

ÍNDICE
PAGINA

1.-	Antecedentes. Descripción de la obra -----	3
2.-	Trabajos y ensayos realizados:	
	2.1.- De campo -----	4
	2.2.- De laboratorio -----	9
3.-	Características geológicas :	
	3.1.- Geología regional -----	12
	3.2.- Zonificación geotécnica -----	13
4.-	Características geotécnicas del terreno:	
	4.1.- Geología local -----	13
	4.2.- Características geotécnicas -----	14
5.-	Condiciones de cimentación:	
	5.1.- Carga de hundimiento -----	16
	5.2.- Carga admisible por asentos -----	18
	5.3.- Otras consideraciones -----	20
	5.4.- Cálculos sísmicos -----	20
6.-	Conclusiones y recomendaciones -----	21
7.-	Anejos:	
	7.1.- Plano de situación -----	24
	7.2.- Corte geológico -----	28
	7.3.- Corte de los sondeos -----	30
	7.4.- Penetraciones dinámicas -----	33
	7.5.- Actas de laboratorio -----	37
	7.6.- Asiento elástico -----	46
	7.7.- Fotografías -----	48

1.- ANTECEDENTES. DESCRIPCIÓN DE LA OBRA.

A mediados del pasado mes de marzo, el AYUTAMIENTO DE ALHAMA DE MURCIA solicita los servicios de CEICO, S.L., laboratorio acreditado en las áreas GTC y GTL, para la realización de un reconocimiento geotécnico en un solar sito en para el nuevo AUDITORIO TEATRO situado en el Parque "La Cubana" de Alhama de Murcia (Murcia).

Este solar tiene una topografía plana, de forma trapezoidal, con 2700 m² de superficie, y en él se proyecta la construcción de un auditorio-teatro, que constará de sótano y planta baja. Es, por tanto, un edificio tipo C-1 según el CTE.

En el momento de la realización de los reconocimientos, la parcela estaba a cota 196.7, estando prevista una excavación de 3.5 metros hasta el apoyo del cimiento.

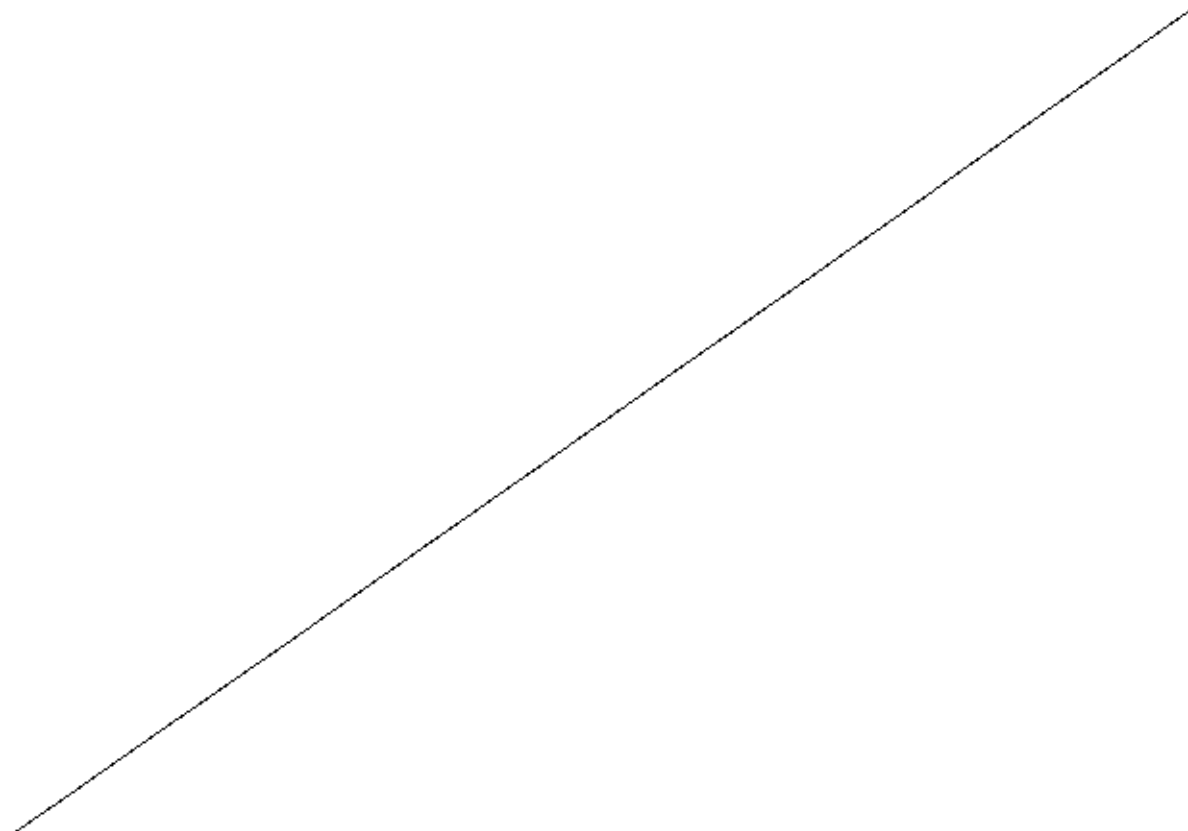
La parcela se sitúa en un terreno descrito como tipo T-1 según el CTE. Para la Investigación de la parcela se llevó a cabo, un reconocimiento mediante dos (2) sondeos a rotación con extracción de testigo continuo de dieciocho metros de profundidad y tres (3) ensayos de penetración dinámica tipo DPSH.

