



ANEXO 2



ESTUDIO GEOTECNICO

CENTRO INTEGRAL DE TRANSPORTE.AV ASTURIAS.MADRID
PROYECTO DE EJECUCIÓN. R03. ALCANCE 1. MARZO 2018
JARDIN1 UTE.





ESTUDIO MEDEM

Taller de Ingeniería e Innovación

**ESTUDIO GEOTÉCNICO
PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL CENTRO INTEGRAL
DE TRANSPORTE - METRO DE MADRID
PARCELA EN AVDA. ASTURIAS Y CALLES SAN
BENITO, SAN AQUILINO Y MAGNOLIAS
(MADRID)**

PETICIONARIO:

JARDIN I U.T.E.

INFORME: 906-HD0004/17.02 – EG.01

Fecha: JUNIO 2017





ÍNDICE

1.- ANTECEDENTES.....	4
1.1.- INFORMACIÓN PREVIA.....	4
1.2.- INFORMACIÓN UTILIZADA.....	6
2.- MARCO GEOLÓGICO	7
2.1.- MARCO GEOLÓGICO	7
3.- TRABAJOS REALIZADOS	11
3.1.- SONDEOS A ROTACIÓN	11
3.2.- ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA	17
3.3.- ENSAYOS DE LABORATORIO	21
4.- MARCO GEOTÉCNICO	24
4.1.- ESTRATIGRAFÍA	24
4.2.- NIVEL FREÁTICO	35
5.- ESTUDIO CIMENTACIÓN	37
5.1.-CONTENCIÓN PERIMETRAL.....	38
5.2.- CONTENCIÓN DE SÓTANOS	43
5.3.- CIMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS RESISTENTE DE PILARES.....	45
5.4.- SOLERAS Y MEJORAS DE APOYO DE SÓTANOS	51
5.5.- PERMEABILIDAD DEL TERRENO	53
5.6.- VIAL ACCESO A GARAJES.....	54
5.7.-CÁLCULO DIMENSIONAMIENTO PANTALLAS.....	55
5.8.- RECOMENDACIONES CONTENCIÓN PANTALLAS. AUSCULTACIÓN	57
5.9.-VACIADO Y SUJECCIÓN DE SÓTANOS.....	60
5.10.- EXCAVABILIDAD Y PENDIENTE DE TALUDES	62
5.11.-AGRESIVIDAD DEL TERRENO. HORMIGÓN.....	63
5.12.- SISMICIDAD.....	64
6.- RESUMEN. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	65



1.- ANTECEDENTES.

1.1.- Información previa.

ESTUDIO MEDEM, S.A., ha realizado el presente Estudio Geotécnico en el término municipal de Madrid, concretamente en la parcela situada entre las calles Avda. Asturias, San Benito, San Aquilino y Magnolias, que ocupa una superficie aproximada de 17.700,00 m², donde se pretende construir un complejo edificatorio singular que pretende albergar la nueva sede del Centro Integral de Transportes - Metro de Madrid, con un conjunto de diferentes edificaciones. El encargo se nos ha realizado a través de la sociedad encargada de la elaboración del Proyecto Básico y de Ejecución del citado complejo, **JARDIN I U.T.E.**

Previo al inicio de los trabajos de geotécnica de campo, fueron demolidas las antiguas construcciones pre-existentes, que cubrían prácticamente en su totalidad el solar en estudio, quedando la parcela investigada sensiblemente llana y regularizada, aproximadamente entre la cota superficial de 722,50-723,00. Se incluye en el presente informe la distribución de los puntos de inspección geotécnica acordados.

El acceso actual con vehículos a la parcela se localiza por la calle Magnolias a la cota 722,50; y que según referencias recibidas, dicha altitud sería coincidente con el nivel +/- 0,00 del proyecto de edificación.

Dicha referencia se tomará en cuenta, a los efectos de la interpretación de los datos del proyecto constructivo, para las correspondientes propuestas de cimentación, y de cerramiento de sótano más adecuado.

En las fotografías adjuntas se incluye la planta de edificios proyectados con las denominaciones respectivas (ver fig. 5).

Los Edificios del costado Norte, con frente a la calle San Benito, tienen una tipología de edificación de 3 plantas sobre rasante y otro edificio en esquina c/ San Benito C/V c/ San Aquilino incluirá una planta de ático.

Los edificios de la c/ San Benito tendrán 3 sótanos vinculados con vaciado de tierras, de aproximadamente -12,00 m bajo la superficie actual y una cota inferior ~ 710,00.

Los edificios del costado Sur con frente a la Avda. Asturias, tienen una tipología de edificación para el bloque de Avda. Asturias C/V c/ Magnolias de 12 plantas sobre rasante mas ático; y otro edificio menor en esquina Avda. Asturias C/V c/ San Aquilino con 1 planta sobre rasante.

Los edificios del costado Sur tendrán 2 y 3 sótanos vinculados, con vaciado de tierras de aproximadamente de -8,00 m y -12,00 bajo la superficie actual, y una cota inferior ~ 711,00 y 714,00.

Se adjunta plano situación de trabajos de prospecciones geotécnicas realizados, que incluye la información del anteproyecto de cada unidad de edificación en concreto.



Los trabajos realizados han cumplimentado requisitos del Código Técnico de Edificación CTE-BD-SE-C (2.007), para un tipo de construcción por el nº de plantas a construir C-2 (hasta 4 plantas), y C-3 (entre 4-20 plantas); y por el grupo de terreno aflorante T-2 (intermedio) y T-3 (desfavorable), por los espesores de relleno aparecidos, en algunas zonas con espesores superior a 3,0 y 7,0m, bajo rasante de superficie. Los trabajos realizados han sido los siguiente:

- 6 sondeos entre 15,0-16,0 m de profundidad con ensayos in situ y toma de muestras.
- 3 ensayos dinámicos de penetración continua DPSH.
- Ensayos de laboratorio.

Los trabajos de campo fueron terminados recientemente el día 9 de Mayo. El programa de ensayos de laboratorio sobre las muestras de testigo obtenidas en los sondeos se adjunta en el presente informe.

Además forma parte del presente documento la redacción de la Memoria Técnica, con la descripción y análisis de resultados, con propuestas para el proyecto de ejecución con la descripción de las soluciones para la contención y cerramiento de sótanos, así como la determinación de los parámetros resistentes para el dimensionamiento de la tipología de cimentación mas adecuada.

El trabajo cumple, con las especificaciones prescriptas por el cliente, y habituales en nuestro procedimiento de trabajos, y siempre en cumplimiento de CTE. El informe Geotécnico dispondrá al menos de las siguientes informaciones:

- Características mecánicas.
- Características químicas.
- Perfil estratigráfico.
- Nivel freático.
- Consideraciones sobre la cimentación.
- Consideraciones sobre los muros o pantallas de cerramiento de sótanos.
- Consideraciones sobre las pendientes de seguridad en la ejecución de taludes.
- Coeficiente de permeabilidad.

El objetivo del estudio es el reconocimiento del terreno, con la finalidad de establecer las bases para el cálculo de las cimentaciones y las condiciones posteriores de ejecución de las obras.

La metodología seguida para este tipo de trabajos es la siguiente:

- Definición del marco geológico de la zona.
- Ejecución de prospecciones geotécnicas con la finalidad de definir la estratigrafía de la Parcela.
- Estudio en laboratorio de los materiales encontrados.
- Presentación de las recomendaciones de cimentación que se obtienen de los datos aportados en el informe para el tipo de obras proyectadas.



Descripción fotográfica de la parcela investigada geotécnicamente:



Fig.1. Vista de parcela acceso C. de Las Magnolias, fondo costado Sur, Avda de Asturias



Fig.2: Vista de parcela acceso C. de Las Magnolias, fondo costado Norte, C/ San Benito



Fig.3_Vista de parcela Parcela y trabajos de campo, Penetro P2. Fondo costado Oeste, C/ de Las Magnolias



Fig.4_Vista de parcela Parcela y trabajos de campo, sondeo S-6. Fondo costado Sur, Avda de Asturias

1.2.- Información utilizada.

