.	2,0

Molina de Segura se instala en la zona alta del Mapa de Peligrosidad Sísmica (0,12g < a_b ≤ 0,16g) calificada concretamente con una aceleración sísmica básica, a_b, de 0,15g.

La norma NCSE-02 determina que el valor del coeficiente C debe obtenerse para los 30 primeros metros debajo de la superficie. Dado que no se tiene información más allá de la profundidad alcanzada por el sondeo, no es posible determinar con absoluta seguridad el tipo de terreno para dicho tramo.

No obstante, si suponemos que el terreno continúa de forma homogénea hasta 30 metros de profundidad se obtienen los siguientes resultados:

CAPA	ESPESOR	N _{SPT}	N _{DPSH}	TIPO DE TERRENO	COEFICIENTE C
0,0 – 3,0	3,0	4	15	IV	2,0
3,0 – 30,0	27,0	68	R	I	1,0
COEFICIENTE C DEL TERRENO					1,1

Dado el tipo de edificación y el tipo de terreno se obtienen los siguientes resultados:

ACELERACIÓN SÍSMICA BÁSICA a _b	ρ	C	S	ACELERACIÓN SÍSMICA DE CÁLCULO a _c
0,15g	1,0	1,1	0,9	0,135g

4.9. EXCAVACIÓN

Dado que se tiene en proyecto una estación de bombeo que irá enterrada, el terreno deberá ser excavado. En dicha excavación se cortarán los materiales del nivel 1, por lo que para la ejecución de los taludes provisionales a la hora de realizar la excavación y construcción de los muros se recomienda la ejecución de los taludes mediante bataches para evitar posibles inestabilidades puntuales, a criterio de la Dirección Técnica de la obra.

Se pueden tomar los siguientes parámetros de corte del terreno para el dimensionamiento de los muros:

Nivel	Cohesión c'	Ángulo de rozamiento interno φ	Peso específico aparente γ _{ap}
1	20 - 50	30°	19

kPa

kN/m³

El terreno no presentará gran dificultad ante la ripabilidad y excavabilidad, por lo que no será necesaria la utilización de maquinaria especial para la excavación del replanteo de la cimentación (martillo hidráulico, etc).

4.10. OTRAS CONSIDERACIONES

- En el momento de la redacción del presente informe se desconocen los datos referentes a la instalación de la grúa (dimensiones, momento nominal considerado, carga vertical, etc.) por lo que corresponde al Director Técnico redactor del proyecto para el cumplimiento de la ITC MIE-AEM 2 la responsabilidad sobre la forma de utilización de los resultados aportados en este Estudio Geotécnico.

- Deberán de adecuarse los procesos de excavación y hormigonado para minimizar cuanto sea posible las variaciones de humedad del terreno. No es conveniente dejar el fondo de excavación expuesto a las inclemencias meteorológicas por tiempo prolongado ya que podrían verse modificadas las características geotécnicas del terreno.

CAPÍTULO 5. CONSIDERACIONES FINALES

El terreno estudiado presenta unas características particulares, a partir de las cuales, junto a las observaciones de campo y los perfiles obtenidos, podemos deducir lo siguiente:

CONCLUSIONES	
TERRENO	Agresividad Sulfatos del terreno
	Qc – Ataque fuerte
	Expansividad
	Riesgo bajo
	Nivel Freático
CIMENTACIÓN	No detectado
	Agresividad Agua
	-
	Ripabilidad y Excavabilidad
	Sin dificultad
	Tipo Cimentación
	Losa armada
	Cota de Apoyo
	4,2 m
	Presión Vertical Neta Admisible
	350 kPa (3,5 kg/cm ²)
	Asiento
	1,3 cm
	Coefficiente de Permeabilidad
	$k_z = 10^{-5} - 10^{-9}$ m/s
	Módulo de Balasto
	Nivel 1: $k_{30} = 30$ MN/m ³ Nivel 2: $k_{30} = 100$ MN/m ³
	Aceleración Sísmica Básica
	$a_b = 0,15g$ (según NCSE-02)
	Coefficiente C
	1,1
	Aceleración Sísmica de Cálculo
	$a_c = 0,135g$ (según NCSE-02)