Es, por tanto, necesario conocer la naturaleza y capacidad portante del terreno en profundidad, a fin de determinar el tipo idóneo de cimentación a adoptar, en función de los condicionantes del solar y la información que se obtenga en el presente estudio.

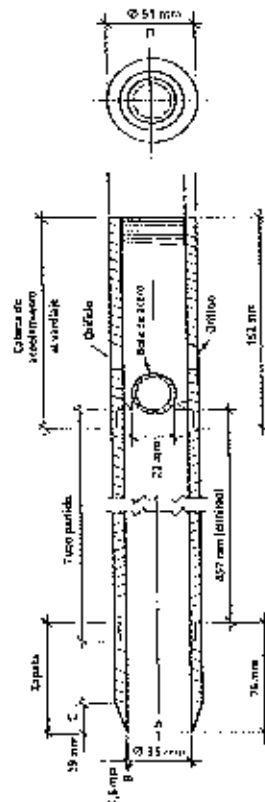
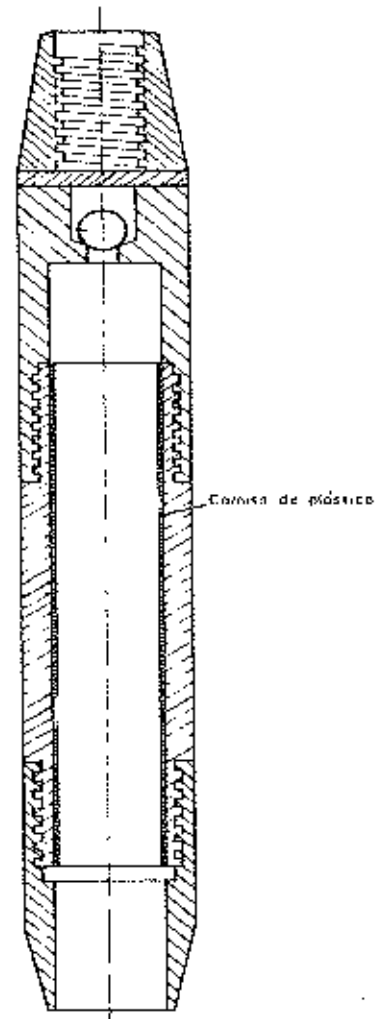
Consta el presente informe de 54 hojas numeradas y escritas a una sola cara.

SONDEO	ENSAYO	Nº	COTA (m)	GOLPEO	N	TERRENO
SR-1	SPT	1	1.0-1.6	6+6+6+6	12	Limo arcilloso
SR-1	SPT	2	3.0-3.6	5+6+3+4	9	Arenas arcillosas
SR-1	SPT	3	5.4-6.0	4+6+5+6	11	Arenas arcillosas
SR-1	SPT	4	8.0-8.6	1+2+2+5	4	Limos arenosos
SR-1	SPT	5	10.8-11.4	4+3+2+2	5	Limos arcillosos
SR-1	SPT	6	12.0-12.6	1+1+1+4	2	Limos arenosos
SR-1	SPT	7	15.0-15.6	30+3+3+4	6	Limos y gravas
SR-1	SPT	8	17.4-18.0	1+1+4+4	5	Arenas arcillosas

SONDEO	ENSAYO	Nº	COTA (m)	GOLPEO	N	TERRENO
SR-2	SPT	1	1.0-1.55	1+1+2+50	3	Repleno
SR-2	SPT	2	3.0-3.6	7+9+11+14	20	Limos arenosos
SR-2	SPT	3	5.4-6.0	7+34+50 R	R	Gravas limosas
SR-2	SPT	4	8.0-8.6	1+1+2+3	3	Gravas limosas
SR-2	SPT	5	11.0-11.6	1+1+1+3	2	Arcillas arenosas
SR-2	MI	1	12.0-12.6	5+10+17+34		Arcillas arenosas



Pagina: Mensualidad Marzo, Tamaño: 428, Fecha: 20/10/2016, Hora: 10:07:00, Usuario: R. C. L. S. 2000000000


Tomamuestras SPT

Tubo muestreo de pared gruesa con camisa de plástico

Consiste el ensayo (SPT), de acuerdo con la norma UNE 103 800, en la penetración de 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 76 cm, anotándose el número de golpes precisos para lograr cada una de las cuatro penetraciones parciales de 15 cm.

A fin de alcanzar la máxima precisión, tanto la regulación de la altura de caída como el conteo del número de golpes se realizan de modo automático.