Se ha dispuesto de la siguiente documentación para la redacción del presente informe:

- - Mapa Geológico de España E. 1:50.000, nº 560, Alcalá de Henares, Instituto Geológico y Minero de España.
- - Mapa de Rocas Industriales E. 1:200.000, Madrid, nº 45, Madrid. Instituto Geológico y Minero de España.
- - Mapa Hidrogeológico de España E. 1/200.000, nº 45, Madrid. Instituto Geológico y Minero de España.
- - Mapa Geológico de España E. 1:200.000, Síntesis de la Cartografía existente, nº 45, Madrid. Instituto Geológico y Minero de España.



- - Estabilidad de Taludes en las formaciones blandas de la Comunidad de Madrid. Instituto Geológico y Minero de España
- - Síntesis geotécnica de los suelos de Madrid y su alfoz. Ministerio de Transporte, Turismo y Comunicaciones. Dirección General de Infraestructura del Transporte.

2.- MARCO GEOLÓGICO.

2.1. Marco geológico.

La zona objeto de estudio se localiza dentro de la Cuenca terciaria de Madrid. Esta cuenca, también denominada Cuenca del Tajo, corresponde a una amplia depresión de origen tectónico ("graben") de más de 15.000 km² de extensión.

Desde el punto de vista estructural, se caracteriza por ser una cuenca intraplaca generada por la deformación alpina, con una evolución morfotectónica condicionada por los accidentes o fracturas tardihercínicas.

La individualización dentro del borde oriental del Macizo Hespérico de la Cordillera o Sistema Central, como bloque levantado y área fuente de sedimentos detríticos, y de la Cuenca del Tajo, como zona de hundimiento y receptora de estos sedimentos y de los suministrados por la erosión de los demás relieves circundantes, es un fenómeno que se produjo a partir del Terciario inferior, como consecuencia de la reactivación alpina de los desgarres producidos durante las últimas etapas hercínicas en el citado macizo.

Esta reactivación fue contemporánea de compresiones tardías transversales a la directriz de la Cordillera Ibérica, que forma el borde NE de la cuenca, relacionadas con etapas de convergencia entre las placas euroasiática y africana.

Así, como resultado de la evolución estructural apuntada, la Cuenca de Madrid aparece limitada por márgenes especialmente heterogéneos: orógenos hercínicos reciclados (Sistema Central, Montes de Toledo), cadenas alpinas plegadas donde aparecen implicadas formaciones mesozoicas (Cordillera Ibérica en su rama castellana) y mantos ascendidos (lineación de Altomira).

Todo ello condiciona una neta variabilidad en cuanto a la composición de las áreas fuente, que incide en la litología de los sedimentos que componen los sistemas aluviales así como en la de los depósitos lacustres marginales.

ESTRATIGRAFÍA GENERAL DE LA REGIÓN DE MADRID

Desde el punto de vista geológico, la región de Madrid se encuadra fundamentalmente dentro de la denominada cubeta alta del Tajo, rellena en su mayor parte por depósitos terciarios, principalmente Miocenos.

En la estratigrafía general del Mioceno de la Cuenca de Madrid se diferencian tres grandes unidades, separadas por discontinuidades debidas a causas tectónicas:

- a) Unidad Inferior.- Constituyen los depósitos más antiguos de la cuenca y a ella pertenecen tres tipos de facies:



- Al pie de la sierra los depósitos de *facies de borde* están formados por grandes bolos o bloques que hacia el Sur pasan a arcosas con intercalaciones de arcillas (Unidad de arcosas, arcillas arenosas y limos).
 - En los alrededores de Madrid los materiales son arcillosos y corresponden ya a las *facies de transición* (Unidad de arcillas, arenas finas y niveles finos de yesos). Este cambio lateral de facies es visible en varios afloramientos al Sur del área urbana de Madrid.
 - La litología dominante en las *facies centrales* de cuenca es de yesos y otras sales, con frecuentes intercalaciones de arcillas (Unidad de yesos tableados, yesos masivos, arcillas y margas yesíferas).
- b) Unidad Intermedia. - En el Norte de la cuenca presenta *facies detríticas* muy similares a las de la unidad inferior, por lo que resulta difícil su diferenciación.

Los sedimentos de la facies de transición se componen, fundamentalmente, de arcillas verdes y salmón con intercalación de niveles carbonatados, de sílex y sepiolita, y en la zona de tránsito con las facies detríticas aparecen intercalaciones de arenas micáceas (Unidad de arcillas verdes, arenas micáceas, dolomías y sílex).

Más hacia el centro de la cuenca se depositan calizas con intercalaciones arcillosas (Unidad de calizas, dolomías y margas); mientras que en las zonas más centrales de la cuenca predominan los yesos de tipo detrítico, intercalados con yesos masivos y arcillas verdosas (Unidad de yesos detríticos, margas yesíferas y carbonatos). En muchos sectores la unidad intermedia culmina con niveles de caliza y sílex.

Una característica importante de esta unidad es que alberga la totalidad de los yacimientos paleontológicos clásicos del área de Madrid.

- c) Unidad superior. - El límite inferior está marcado por una discordancia erosiva sobre la que se disponen conglomerados, areniscas, fangos, arcillas y margas (Unidad de conglomerados, arenas y arcillas). Su espesor es muy variable y puede no aparecer en algunas zonas.

Sobre esta base detrítica descansa el tramo superior de la unidad conocido como **Caliza del Páramo** (Unidad de calizas y margocalizas). La caliza suele aparecer fracturada y karstificada, con tonos rojizos debidos a las arcillas de descalcificación.

Los restos fósiles permiten datar esta unidad como Mioceno Superior – Plioceno.



SUELOS DEL CASCO URBANO DE MADRID Y SUS ALREDEDORES.

De forma esquemática, los materiales presentes en la zona del municipio de Madrid se incluyen en alguna de las siguientes unidades:

- 1) *Rellenos antrópicos*: se trata de acúmulos de materiales producto de la actividad humana, depositados en lugares tales como: basureros, escombreras, terraplenes, escombreras de escorias industriales, etc.
- 2) *Cuaternarios aluviales*: a grandes rasgos, se pueden diferenciar los siguientes tipos de depósitos aluviales:
 - Depósitos arenosos o limo-arenosos en los fondos de valle de los arroyos.
 - Depósitos de arenas y gravas, con tamaños que disminuyen en el sentido de aguas abajo, en el río Manzanares.
 - Depósitos de bolos, gravas y arenas en el río Jarama.
- 3) *Arcosas*: una arcosa es una roca sedimentaria detrítica del tamaño medio de una arena, formada por granos de cuarzo, feldespato y mica, aglomerados por un cemento caolinítico, silíceo o ferruginoso. Los contenidos de feldespato suelen ser mayores del 25%, mientras que el contenido de arcilla suele ser bajo.

Se diferencian tres tipos de niveles arcóscicos:

- ***Arcosas con bolos***: son arcosas gruesas con bloques, típicas de la zona noroeste de Madrid, donde aparecen ampliamente representadas en el monte de El Pardo.
- ***Arcosas superiores (“arena de miga”)***: la zona ocupada por este nivel constituye el 29,8% del término municipal de Madrid y, sobre él, se asienta el casco viejo de la ciudad. Se trata de arenas terciarias de grano medio, con algo de finos, a veces un poco cementadas. Reciben el nombre de “arenas de miga” cuando se presentan con menos de un 25% de elementos finos.
- ***Arcosas inferiores (“toscos”)***: se trata de arcosas, generalmente con marcado carácter arcilloso, denominadas localmente como “toscos” cuando presentan aproximadamente el 60% de finos y como “arenas tosquizas” con un 30 – 40%. Estos materiales se localizan normalmente bajo las arcosas superiores aunque, a veces, se encuentran interestratificados con ellas.