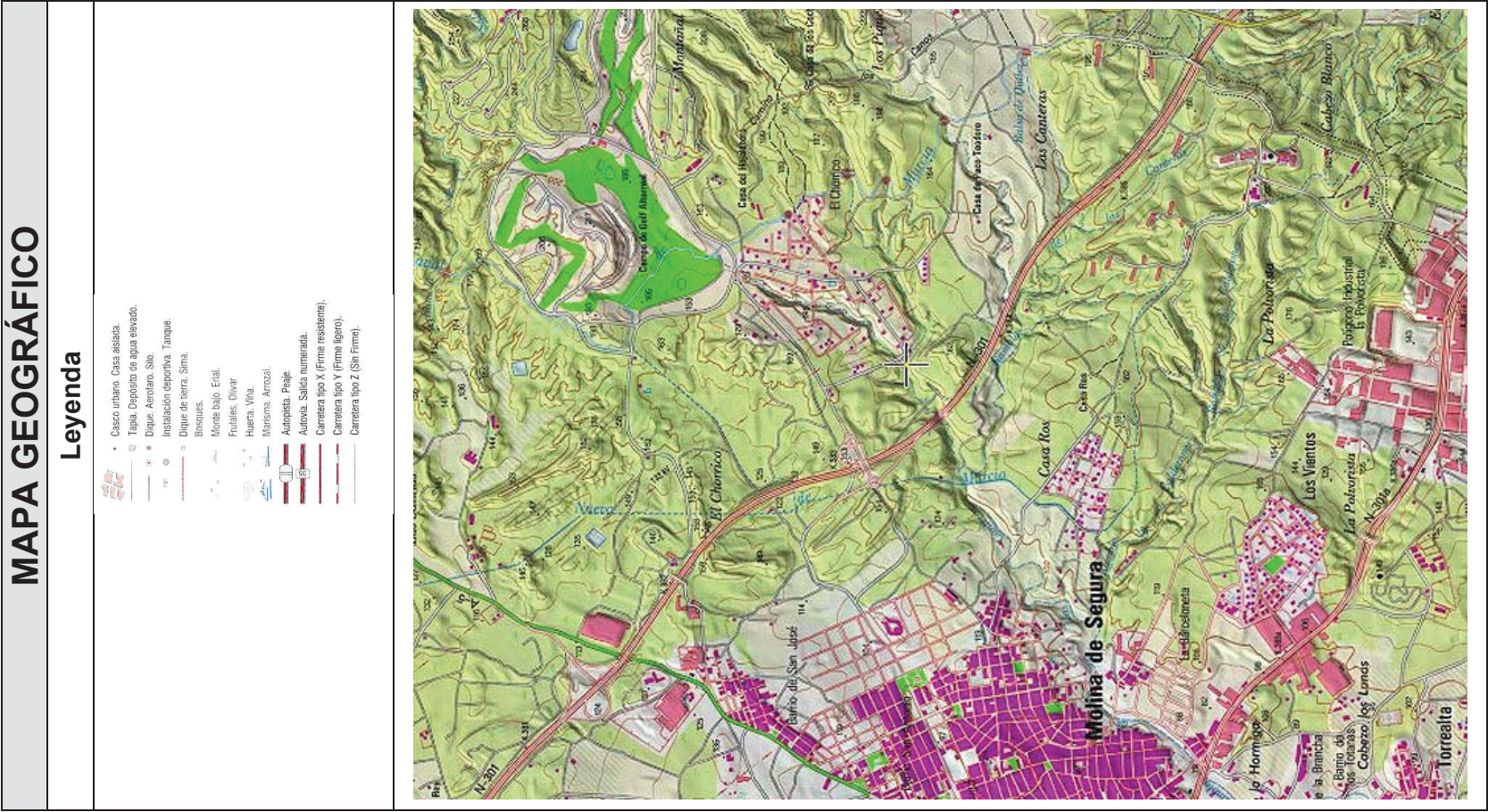
Para concluir, decir que se han realizado prospecciones puntuales, por lo que es posible que se den variaciones litológicas lateral y/o verticalmente, con la consiguiente variación de las propiedades geomecánicas. El modelo geotécnico expuesto no es más que una interpretación razonable según el estado actual de la técnica, a nuestro leal saber y entender. Por todo ello, la Dirección de la Obra deberá tomar las medidas que considere necesarias en cada momento y en función de la situación.