Con objeto de eliminar las posibles perturbaciones del suelo como consecuencia de la perforación, solo se considera el número de golpes "N", suma de la hincada de los 30 cm intermedios. Se ha considerado "rechazo", cuando alguno de los valores

de golpeo de un tramo de hincia parcial de 15 cm fue superior a 50. Al extraer la cuchara estándar, se obtiene simultáneamente una muestra alterada de suelo.

En presencia de gravas, o en terrenos compactos, se utiliza una zapata cónica, denominada "puntaza ciega", del mismo diámetro que el tomamuestras, siendo los valores que se obtienen equivalentes al N de SPT. Evidentemente, con esta puntaza no se obtiene muestra del terreno.

La obtención de la muestra inalterada se realizó mediante tomamuestras tipo ISSA de diámetro exterior 79.38 mm, e interior 71 mm, siendo este el diámetro de la muestra, que se aloja en una camisa interior de PVC.

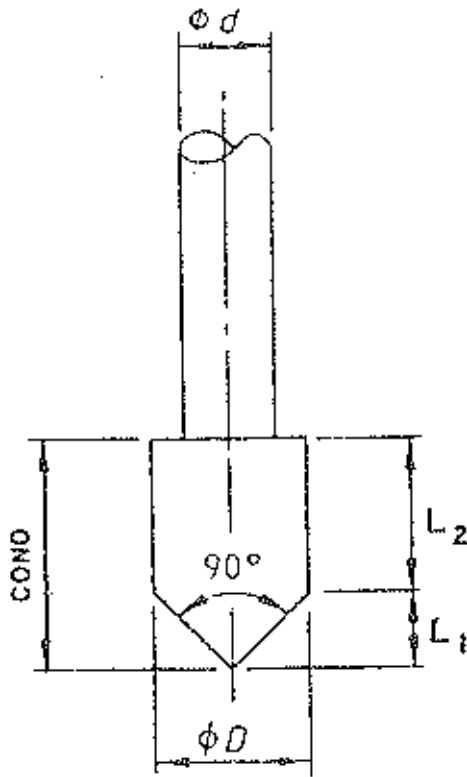
Este tomamuestras tiene una relación de áreas de 24.99, un despeje interior de 0.56 y un espesor de zapata de 4.19 mm. La longitud de muestra obtenida es de hasta 725 mm, aunque el tubo interior portamuestras es sólo de 60 cm. Con estos valores se cumple la NTECEG de Estudios Geotécnicos, siendo las muestras extraídas del tipo II.

El tomamuestras se introdujo en el terreno por golpeo, lo que supone una mayor perturbación del suelo que la hincia por presión.

La profundidad alcanzada por los sondeos fue:

SONDEO N°	PROFUNDIDAD (m)
SR-1	18.00
SR-2	12.80

* Tres (3) ensayos de penetración dinámica DPSH, de acuerdo con la norma UNE 103 801, encaminados a conocer la resistencia del terreno a la penetración de una puntaza, merced a la caída libre de una maza de golpeo, contándose el número de golpes necesarios para introducirla 20 cm (N_{20}). Se considera rechazo (R) cuando el valor de N_{20} es mayor de 100.



PERDIDA

El tipo de puntaza empleada es la perdida, de forma cilíndrica y que termina en forma cónica. El área de la sección es de 20 cm² ($\phi = 50$ mm), la longitud de la parte cilíndrica es de 50 mm y la parte cónica de 25 mm. La altura de caída de la maza es de 760 mm, y su masa de 63.5 kg. La masa del varillaje es de 6.1 kg/m. Con el fin de alcanzar la máxima precisión, tanto la regulación de la altura de caída como el conteo del número de golpes se realizan de modo automático.

La profundidad alcanzada fue:

PENETRACIÓN N°	PROFUNDIDAD (m)
PD-1	7.00
PD-2	7.60
PD-3	2.00

A las que se alcanzó el rechazo,

Los puntos donde se practicaron los sondeos y las penetraciones dinámicas fueron señalados por personal técnico de CEICO.

2.2.- De Laboratorio.-

Sobre las muestras del terreno obtenidas se realizaron una serie de ensayos de laboratorio, encaminados a la identificación y estudio de los distintos parámetros del suelo. Los ensayos realizados fueron:

* El reconocimiento de visu y descripción de las muestras.

* Análisis granulométricos por tamizado, realizados de acuerdo con la norma UNE 103 101, con la finalidad de determinar los distintos porcentajes de gravas (> 2 mm), arenas (>0.08 mm) y finos (<0.08 mm, arcillas y limas) que componen el suelo objeto de estudio.

Las curvas granulométricas, así como el porcentaje de suelo que pasa cada tamiz se indican en el gráfico del anejo correspondiente. Los porcentajes de grava, arena y finos (limo y arcilla) de las muestras fueron los siguientes:

SONDEO	COTA (m)	Gravas (%) > 2 mm	Arenas (%) > 0.08 mm	Finos (%) < 0.08 mm
SR-1	1.0-1.6	0	22	78
SR-1	3.0-3.6	0	52	48
SR-1	10.8-11.4	0	39	61
SR-2	3.0-3.6	0	31	69
SR-2	5.4-6.0	45	23	32
SR-2	12.0-12.6	0	21	79

* Límites de Atterberg, son los estados de humedad que separan los distintos comportamientos del suelo, los principales son el límite líquido (WL), límite plástico (Wp), y la diferencia entre ambos, el índice de plasticidad (IP).