Otra clasificación de esta unidad, en función del contenido de finos, es la siguiente:

DENOMINACIÓN	% FINOS
Arena de miga	0 – 25
Arena Tosquiza	25 – 40
Tosco Arenoso	40 – 60
Tosco	60 – 85
Tosco Arcilloso	> 85

- 4) **Facies verdes (“peñuelas”)**: se trata de arcillas verdosas y marrones con niveles de sepiolita, estratificadas, con “lisos” y de aspecto margoso. Se le adjudican problemas de expansividad y aparecen al sur del municipio, siendo arcillas de alta plasticidad.
- 5) **Arcillas con yesos**: esta unidad está formada por una alternancia, generalmente monótona, de arcillas de tonos pardo-grises o verdosos en superficie, en ocasiones laminadas, y niveles yesíferos con espesores variables desde centimétricos hasta de 2 ó 3 m. Pueden intercalar localmente niveles tableados muy finos de dolomías y/o magnesita con textura micrítica. Aparecen al sur y sureste del término municipal.
- 6) **Yesos con arcillas**: en general, esta formación yesífera localizada a S y SE de Madrid está formada en su base por yesos masivos que pasan, en ocasiones, hacia la parte superior de la unidad a gruesos niveles de yeso intercalados entre niveles de arcillas.

3.- TRABAJOS REALIZADOS

De acuerdo con las características de la zona, necesidades del proyecto y requerimientos del peticionario, ESTUDIO MEDEM, S.A., realizó el siguiente programa de trabajo. Los trabajos de campo y laboratorio han sido realizados por la empresa MACINGEO, debidamente acreditada en la Comunidad de Madrid.

A los efectos de cumplimentar con el Documento Básico SE-C (Seguridad Estructural. Cimientos) y el Código técnico de Edificación CTE, con una clasificación del tipo de construcción “C-3”, y parcialmente “C-2” y grupo de terreno según nuestros antecedentes se encuadra “desfavorable” en el grupo “T-3”; la Norma indica realizar un sondeo cada 900 m², y con los ensayos de penetración continua DPSH intercalados, se aplica criterio de reducción y se incluye un plano topográfico con las cotas de embocaduras.

En dichas condiciones, se ha considera adecuado cubrir regularmente toda la zona de superficie de ocupación (Fig. 6), con **seis (6) sondeos** entre 15,0-16,0 m de profundidad; todos perforados con la técnica a rotación, con extracción continua de testigo, con ensayos estándar SPT y toma de muestra inalterada a distintos niveles durante la perforación.



Una vez finalizada la ejecución de los sondeos, en los sondeos S-3 y S-4, se dejó instalada una tubería de PVC ranurada “piezómetro” en toda su longitud, que se podrá utilizar para la medición del nivel freático, antes del inicio de la obra.

El testigo extraído de los sondeos se ha colocado en cajas resistentes a la humedad. Las cajas portatestigo fueron adecuadamente acotadas, con la indicación sobre el testigo obtenido, con los tramos de ensayo y toma de muestras.

Posteriormente, en el laboratorio oficialmente acreditado por la CAM, asociado a MAC INGEO S.L., se han llevado a cabo los ensayos de laboratorio, con las muestras tomadas en las prospecciones, con el objeto de conocer los parámetros geotécnicos característicos del terreno.

En la zona de urbanización, y como complemento a la prospección directa de sondeos, se han realizado **tres (3) ensayos dinámicos de penetración continua DPSH**, hasta alcanzar el rechazo a la penetración, en el seno del terreno.

3.1.- Sondeos a rotación

Se han realizado seis (6) sondeos a rotación.

Los sondeos a rotación permiten una recuperación continua de testigo mostrando el terreno que constituye la parcela a estudio. De esta forma se obtiene en el punto sondeado un conocimiento exacto de los materiales que constituyen el subsuelo, de tal manera que se pueden extrapolar los resultados al conjunto de la parcela y tener así una idea aproximada de los materiales sobre los que se cimentará la obra.

Los resultados de los sondeos verticales, con extracción de testigo continuo, permiten definir:

- a) Características físicas del suelo.
- b) Características mecánicas.
- c) Estratigrafía del terreno.
- d) Nivel freático.

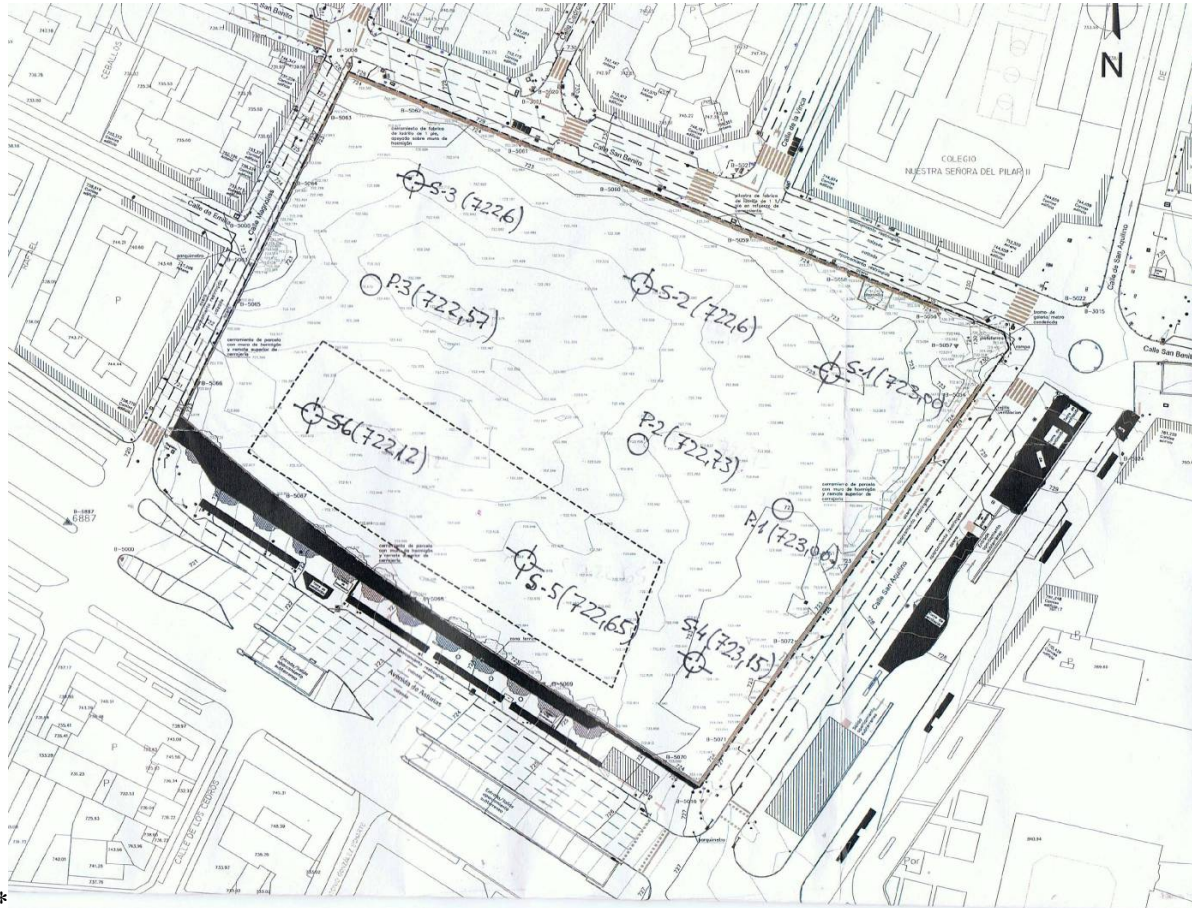
En la perforación a rotación se ha utilizado una sonda rotativa de accionamiento hidráulico, provista de baterías y coronas de vidia de 101 y 86 mm. de diámetro.

Las muestras obtenidas se han colocado en cajas diseñadas para este fin, anotándose en las mismas las cotas de extracción de las muestras, permitiéndose así un correcto estudio litológico en gabinete.