Cartagena, 22 de julio de 2014



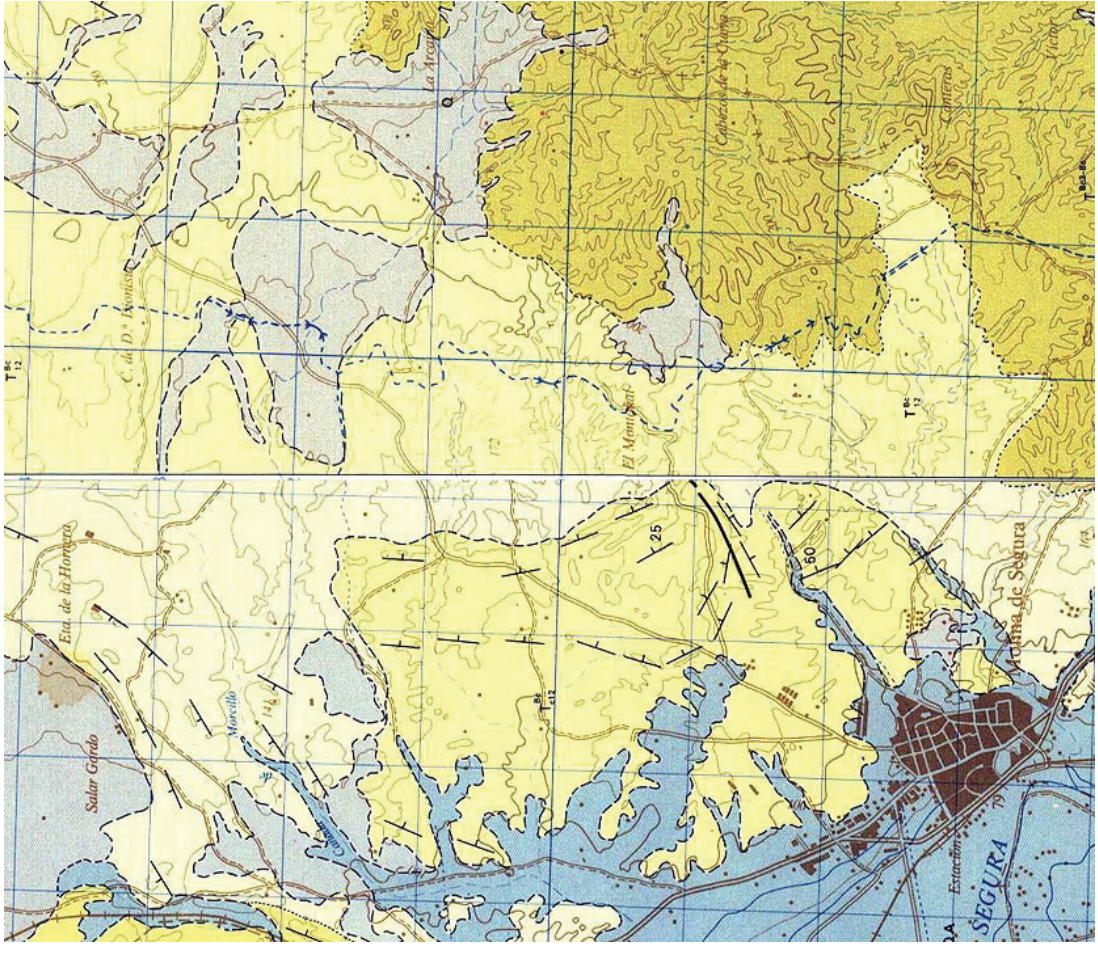
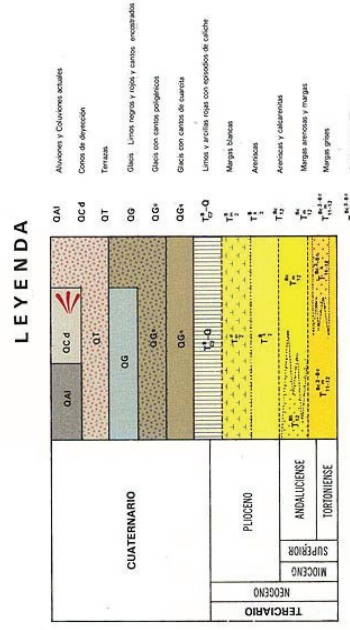
Fdo.: Víctor Sánchez Alcázar
Colegiado nº 5.757 del I.C.O.G.
Geólogo