Su determinación permite conocer las propiedades de la fracción fina del suelo. Los ensayos se realizan de acuerdo con las normas UNE 103 103 y 103 104.

Estos valores, junto con los del análisis granulométrico permiten clasificar el suelo según la norma S.U.C.:

SONDEO	COTA (m)	W _L	W _P	I _p	S.U.C.
SR-1	1.0-1.6	29.1	18.1	11.0	CL
SR-1	3.0-3.6	38.1	20.5	17.6	SC
SR-1	10.8-11.4	NO PLÁSTICO			ML
SR-2	3.0-3.6	NO PLÁSTICO			ML
SR-2	5.4-6.0	NO PLÁSTICO			GM
SR-2	12.0-12.6	31.5	17.9	13.6	CL

* Ensayo de compresión simple: El objeto de este ensayo es determinar la resistencia del terreno, siendo aplicable a terrenos cohesivos, es decir, arcillosos. Conjuntamente a la resistencia a la compresión simple (q_u) se determina el peso específico aparente (γ) y la humedad natural (ω) de las muestras.

El ensayo consiste en la compresión, inconfiada lateralmente, de una probeta de suelo entre dos platos paralelos, correspondiendo el valor de resistencia a compresión simple al máximo de la curva tensión-deformación o, en el caso de que no se produzca un máximo, al correspondiente al 15 % de deformación (ϵ). El ensayo se ajusta a la norma UNE 103 400. Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

SONDEO	COTA (m)	q_u (kPa)	ω (%)	γ (Kn/m ³)	CONSISTENCIA
SR-2	12.0-12.6	65	26.5	20.4	MEDIA

* Ensayo de corte directo, se llevó a cabo uno (1), con el objeto de determinar los parámetros ϕ (ángulo de rozamiento interno) y c (cohesión) del terreno.

Consiste este ensayo en la elaboración de, al menos, tres probetas de la muestra investigada, procediendo, en primer lugar, a su consolidación bajo una carga normal, una vez se ha alcanzado la consolidación se aplica un esfuerzo tangencial y se mide la resistencia de la probeta al corte, hasta que ésta disminuye, que es cuando se considera rota.

De igual modo se procede con las otras dos probetas, variando la carga normal, consiguiendo así tres pares de valores presión normal (σ) - resistencia al corte (τ), que son tres puntos de la envolvente de Mohr. Así, representando gráficamente los primeros en abscisas y los segundos en ordenadas, el ángulo de la recta con las abscisas es el ángulo de rozamiento interno (ϕ) y su intersección con el de ordenadas es la cohesión (c).

Se realizó ensayo sin consolidar ni drenar (UU) que aporta valores resistentes en tensiones totales.

El procedimiento de ensayo viene regulado por la norma UNE 103 401.

Los resultados obtenidos fueron:

SONDEO	COTA (m)	ϕ	c (kPa)	γ (kN/m ³)	OM (%)
SR-1	1.0-1.6	7°	110	1,82	11,1

* Determinación del contenido en sulfatos, en muestras de suelo, a fin de evaluar su agresividad frente al hormigón. Según la instrucción EHE, se considera agresivo un suelo con un contenido en sulfatos superior a 3000 mg/kg, siendo necesario el empleo de tipo SR.

El ensayo se realiza de acuerdo con el procedimiento descrito en el anejo 5 de la instrucción EHE.

El resultado obtenido fue:

SONDEO	COTA (m)	SO ₄ ²⁻ (mg/kg)
SR-1	1.0-1.6	906
SR-1	3.0-3.6	22967
SR-2	3.0-3.6	22347

Todos estos trabajos han sido realizados entre los días del 11 de marzo al 2 de abril del presente año. En el capítulo de anejos se incluyen los cortes de los sondeos, así como gráficos y actas de los ensayos de laboratorio.

3. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS

3.1 Geología regional

Desde el punto de vista geológico, la zona objeto de estudio se encuadra en el ámbito Bético. En éste se pueden distinguir, a escala regional, dos dominios diferentes, uno septentrional o externo y otro meridional o interno. El primero de ellos se subdivide en dos conjuntos tectónicos y paleogeográficos diferentes: el Prebético, situado en la zona más externa, autóctono o paraautóctono, de facies someras; y el Subbético, cabalgante sobre el anterior, autóctono y de facies algo más profundas.

En el dominio interno o intrabético, se diferencian tres complejos estructurales superpuestos más o menos metamorfolizados, de edad paleozoica. El más interno es el Nevado-Filábride, que no aflora en el área. Tectónicamente sobre el anterior se dispone el Alpujárride, compuesto por filitas y cuarcitas, encontrándose sus afloramientos en la Sierra de Carrascosy. El complejo más elevado tectónicamente es el Maláguide, aflorando en la Sierra de Carrascosy en forma de grauwackas, pizarras, pelitas, carbonatos y cuarcitas. Entre los conjuntos mencionados, se sitúan una serie de depresiones de edad neógena y cuaternaria, rellenas de materiales recientes, con espesores localmente importantes, debido a la subsidencia de aquéllas.