Se han realizado por tanto seis (6) sondeos a rotación, denominados desde S-1 a S-6 en la parcela en estudio, y con unas profundidades entre 15,00 a 16,00 m, bajo las cotas de embocaduras de sondeos, cuya localización queda reflejada en el croquis de situación incluido en el anexo A-1.



Fig.6: Situación de trabajos y topográfico parcela



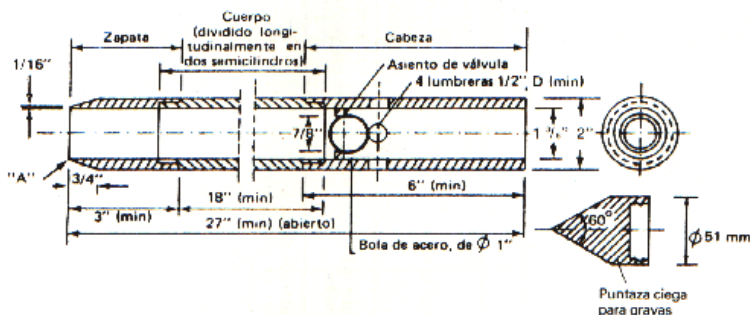
La ejecución de los sondeos, se llevó a cabo mediante perforación a rotación, con corona de widia y extracción de testigo continuo al avance. Los sondeos mecánicos estuvieron a cargo de empresa acreditada asociada a Mac Ingeo S.L., actuando bajo la dirección y supervisión de la misma.

Durante el proceso de perforación, a diferentes cotas, se efectuaron veintiocho (28) ensayos de penetración dinámica estándar (S.P.T.) y se tomaron diecisiete (17) muestra tipo inalterado/parafinado, de carácter arenoso con hinca de toma muestra, y en ocasiones cuando predominaba el componente de finos, la toma de muestra fue parafinado, para los ensayos en laboratorio.

Se colocaron tuberías piezométricas de P.V.C. ranuradas, aunque si bien no apareció agua, en los sondeos S-3 y S-4, se colocaron tuberías piezométricas, para el registro de posibles niveles de agua antes del inicio de agua aflorantes.

A lo largo de los sondeos a rotación se han realizado varios ensayos S.P.T., cuyos valores N_{30} van a permitir conocer la capacidad portante y homogeneidad de las capas del subsuelo prospectadas. Estos ensayos de penetración dinámica estándar (S.P.T.), a diferencia de los ensayos de penetración dinámica continua (tipo Borro ó DPSH), se llevan a cabo de forma puntual dentro del sondeo, obteniéndose además una muestra de suelo inalterado tipo parafinado.

El dispositivo estándar empleado ha sido la cuchara normalizada tipo Terzaghi, con zapata de diámetro exterior 50,8 mm. E interior 35,0 mm. La hincada se ejecuta con una maza de 63,6 Kg. Por caída libre desde una altura de 76,2 cm. Con esta cuchara se hace la penetración en cuatro tramos de 15 cm. cada uno, tomando como valor N_{30} la suma del número de golpes de los dos tramos centrales. En el caso de que el último tramo baje el golpeo, se considerará un valor corregido igual a la suma de los dos tramos con menor golpeo de los tres últimos tramos del ensayo S.P.T., lo que nos da un valor N_{30} del lado de la seguridad.



Las muestras extraídas de este modo fueron envasadas en bolsas estancas, para poder posteriormente ser usadas en la caracterización del terreno mediante ensayos de laboratorio si fuese necesario. El proceso de ejecución de este ensayo se ajusta a las indicaciones de la norma UNE 7.308 y su resultado se refleja como el número de penetración estándar (NSPT), que es la suma del número de golpes de las tandas, segunda y tercera penetración de parcial de 15 cm, con un toma muestras de 45 ó 60 cm de longitud total.

En el siguiente cuadro (Tabla 1), se presentan las unidades de trabajos por sondeo, las profundidades alcanzadas y los resultados de los ensayos de penetración dinámica estándar (S.P.T.) realizados:

Tabla 1: descripción global de sondeos, con ensayos in situ y toma de muestras

Parcela Nº	Sondeo “S”: Nº	Prof. desde cota embocadura (m)	Ensayos SPT Nº	Toma de muestras		Tubería piezométrica (m)	Observaciones Emplazamiento
				Inalterada tipo “I” ó “P”			
				Inalterada “I”: Nº	Parafinada “P”: Nº		
Avda Asturias	1	15,40	5	1	1	--	Zona Edificio CCTM (3S+B+2 A+ático)
	2	15,75	5	1	2	--	Zona Edificio EM Museo (3S+B+ 2A)
	3	15,45	4	1	2	15,45	Zona Edificio EM NUM (3S+ B+ 2 A)
	4	15,70	5	1	2	15,70	Zona Edificio CTO-NOS (3S+B)
	5	15,85	5	1	2	--	Zona Edificio CTA (2S+ B+11 A + ático.)
	6	15,70	4	1	2	--	
Suma:		93,85	28	6	11	31,15	-



En las siguientes tablas 2-6, se detallan los valores de ensayos SPT obtenidos en cada capa asociada, como así de los golpes registrados con el toma muestra abierto, para la hincia por golpeo de muestra tipo inalterada.

Tablas 2-6. Descripción de sondeos, ensayos SPT y Toma de muestras

Sondeo n° 1 (cota aprox.723,00) Cota (m) Ensayo estándar SPT N₃₀ ; Cota (m) toma de muestra inalterada P ó I (N)	
Profundidad (m)	Descripción
0,00 – 1,60	Relleno artificial, mezcla de arcilla, limo con restos de materiales de construcción, color marrón. Poco compacto
1,60– 5,00	Arena con algo de limo (arena de miga), color marrón amarillento; muy densa. 3,00-3,60 I= 25/26/37/50 →N ₃₀ = 63 3,60-4,20 SPT= 12/17/20/32 →N ₃₀ = 37
5,00-7,00	Arena arcilloso limosa (arena tosquiza), con intercalaciones centimétricas de arena, color marrón claro; densa. 5,50-5,75 P 6,25-6,85 SPT= 12/21/29/35 →N ₃₀ = 50
7,00 – 10,25	Arena con algo de limo (arena de miga), color marrón amarillento; muy densa 9,25-9,85 SPT= 20/24/30/37 →N ₃₀ = 54
10,25 -15,40	Arena arcilloso limosa (arena tosquiza), con intercalaciones centimétricas de arena, color marrón claro; muy densa. 10,80-11,00 P 12,25-12,85 SPT= 18/27/40/44 →N ₃₀ = 67 15,10-15,40 SPT= 26/100 →N ₃₀ = R
Nota: NF=10,20m	

Sondeo n° 2 (cota aprox.722,56) Cota (m) Ensayo estándar SPT N₃₀ ; Cota (m) toma de muestra inalterada P ó I (N)	
Profundidad (m)	Descripción
0,00 – 1,80	Relleno artificial, mezcla de arcilla, limo con restos de materiales de construcción, color marrón. Poco compacto
1,80– 9,25	Arena con algo de limo (arena de miga) con intercalaciones decimétricas de arena arcilloso limosa, color marrón amarillento/marrón claro; muy densa. 2,50- 3,10m I →N ₃₀ = 74 3,10-3,70m SPT →N ₃₀ = 33 6,00- 6,60m SPT →N ₃₀ = 50
9,25-14,20	Arena arcilloso limosa (arena tosquiza/tosco arenoso), color marrón claro; muy densa. 9,25- 9,85m SPT →N ₃₀ = 38 10,00-10,30m P 12,00- 12,60m SPT →N ₃₀ = 46 13,50-13,75m P
14,20– 15,75	Arena con algo de limo (arena de miga), color marrón amarillento; muy densa 15,30- 15,75m SPT →N ₃₀ = 61
Nota: NF=10,10m	