CAPÍTULO 6. APÉNDICES, FOTOS, PLANOS, ETC



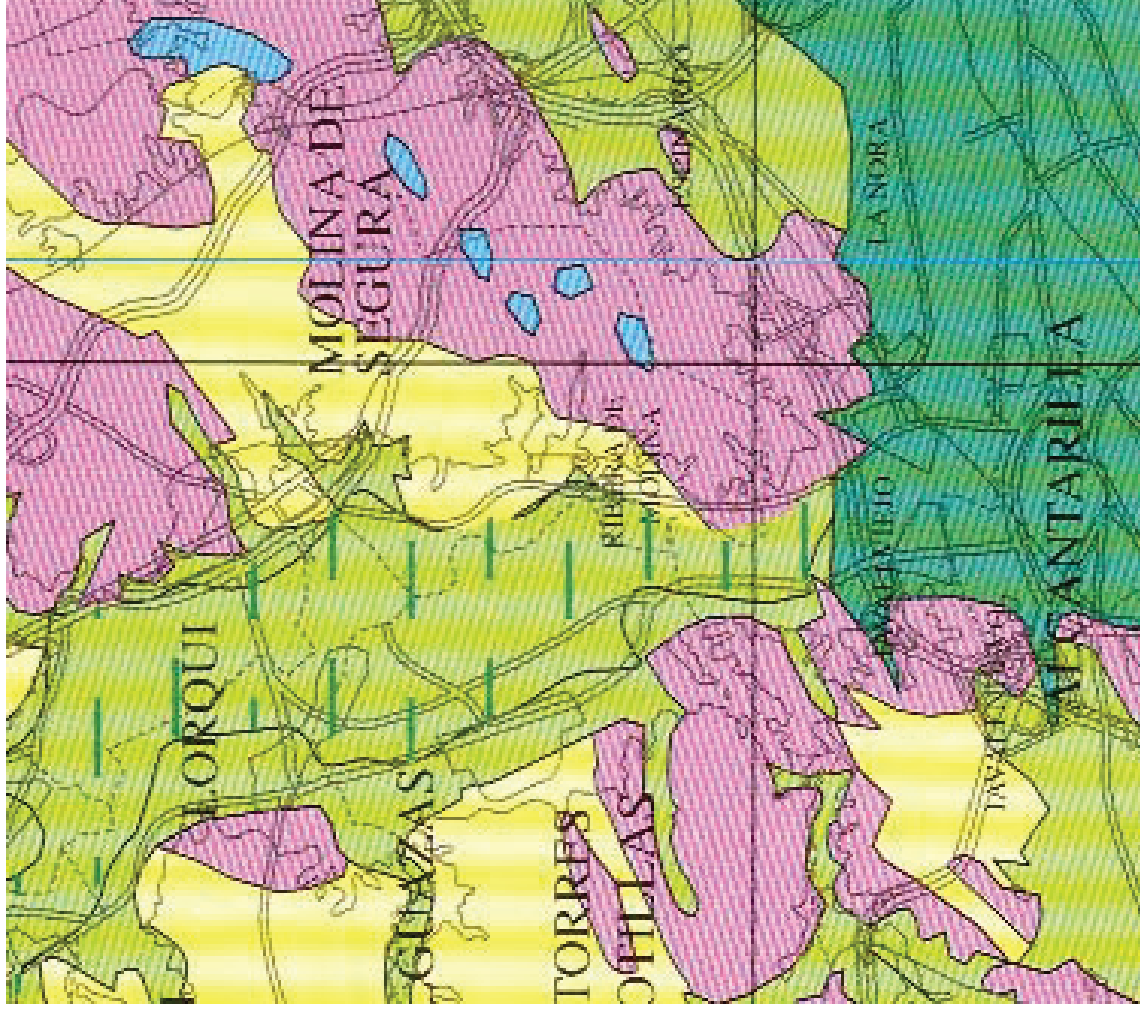
MAPA GEOLÓGICO

Leyenda



MAPA GEOTECNICO

Leyenda



SONDEO S-1

Cliente:	GOES Ing. Civil	Fecha:	15/07/2014	Operario:	Antonio Bleda
Obra:	Estación de Bombeo, Molina	Cota:	Rasante solar	Expediente:	301.449



CAJA DE TESTIGOS SONDEO S-1



ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA P-2

Cliente:	GOES Ing. Civil	Fecha:	15/07/2014	Operario:	Antonio Bleda
Obra:	Estación de Bombeo, Molina	Cota:	Rasante solar	Expediente:	301.449