En una de éstas fosas subsidentes se encaja el río Guadalentín, en un valle tectónico de unos 8-10 km de anchura, de dirección WSW-ENE, rellena de materiales cuaternarios depositados por el propio río, abanicos y conos de deyección de las sierras encajantes. Los sedimentos son detríticos de todos los tamaños entre arcillas y gravas, su potencia puede llegar a los 300 m, sobre unos depósitos de margas limosas.

En la zona más próxima al cauce, puede existir un nivel freático relativamente superficial, generalmente muy salino, mientras que el terreno está formado por limos arcillosos y arcillas limosas, no existiendo material granular hasta profundidades elevadas.

La zona investigada se ubicará fundamentalmente sobre un depósito de gravas y arenas alternantes con arenas finas limosas en un típico perfil de abanico aluvial en su fase proximal. En las zonas altas, habitualmente se desarrollan pequeñas costras calcáreas, lo que indica la actuación de procesos cementantes por precipitación de carbonatos en un régimen climático semidesértico.

3.2 Zonificación geotécnica

Según la Guía de Planificación de Estudios Geotécnicos de la Región de Murcia, la parcela se sitúa en terrenos pertenecientes a la Zona III (tipo I según el CTE).

La Zona III la componen todos aquellos depósitos coluviales o aluvio-coluviales (glácis, abanicos aluviales, coluviones, terrazas, piedemontes, etc.), de edad Cuaternario cuya característica litológica fundamental es su heterogeneidad o heterometría (mezcla de partículas de diverso tamaño). Así, se engloban términos como conglomerados poco cementados (en lantejones o niveles discontinuos); costras calcáreas de naturaleza edáfica (irregulares, con grado de cementación variable y de reducido espesor); gravas, arenas, limos y arcillas.

4. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y GEOTÉCNICAS DEL TERRENO

4.1. Geología local

A partir de la testificación del testigo continuo obtenido en los sondeos se puede observar el siguiente corte del terreno:

- Un primer nivel de rellenos de 0,4 a 2,2 m de espesor.
- Una capa de limos arcillosos marrones en el SR-1.



- Un nivel de arenas limoarcillosas y limos arenosos, con alguna intercalación de gravas, con 3.2 y 5.0 m de potencia.
- Un estrato de gravas limosas en el SR-2 con 3.6 m de espesor.
- Unas arcillas limosas y arenosas con un color gris característico y 6 m de potencia.
- Por último, se atraviesan en el SR-1, unas capas granulares de limos y arenas con algo de grava y un espesor reconocido de 4 m.

No se detectó la presencia del nivel freático en el interior de los sondeos, en la fecha de realización de los mismos.

Estamos en presencia de un coluvión pliocuaternario.

4.2 Características geotécnicas

El análisis del corte de los sondeos, así como de los resultados de los ensayos de laboratorio, pone de manifiesto que:

A) Existe un primer tramo de rellenos de gravas y arenas con restos de escombros, con un espesor variable entre 0.4 y 2.2 m. Es un material suelto que será eliminado para el cojeo del sótano.

B) Por debajo y hasta una profundidad media de 8.5 m del subsuelo del solar está formado por un depósito delrífico con una mezcla errática de capas de limos (poco o nada plásticos), arenas y gravas. Estas últimas son más abundantes en el SR-2. Las muestras ensayadas presentan entre el 69 y el 75 % de finos poco o nada plásticos, clasificándose como Cl, o ML en el caso de los tramos de material más pelítico, y sólo un 32 y 48 % de finos (SC y GM en la clasificación SUC) para las capas granulares.

La compactad del terreno es media - baja, intercaldando golpes elevados ($N=20$) con otros bajos, $N = 3$ en los ensayos SPT practicados. El valor promedio de $N = 11$. Este hecho queda más patente en el histograma del penetrometro dinámico, con golpes variando entre 5 y 20, correspondiente los más altos a las capas de gravas.

En base a todos estos datos y teniendo en cuenta las dificultades lógicas para correlacionar las distintas capas, se pueden establecer valores representativos conservadores de los parámetros geomecánicos del terreno: ángulo de rozamiento interno $\phi = 29/30^\circ$, densidad aparente $\gamma_d = 19 \text{ kN/m}^3$, una cohesión no superior a 50 kPa para los tramos arcillosos y módulo de deformación $E = 17 \text{ MPa}$. Como permeabilidad puede tomarse un valor $K_z = 10^{-4} \text{ m/s}$.