Sondeo nº 3 (cota aprox.722,60) Cota (m) Ensayo estándar SPT N_{30} ; Cota (m) toma de muestra inalterada P ó I (N)	
Profundidad (m)	Descripción
0,00 – 1,40	Relleno artificial, mezcla de arcilla, limo con restos de materiales de construcción, color marrón. Poco compacto
1,40– 13,80	Arena con algo de limo (arena de miga) con intercalaciones decimétricas de arena arcillo limosa, color marrón amarillento/marrón claro; muy densa. 2,00- 2,60m I $\rightarrow N_{30} = 57$ 2,60-3,10m SPT $\rightarrow N_{30} = 25$ 6,25- 6,85m SPT $\rightarrow N_{30} = 39$ 9,00-9,30m P 9,30- 9,90m SPT $\rightarrow N_{30} = 53$ 12,25- 12,85m SPT $\rightarrow N_{30} = 80$ 12,85-13,10m P
13,80– 15,45	Arena con algo de limo (arena de miga), color marrón amarillento; muy densa 15,00- 15,45m SPT $\rightarrow N_{30} = 82$
Nota: NF=8,80m – Se ha colocado tubería piezométrica	

Sondeo nº 4 (cota aprox.723,15) Cota (m) Ensayo estándar SPT N_{30} ; Cota (m) toma de muestra inalterada P ó I (N)	
Profundidad (m)	Descripción
0,00 – 7,05	Relleno artificial, mezcla de arcilla, limo con restos de materiales de construcción, color marrón. Poco compacto 4,00-4,60 I $\rightarrow N_{30} = 21$ 4,60-5,20 SPT $\rightarrow N_{30} = 9$ 5,75-6,10 P 6,75-7,35 SPT $\rightarrow N_{30} = 23$
7,05– 14,20	Arena arcilloso limosa (arena tosquiza), con intercalaciones centimétricas de arena, color marrón claro; densa. 9,00-9,25 P 9,25-9,85 SPT $\rightarrow N_{30} = 39$ 12,00-12,60 SPT $\rightarrow N_{30} = 52$
14,20-15,70	Arena con algo de limo (arena de miga), color marrón amarillento; muy densa. 15,25-15,70 SPT $\rightarrow N_{30} = 100$
Nota: NF=13,10m. Se ha colocado tubería piezométrica	



Sondeo nº 5 (cota aprox.722,65) Cota (m) Ensayo estándar SPT N_{30} ; Cota (m) toma de muestra inalterada P ó I (N)	
Profundidad (m)	Descripción
0,00 – 7,00	Relleno artificial, mezcla de arcilla, limo con restos de materiales de construcción, color marrón. Poco compacto 2,60-3,20 I $\rightarrow N_{30} = 37$ 3,20-3,80 SPT $\rightarrow N_{30} = 5$ 6,20-6,80 SPT $\rightarrow N_{30} = 14$
7,00– 15,85	Arena arcilloso limosa (arena tosquiza), con intercalaciones centimétricas de arena, color marrón claro; densa/muy densa. 8,00-8,25 P 9,25-9,85 SPT $\rightarrow N_{30} = 30$ 11,20-11,45 P 12,25-12,85 SPT $\rightarrow N_{30} = 49$ 15,25-15,85 SPT $\rightarrow N_{30} = 55$
Nota: NF=13,30m	

Sondeo nº 6 (cota aprox. 722,12) Cota (m) Ensayo estándar SPT N_{30} ; Cota (m) toma de muestra inalterada P ó I (N)	
Profundidad (m)	Descripción
0,00 – 7,40	Relleno artificial, mezcla de arcilla, limo con restos de materiales de construcción, color marrón. Poco compacto 2,40-3,00 I $\rightarrow N_{30} = 34$ 3,00-3,60 SPT $\rightarrow N_{30} = 11$ 6,00-6,60 SPT $\rightarrow N_{30} = 9$
7,40– 9,25	Arena con algo de limo (arena de miga), color marrón amarillento; densa.
9,25– 14,25	Arena arcilloso limosa (arena tosquiza/tosco arenoso), color marrón claro; densa. 9,25-9,85 SPT $\rightarrow N_{30} = 33$ 10,20-10,45 P 12,05-12,65 SPT $\rightarrow N_{30} = 52$ 13,05-13,33 P
14,25– 15,70	Arena con algo de limo (arena de miga), color marrón amarillento; muy densa. 15,10-15,70 SPT $\rightarrow N_{30} = 55$
Nota: NF= aparece a 9,60 y se estabiliza a 10,10m	



Lo que aparece en el subsuelo es una capa superficial de relleno con un espesor entre 1,5-7,50m; con valores bajos de golpes N30 <10 en ocasiones; y en adelante hasta los 16,00 m, máxima profundidad alcanzada en los sondeos, se detecta material arenoso, con cantidades variables de finos, con las capas denominadas arena de miga y/o arena tosquiza.

Los ensayos SPT, bajo la cota de embocadura de sondeo, con valores medios de golpes N30 =40-50 hasta 12,0 m; y entre 12,0-16,0m N30 > 50 y “R” rechazo N30 > 100, y clasifican una densidad relativa “densa a muy densa”.

3.2.- Ensayos de penetración dinámica

Se han realizado 3 ensayos de penetración dinámica continua.

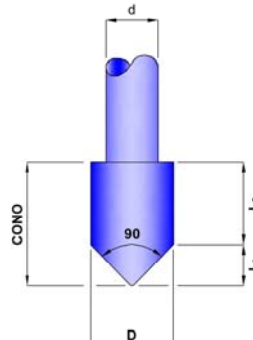
Los ensayos de penetración dinámica se han ejecutado utilizando un penetrómetro dinámico súper pesado, de tipo DPSH (UNE 103-801-94).

El ensayo DPSH consiste en la penetración continua de una puntaza de sección circular, con un diámetro (D) de 50.5 mm., terminado en forma cónica con un ángulo de ataque de 90°. Esta puntaza puede ser perdida o recuperable. En ambos casos, la hincada se realiza por caída libre de una maza de 63.5 Kg. de masa desde una altura de 750 mm.

En la fig. 7 siguiente, se ilustra el detalle de la puntaza normalizada de uso en este ensayo.



Fig. 7.: Detalle de la puntaza normalizada de uso en los ensayos DPSH





El índice N_{20} del ensayo se obtiene determinando el número de golpes necesarios para introducir el varillaje una profundidad de 20 cm. en el terreno, utilizando la energía de caída de la maza y contabilizando el número de golpes necesarios para cada 20 cm de penetración (N_{20}). Con los resultados obtenidos, se dibuja un diagrama de barras representado en abcisas nº de golpes N_{20} , y en ordenadas la profundidad asociada.

El ensayo finaliza cuando se superan los 100 golpes para una penetración de 20 cm ($N_{20} > 100$), lo que se considera como rechazo "R". Por tanto, la profundidad de ejecución del ensayo representada frente al número de golpes, proporciona el diagrama "Profundidad- N_{20} ", que se incluye en el anejo N° 3. Estos diagramas reflejan la existencia de los distintos estratos atravesados, por lo que pueden considerarse como un perfil de resistencia del suelo en el punto sondeado.

La interpretación de los ensayos de penetración, en general, debe ser fundamentalmente cualitativa siendo complemento de los sondeos mecánicos o calicatas, los cuales informarán con precisión a cerca de la litología de la zona. Tratándose de un ensayo realizado de forma continua su rapidez de ejecución hace que suelos poco permeables y saturados, parte importante de la energía de hincia pueda transmitirse al agua intersticial, aumentando instantáneamente la resistencia a la penetración.

En el caso de atravesar materiales con gravas o niveles de roca intercalados, es preciso interpretar los diagramas con las debidas reservas, pues el golpeo de la puntaza sobre los elementos gruesos pueden concluir a resultados optimistas que no representan la resistencia real del estrato.