C) Desde 8.5 m, el terreno es más pelítico, formado por limos arcillosos y arenosos de color gris. En la muestra ensayada contienen un 60 y 79 % de finos poco o nada plásticos por lo que se clasificaron como CL o ML. Su consistencia es media, con un valor de $N_{merito} = 4$, que es corroborado por el resultado del ensayo a compresión simple $q_u = 65 \text{ kPa}$. Podemos admitir los siguientes parámetros geomecánicos: densidad $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$, cohesión $c_u = 30/35 \text{ kPa}$, un módulo de deformación mínimo de $E = 9 \text{ MPa}$ y una permeabilidad $K_z = 10^{-6} \text{ m/s}$.

5. CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

Teniendo en cuenta que:

- Se proyecta la construcción de un teatro auditorio que constará de sótano y planta baja.
- Está prevista una excavación de 3.5 metros con respecto a la cota actual del terreno.

- Los resultados obtenidos en los ensayos realizados, ya analizados y comentados en los capítulos anteriores.

Pasaremos a analizar las condiciones de cimentación del edificio proyectado.

En vista de la baja capacidad portante del terreno y la erraticidad de las capas que lo constituyen, no parece apropiada una cimentación directa mediante zapatas aisladas, por lo que habrá que contemplar otras soluciones de cimentación, como sería el empleo de una losa de cimentación,

5.1 Carga de hundimiento

Para una cimentación mediante losa armada sin aligerar de 60 cm, apoyando a la cota -3.5 m y considerando un espesor medio de rellenos de 2 m, tenemos:

Peso del edificio por unidad de superficie:

$$\sigma_{ed} = 0.6 \text{ m} \times 2.5 \text{ t/m}^2 + 2 \text{ f} \times 0.9 \text{ t/m}^2 = 3.3 \text{ t/m}^2$$

Peso del terreno excavado por unidad de superficie:

$$\sigma_{ox} = (3.5 - 2.0) \text{ m} \times 1.9 \text{ t/m}^3 = 2.85 \text{ t/m}^2$$

Tensión neta de trabajo del terreno (σ'_{neta})

$$\sigma'_{neta} = \sigma_{ed} - \sigma_{ox} = 0.45 \text{ t/m}^2 = 0.04 \text{ kg/cm}^2$$

Es decir, apenas se transmiten tensiones efectivas al terreno. Para la determinación de la tensión admisible por hundimiento en un terreno limoso - arenoso como el que nos ocupa, mediante los valores de N obtenidos en el ensayo SPT, se suele utilizar la fórmula de Terzaghi, cuya adaptación queda recogida en el Documento Básico de Seguridad estructural en cimentaciones DB-SF-C:

$$q = 8N \left[1 + \frac{D}{3B} \right] \left(\frac{S_t}{25} \right) \left(\frac{B+0.3}{B} \right)^2$$

donde:

- N = Número medio de golpes del ensayo SPT
- B = Ancho del cimiento, en m
- D = Profundidad del desplante del cimiento en m
- S_t = Asiento total admisible, en mm
- q = Carga admisible, en kN/m²

Hay que tener en cuenta que el factor $1+D/3B$ no deber ser superior a 1.3

El asiento admisible habitualmente para cimentaciones mediante losas es de 50 mm. Tomaremos el valor de N medio obtenido en el área de influencia de la losa. Adoptaremos el valor medio de N = 7.

Con estos valores se obtiene como valor de tensión admisible por hundimiento del terreno para una losa de dimensiones 52 x 52 m² el de 1.15 kg/cm², valor al que habrá que adicionar el peso del terreno excavado: $q_{adm} = 1.15 + 0.28 = 1.4$ kg/cm².

Sin embargo, como es previsible las lucos entre pilas serán elevadas por lo que la solución estructural de losa pudiera ser inviable.

En este caso, mediante la fórmula anterior de Terzagui, obtendríamos un valor de tensión admisible de 1 kg/cm² para el caso de una zapata corrida, que se resolverá como un problema de carga en faja en un semiespacio elástico, dependiendo sus dimensiones de las cargas y momentos que transmita la estructura.

Otra opción de cimentación sería la de pilotaje, unos pilotes que trabajarían fundamentalmente por fuste y punta. Caso de optar por esta opción será necesario ampliar la investigación geotécnica.

Teniendo en cuenta que estamos realizando los cálculos con semiancho y semilargo de la cimentación, los valores obtenidos deberán multiplicarse por 4, obteniéndose así el asiento elástico inmediato previsible.

Se consideran dos capas deformables, y un alcance de las cargas hasta 15 m por debajo del plano de apoyo del cimiento, con los valores de los parámetros geomecánicos que se indicaron en el capítulo anterior:

Cota (m)	E (MPa)	ν
< 8.5	17	0.35
> 8.5	9	0.35

Una losa de 52 x 52 m², para alcanzar el máximo de asiento de 5 cm debería transmitir una tensión neta de 0.58 kg/cm², por lo que la tensión admisible por razón de asentos es la resultante de adicionar a este valor el peso de la descarga del terreno, es decir, $\sigma_{adm} = 0.58 + 0.29 = 0.87 \text{ kg/cm}^2$

Para el caso de una "zapata corrida" la determinación de asentos exige el conocimiento de los valores de cargas a transmitir por los pilares de la estructura.