La información suministrada por los ensayos de penetración se refiere a la resistencia del suelo, o roca muy alterada, en rotura. En la tabla siguiente se resumen los resultados de los 6 penetrómetros realizados. Los ensayos penetrométricos son métodos de análisis indirectos de las propiedades del suelo. Los datos que se van a obtener son básicamente los siguientes:

- Resistencia a la penetración dinámica de un terreno.
- Compacidad de un terreno.
- Homogeneidad o anomalías existentes en un suelo.
- Determinación en profundidad de la existencia de una capa o nivel cuya naturaleza se conoce o se intuye.
- Estimación cualitativa de la tensión admisible de un suelo.



Fig. 9: Vista del Ensayo DPSH P-2. Fondo muro contención de tierras de C/ San Benito esq. C/ de San Aquilino



En las tablas siguientes se adjuntan los resultados en cada uno de los 3 ensayos DPSH realizados.

ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA P-1 Cota de embocadura : ~ 722,57 Emplazado eje medio, costado Este	
PROFUNDIDAD (m) relativas a embocadura	N₂₀
0,00 – 1,20	N ₂₀ < 10
1,20– 5,00	15 < N ₂₀ < 40
5,00– 6,80	50 < N ₂₀ < 70
6,80-7,00	N ₂₀ > 100(R)

ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA P-2 Cota de embocadura : ~ 722,73 Emplazado eje medio, centro de parcela	
PROFUNDIDAD (m) relativas a embocadura	N₂₀
0,00 – 2,80	N ₂₀ < 10
2,80– 6,20	15 < N ₂₀ < 35
6,20– 6,60	N ₂₀ = 63 y 100 (R)

ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA P-3 Cota de embocadura : ~ 722,57 Emplazado eje medio, costado Oeste	
PROFUNDIDAD (m) relativas a embocadura	N₂₀
0,00 – 7,00	N ₂₀ < 5
7,00– 13,00	20 < N ₂₀ < 68
13,00– 13,40	N ₂₀ = 80 y al final 100 (R)

La representación en un gráfico del número de golpes en abscisa de cada tanda, en función de la profundidad en ordenadas, proporciona una caracterización cualitativa de las variaciones resistentes del terreno con la profundidad, que puede cuantificarse mediante determinadas correlaciones, y cuya fiabilidad depende de la naturaleza del terreno.



La situación de los puntos donde se realizaron los ensayos de penetración, y los gráficos de penetración obtenidos en cada ensayo en concreto, se incluyen en los Anexo A-2.2 del presente informe.

Las profundidades relativas (contadas a partir de la embocadura de los ensayos) a las que se ha producido el rechazo $R = N_{20} > 100$ golpes, han variado entre 6,60 a 13,40m.

Los valores de golpes N_{20} bajos con $N_{20} < 10$, compuestos de materiales “flojos”; se han detectado hasta una profundidad variable entre 1,20 a 7,00m, en los ensayos de penetración a nivel de cota de terreno, entre la zona eje medio y hasta de esquina de la calle Magnolias C/V Avda de Asturias.

Atravesadas las capas de relleno superficial, aparece en general terreno arenoso compacto $N_{20} > 15-20$, hasta encontrar en forma progresiva el rechazo a la penetración $R = N_{20} > 100$ golpes.

De las distintas fórmulas que existen para la penetración dinámica (a saber: L’Herminier, Skempton, Meyerhof, Caquot y Kérisel, Hiley), la más aceptada, por su rigor, exactitud y sanción práctica, es la de Hiley. Esta fórmula, se trata ante todo de una estimación cualitativa de la resistencia del suelo.

Toda la fundamentación teórica se basa en considerar el penetrómetro como un modelo reducido de pilote, aplicando entonces, la teoría de la capacidad portante de los pilotes. En el presente informe, se ha realizado una comprobación, en base a los resultados de consistencia que se obtienen en el penetrómetro dinámico, utilizando la fórmula de Hiley, según la cual:

$$q_{adm} = \frac{M \cdot H \cdot (1 + n^2 \cdot a)}{16 \cdot F \cdot (e + c) \cdot (1 + a)}$$

Siendo:

$M = 63,5$ Kg. (peso de la maza).

$H = 50$ cm. (altura de caída de la maza).

E = Penetración unitaria (20 cm/ N_{20}).

N_{20} = Valor obtenido en el ensayo de penetración.

F = Factor dependiente del tipo de suelo.

N, a, c = Coeficientes dependientes de e y de la profundidad del ensayo.



3.3.- Ensayos de laboratorio

El testigo de suelo obtenido en los sondeos se colocó ordenadamente en cajas especiales que fueron enviadas al laboratorio de TSM oficialmente acreditado en la CAM, donde se procedió a la apertura e inspección de las muestras extraídas, efectuándose sobre ellas los ensayos más oportunos en función de sus características y de su cota de obtención. Estos ensayos tienen como fin la identificación precisa del tipo de suelo, así como la determinación de sus características mecánicas y químicas. Sobre las muestras de tipo inalterado dado el carácter arenoso, y otras tantas alteradas de testigo recuperado, se han realizado los ensayos indicados a continuación, respecto el nivel de sótano a excavar, entre 7,0-10,0m bajo el nivel de rasante actual 722,50. En las Figs.10-13, se ilustran una serie de ensayos en nuestro laboratorio.



Muestra durante la realización del ensayo triaxial en suelos



Muestras de suelo talladas para el ensayo triaxial



Tallado de muestras de roca-suelo para ensayos de colapso



Ensayos de hinchamiento sobre muestra seca al aire durante 7 días

Fig. 10, 11, 12, y 13: vistas de ensayos genéricos de laboratorio

Estos ensayos tienen como fin la identificación precisa del tipo de suelo, así como la determinación de sus características mecánicas de resistencia al corte, en las muestras con un contenido de finos PT UNE 0,08mm ~ 10-15% en niveles con algo de finos limosos de arena de miga; y ~20-50% en los niveles predominante de arena bastante limo arcilloso, denominados arena tosquiza/tosco arenoso. Los ensayos se llevaron a cabo, de acuerdo con las correspondientes normas UNE y EHE. La relación de ensayos, se incluye en la siguiente tabla siguiente:

**Relación de ensayos de Mecánica del suelo y Normativa aplicada**

Concepto	Norma	Cantidad
Apertura y preparación de muestras de ensayos	UNE 103100:95	9
Humedad natural	UNE 103300:93	8
Densidad aparente y seca	UNE 103301:94	8
Granulometría por tamizado	UNE 103101:95	9
Límites de Atterberg	UNE 103103:94; UNE 103104:93	8
Compresión simple	UNE 103400:93	6
Corte directo: Tipo consolidado rápido	UNE 103401:98	3
Contenido cuantitativo de sulfatos, en suelos	EHE 2008 y UNE 103202:95	2
Contenido cualitativo de sulfatos, en suelos	EHE 2008 y UNE 103400:95	2
Contenido cuantitativo de sulfatos, en agua	EHE 2008 y UNE 83956-2008	2
Clasificación U.S.C.S	Soc. Internacional de Geotecnia	9

Los resultados obtenidos en cada uno de los ensayos realizados se recogen en las correspondientes fichas de laboratorio incluidas en el anexo A-4 del presente informe.

En la tabla siguiente que se incluye a continuación se resumen los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio.


Cuadro resumen de laboratorio - HOJA RESUMEN DE ENSAYOS DE MECÁNICA DE SUELOS

Muestra ensayada	Tipo de muestra	Humedad, en %	Densidad seca, en g/cm ³	Densidad húmeda, en g/cm ³	Clasificación U.S.C.S.	Granulometría en % que pasa						Límites de Atterberg			Presión de hinchamiento, en kPa	Hinchamiento libre, en %	Índice de colapso I _c , en %	Expansividad Lambe	Compresión Simple		Triaxial o Corte Directo			Ensayos Químicos				
						63 mm	20 mm	5 mm	2 mm	0,40 mm	0,08 mm	Límite Líquido	Límite Plástico	Índice de Plasticidad Edómetro muestra saturada (índice de poros inicial e ₀)					Tensión, en kg/cm ²	Deformación, en %	Tipo de Triaxial o Corte	Angulo de Rozamiento	Cohesión, en kg/cm ²	Agresividad EHE	Sulfatos Cualitativos	Sulfatos Cuantitativos (SO ₄ ²⁻), en mg/kg	Sulfatos Cuantitativos (SO ₄ ²⁻), en mg/l	Acidez Baumann-Gully, en m/kq
S-1 5.00-5.75	TP-1	12,2	2,040	2,280	SC	100,0	100,0	99,3	95,4	62,8	47,9	42,1	23,7	18,4					5,1	19	CUU	29,17	1,39			0		
S-2 2.50-3.10	MI-1	5,9	1,710	1,800	SW-SC	100,0	100,0	96,0	77,4	23,8	10,9	33,2	21,7	11,5							CUU	42,43	0,33		Negativo			
S-2 10.00-10.30	TP-1	11,8	1,970	2,200	SC	100,0	100,0	100,0	96,0	44,6	28,8	31,1	18,9	12,2					3,2	15					Negativo			
S-3 2.00-2.60	MI-1	8,5	1,940	2,100	SC	100,0	100,0	96,0	77,7	27,7	15,1	34,7	22,4	12,3					0,5	2								
S-3 8.80 Agua	A																										540	
S-3 12.85-13.10	TP-2	15,0	1,930	2,270	SC	100,0	100,0	99,7	96,6	59,9	47,2	42,3	23,6	18,7					2,1	6								
S-4 9.00-9.25	TP-2	14,7	1,980	2,270	SC	100,0	100,0	98,7	88,3	33,2	19,1	37,0	21,3	15,7					1,2	8								
S-4 13.10 Agua	A																										744	
S-4 15.25-15.70	SPT-5					100,0	97,0	90,1	74,6	31,6	18,0																	
S-5 8.00-8.25	TP-1	12,2	1,750	1,960	SC	100,0	100,0	99,4	91,8	40,3	24,3	42,0	23,7	18,3							CUU	33,67	0,62			125		
S-6 10.20-10.45	TP-1	14,8	1,950	2,240	SC	100,0	100,0	99,0	90,7	68,8	42,6	39,1	25,6	13,5					3,2	13								



4.- MARCO GEOTÉCNICO

4.1.- Estratigrafía

El perfil estratigráfico que puede ser deducido de los reconocimientos realizados consta de los siguientes horizontes detectados a partir de la investigación del terreno aparecido en la parcela.

Con los trabajos de campo, y los tantos ensayos in situ realizados en la perforación; como se muestra en los planos de situación y de los perfiles estratigráficos longitudinales 1-1 y 2-2; y los perfiles estratigráficos transversales 3-3, 4-4 y 5-5 (Figs. 14-19), nos permiten caracterizar el terreno, bajo la superficie topográfica de la actual en 3 niveles de terreno claramente diferenciados: relleno, arena de miga y/o arena tosquita/ tosco arenoso, que se resume a continuación.

Con los tantos resultados puntuales de prospecciones, se incluye un plano curvas de isolíneas de profundidad de “firme”, y las consecuentes de zonificación de relleno y/o de terreno “firme” subyacente Fig. 12-13, que nos reflejan el posicionamiento del tipo de terreno, en el trasdós de pantallas y el que aparece al completarse el vaciado de sótanos.

a.- Nivel I: Relleno

En general la parcela está recubierta, por una capa de relleno artificial con espesor variable según zonas, entre 1,50 - 7,50m, compuesta de una mezcla heterogénea de arena limo y arcilla marrón, en ocasiones con restos de materiales de construcción, de baja compacidad como lo reflejan los ensayos in situ realizados de penetración continua tipo DPSH, con golpes N20 < 10. Se incluye un plano de isolíneas de relleno Fig. 12, que recubre el potente substrato de “firme”, y la consecuente zonificación Fig. 13.

El vaciado de sótano proyectado, con una profundidad variable según los edificios, del orden de -7,0 a 11,00m bajo cotas de embocaduras (~ +/- 0,00), alcanzando cotas inferiores de proyecto 715,50 y/o 711,50 según los casos de edificios, quedando por tanto eliminado todo el espesor del nivel I, con el vaciado de tierras, excepto en el edificio CTA, con un remanente espesor decimétrico (véase perfil estratigráfico 2-2).

Este Nivel I de Relleno, se caracteriza por su mala calidad geotécnica, y buena permeabilidad dada sus componentes arenosas y granulares de nódulos de restos de materiales de construcción; y material fácil de extracción de tierras, pero presentando poca estabilidad al excavar o cortar en vertical.

De acuerdo con nuestra zonificación de espesores de relleno: A, B y C (Fig. 13), a los efectos prácticos de cálculos de empujes, sobre las pantallas de contención, se adoptará un espesor medio de relleno h_1 , diferenciado por edificaciones:

a.1.- Edificios del costado Norte, con frente a C/ San Benito

El espesor de capa $h_1 = 2,00\text{m}$ (de 0,00 a 2,00m)

a.2.- Edificios del costado Sur, con frente Avda Asturias

El espesor de capa $h_1 = 7,00\text{m}$ (de 0,00 a 7,00m)

**b.- Nivel II y III: Arena de miga (II) y/o Arena tosquiza (III)**

Este nivel de arcosas, que aparece seguidamente al nivel I de relleno, se puede subdividir en : arena de miga-Nivel II, y Arena tosquiza/tosco arenoso-Nivel III.

En el área de influencia de los sondeos S-1, S-2 y S-6, aparece hasta 5,0-10,0m de profundidad una capa de suelo natural de arcosas, con Nivel II de arena con algo de limo/limo arcillosos (arena de miga), color marrón amarillento.

En el área de influencia de los sondeos S-3, S-4 y S-5, aparece hasta 10,0-16,0m de profundidad una capa de suelo natural de arcosas, Nivel III de arena arcilloso limosa (arena tosquiza/tosco arenoso), color marrón claro.

Los ensayos SPT con golpes $N_{30} = 40-70$ y >100 (rechazo); y los ensayos dinámicos DPSH con golpes $N_{20} = 20-60$ y >100 (rechazo); nos clasifican una densidad relativa “densa a muy densa”, en la cota de fondo de excavación de sótanos, entre 715,50 y/o 711,50, según tipo de edificación. Se incluye la tabla siguiente con los parámetros geotécnicos característicos.

Resumen de parámetros geotécnicos característicos

Ensayo de Laboratorio (1) Ensayo in situ (2)	Parámetro de ensayo	Nivel II: arena de miga	Nivel III: arena tosquiza/tosco arenoso	Observaciones
(1)	Humedad natural, w %	6- 8,5	7-11%	---
(1)	Densidad seca, γ_d (T/m ³) Densidad aparente, γ (T/m ³)	~ 1,7-1,9 ~ 1,8-2,1	~ 1,8-2,0 ~ 2,0-2,2	---
(1)	Análisis Granulométrico PT 0,08%	10-15%	20-48%	---
(1)	Límites de Atterberg: Límite Líquido, w_L % Índice de Plasticidad, w_L %	30 - 35% 10 - 15%	35-48 % 15-20%	Se incluye tabla 11, con la clasificación de U.S.C.S. de Casagrande
(1)	Presión de Hinchamiento, P_h (KPa)	(no posee propiedad)	(no posee propiedad)	Arena tosquiza/tosco arenoso, bajo hinchamiento. Arena de miga y arena tosquiza, exenta de esta propiedad.
(1)	Hinchamiento Libre, E_h %	(no posee propiedad)	(no posee propiedad)	Arena de miga y arena tosquiza/tosco, exenta de esta propiedad.
(1)	Compresión simple q_u (Kg/cm ²)	0,50	1,2-5,1	Arena de miga, predecible de baja resistencia, en esta propiedad. Arena tosquiza/Tosco arenoso, consistencia “muy firme a dura”.
(2)	Ensayo dinámico DPSH, con nº de golpes N_{20}	20-60 y “R”	$> 40-60$ y R (>100)	Arena de miga “densa/muy densa” Arena Tosquiza -Tosco arenoso “muy firme/dura”.
(2)	Ensayo dinámico SPT, con nº de golpes N_{30}	33-60 > 100 (R) Media > 50	$> 43-60$ y >100 (R) Media > 60	Arena de miga “densa” Tosco arenoso “muy firme/dura”.