Según las normas españolas (NBE-AE-88) el asiento máximo admisible para una cimentación en terreno cohesivo para un edificio de hormigón armado de pequeña rigidez es de 75 mm, y de 50 mm en el caso de terreno sin cohesión.

Criterios tradicionales sobre asentos máximos admisibles indican un tope de 65 mm para una cimentación mediante zapatas en arcillas, señalando para éstas unos asentos diferenciales máximos de 40-50 mm. Para cimentaciones en arena el máximo es de 25-40 mm, y el diferencial de 20-25 mm.

La norma NTE sugiere un límite de 5 cm para zapatas en terrenos cohesivos, y 3.5 cm en granulares, con un asiento diferencial máximo de 2 mm/m.

5.3 Otras consideraciones

En este apartado abordaremos aquellos aspectos más relevantes para la obra considerada.

Así, en cuanto a la excavación prevista, ésta podrá efectuarse con medios convencionales, mediante excavadora.

Según el DB-HS, la presencia de agua en el subsuelo se considera como baja y el coeficiente de permeabilidad se sitúa entre 10^{-2} y 10^{-3} cm/s, por lo que el grado de impermeabilidad exigido a los muros será 1.

5.4. Cálculos sísmicos

Según la norma sísmorresistente NSCE-02, los terrenos quedan enclavados dentro de alguno de los siguientes cuatro tipos:

- 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.

- Terreno tipo II: Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $750 \text{ m/s} \geq v_s > 400$ m/s.

- Terreno tipo III: Suelo granular de compactidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} \geq v_s > 200$ m/s.

- Terreno tipo IV: Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s \leq 200$ m/s.

A cada uno de estos tipos de terreno se le asigna el valor del coeficiente α indicado en la siguiente tabla

TIPO DE TERRENO	COEFICIENTE c
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

Para obtener el valor del coeficiente c de cálculo se determinarán los espesores e_1 , e_2 , e_3 y e_4 de terrenos de los tipos I, II, III y IV respectivamente, existentes en los 30 primeros metros bajo la superficie.

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:

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

En nuestro caso todos los materiales pueden englobarse en terrenos tipo IV.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En función de lo indicado en los capítulos anteriores, si la solución losa armada es posible, ésta deberá apoyar en los limas, gravas y arenas detectadas en los sondeos, a la cota prevista de excavación del sótano.

Como valor de tensión admisible del terreno se tomará el ya reseñado de 0.8 kg/cm², y como coeficiente de balasto podrá adoptarse el de $K_{30} = 1.5$ kg/cm³.

Entendamos como más razonable ejecutar: bien una cimentación mediante zapatas corridas con un valor de tensión admisible de 1 kg/cm², o bien

contemplar la solución de pilotaje, que como hemos señalado anteriormente exigirá ampliar la investigación geotécnica.

También podrá efectuarse una cimentación mediante zapatas corridas con una tensión admisible de 1 kg/cm^2 o bien contemplar la solución de pilotaje.

El ambiente y exposición a considerar para los hormigones de la cimentación es **Ila+Qc**, según la EHE.

Por último, señalaremos que de acuerdo con la norma Sismorresistente NCSR-02:


- La edificación es de especial importancia
- El valor de la aceleración sísmica básica (a_b) es $0,11 \text{ g}$, siendo $g =$ aceleración de la gravedad ($9,81 \text{ ms}^{-2}$)
- El valor de la aceleración sísmica de cálculo (a_c) es $0,217 \text{ g}$, para un periodo de vida igual o mayor de 50 años.
- El coeficiente de contribución $K = 1$
- El valor del coeficiente de suelo (c) es igual a 2.

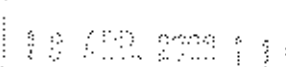
El presente informe se ha confeccionado en base a la realización de dos (2) sondeos a rotación, tres (3) penetraciones dinámicas y ensayos de laboratorio, cualquier anomalía que se pudiera detectar durante los trabajos de excavación o cimentación deberán ponerla en nuestro conocimiento para evaluar su importancia.




 Andrés María Carrón
 Geólogo
 Director Adjunto del Depto. de Geotecnia

Murcia, 03 de abril de 2008




 Andrés María Carrón
 Geólogo
 Director Adjunto del Depto. de Geotecnia

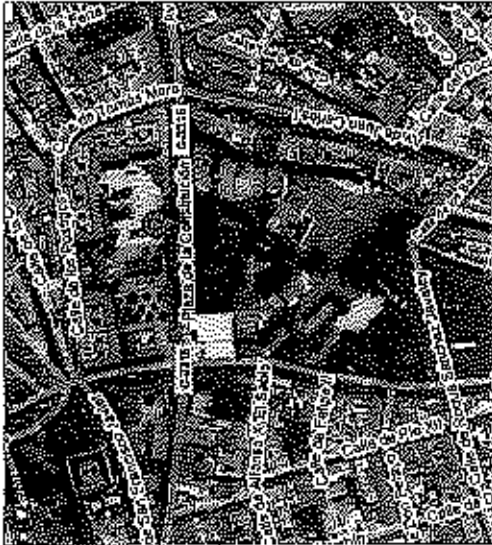
Hoja 22 de 54

7.- ANEJOS

Se adjuntan a continuación los siguientes documentos:

- * Plano de situación con indicación de los puntos donde se practicaron los sondeos y las penetraciones dinámicas, mapa geológico y geotécnico. (3 Udes.).
- * Gráfico del corte geológico. (1 Udad.).
- * Gráfico de los sondeo a rotación con la descripción y clasificación de los terrenos atravesados. (2 Udes.).
- * Gráficos de las penetraciones dinámicas. (3 Udes.).
- * Actas de laboratorio. (8 Udes.).
- * Asiento elástico. (1 Udad.).
- * Fotografías. (5 Udes.).

7.1 PLANO DE SITUACIÓN, MAPA GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO



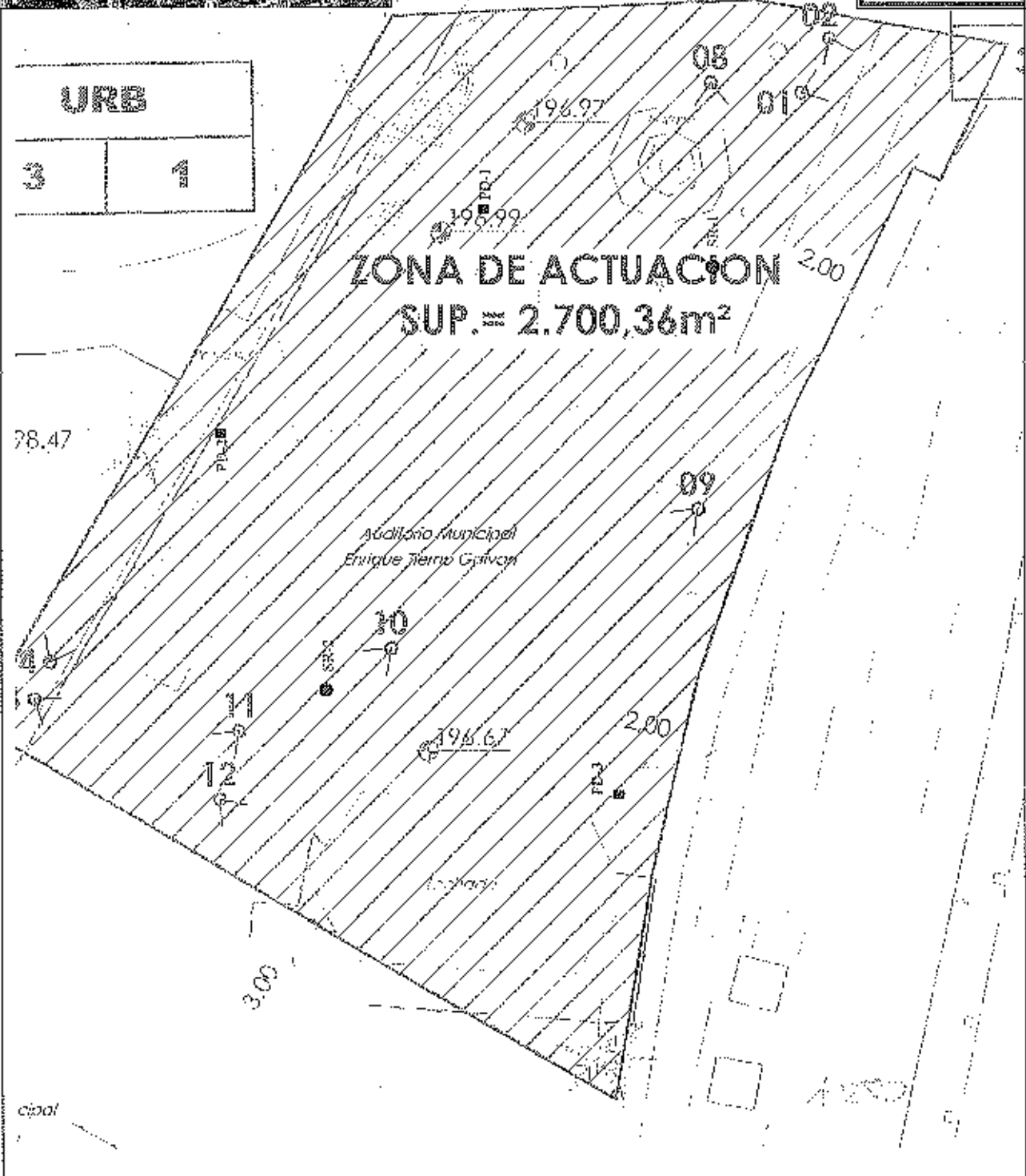
AVDA. DE LA CONSTITUCION

PLANO DE SITUACION DE LOS SONDOS Y LAS
PENETRACIONES

OBRA: TEATRO AUDITORIO "ENRIQUE TIBERIO GALVAN"
EN PARQUES DE LA CUBANA DE ALIAMA DE MURCIA.
SECCION: SISEL. AYUNTAMIENTO DE ALIAMA.



URB	
3	1



ciudad