Los ensayos SPT, bajo la cota de embocadura de sondeo, con valores medios de golpes N30 =40-50 hasta 12,0 m; y entre 12,0-16,0m N30 > 50 y "R" rechazo N30 > 100, y clasifican una densidad relativa "densa a muy densa". A los efectos prácticos, de cálculos de empujes sobre pantallas de contención, se adoptará para el nivel II, un espesor medio de capa $h_2 = 5,00\text{m}$, desde el espesor $h_1 = 2,00\text{m}$ en adelante, en los edificios del costado Norte, y desde el espesor $h_1 = 7,00\text{m}$ en adelante, en las edificaciones del costado Sur.

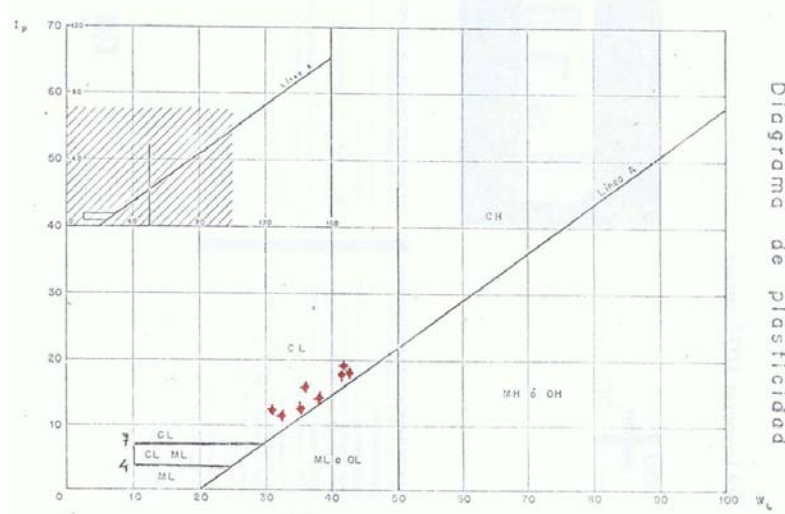
A continuación del nivel II, y en ocasiones seguida al nivel I, aparece la potente capa de arena tosquiza/tosco arenoso color marrón claro-denominada nivel III, que se extiende incluso a mayor profundidad de -16,00m alcanzada en los tantos sondeos.

La permeabilidad estimada para la estratigrafía completa, al tratarse de irregulares espesores de capas, y de contenido granulométrico variable, de forma aproximada se establece la caracterización en los niveles de terreno diferenciados:

- Nivel I de Relleno de explanada, de arena-grava y restos de construcción (flojo a compacidad media): Permeabilidad buena "K" ~ 10-2 cm/seg.
- Nivel II de Arena con algo de limo (arena de miga, densa/muy densa: Permeabilidad buena "K" ~ 10-2 cm/seg.
- Nivel III de Arena c/arcilla limosa-(arena tosquiza, densa/muy densa): Permeabilidad media "K" ~ 10-3 cm/seg por la intercalaciones y pasadas arenosas; Permeabilidad media a baja ~ 10-4 cm/seg en ausencia de pasadas arenosas.

El subsuelo arenoso, de buena calidad geotécnica, tiene como únicas diferencias las propiedades mecánicas de cohesión, mayor en la arena tosquiza/tosco arenoso respecto la arena de miga; y la propiedad de la permeabilidad, mayor en la arena de miga respecto, la arena tosquiza/tosco. La característica principal de las capas arcósicas de nivel II y III, es la elevada capacidad de carga como apoyo de cimentación, y con rápida y baja compresibilidad bajo cargas estructurales.

Carta de Plasticidad de Casagrande, para Clasificación de suelos



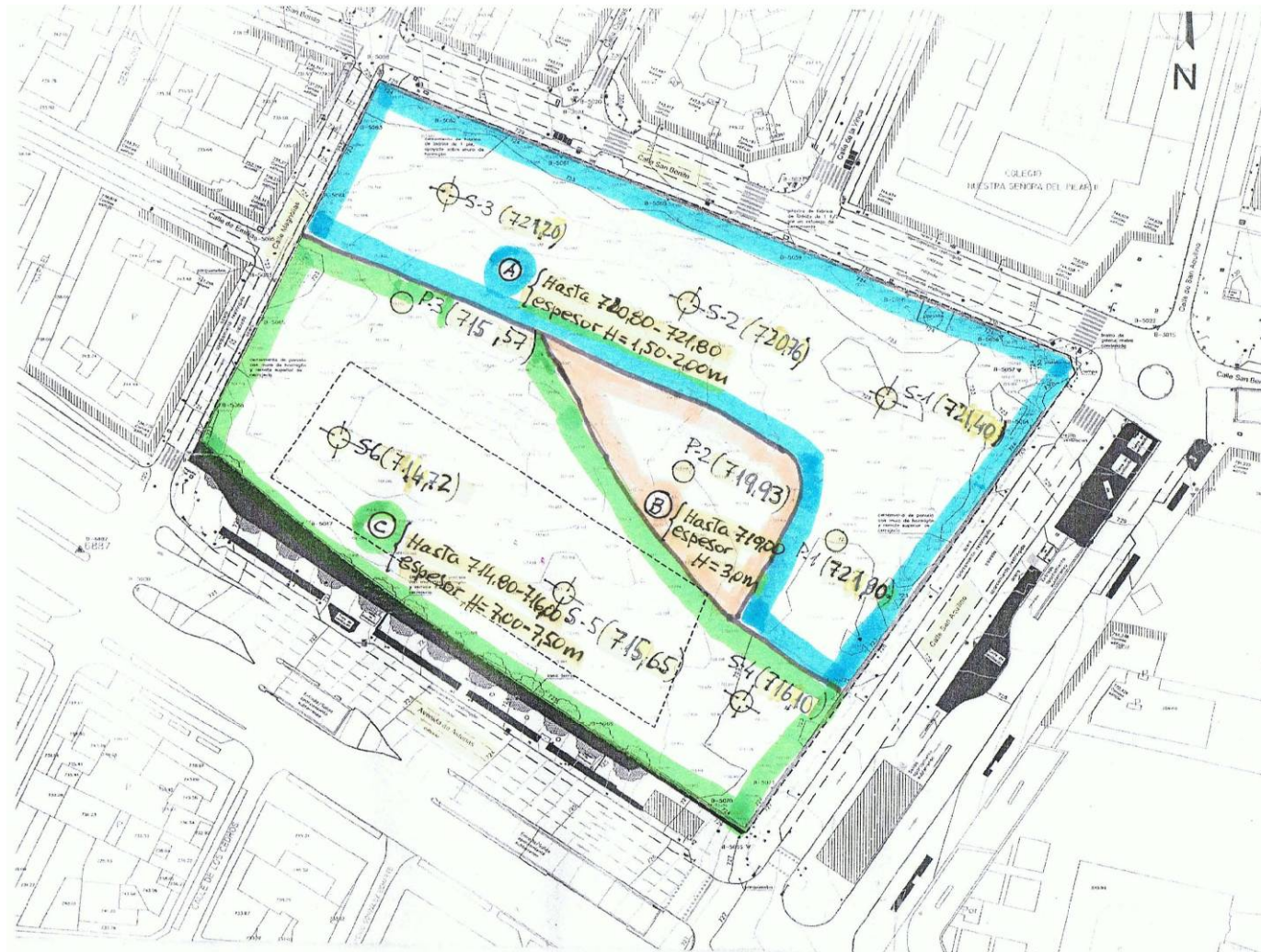


Isolinesas de profundidad de relleno y afloramiento capa de “Firme”.



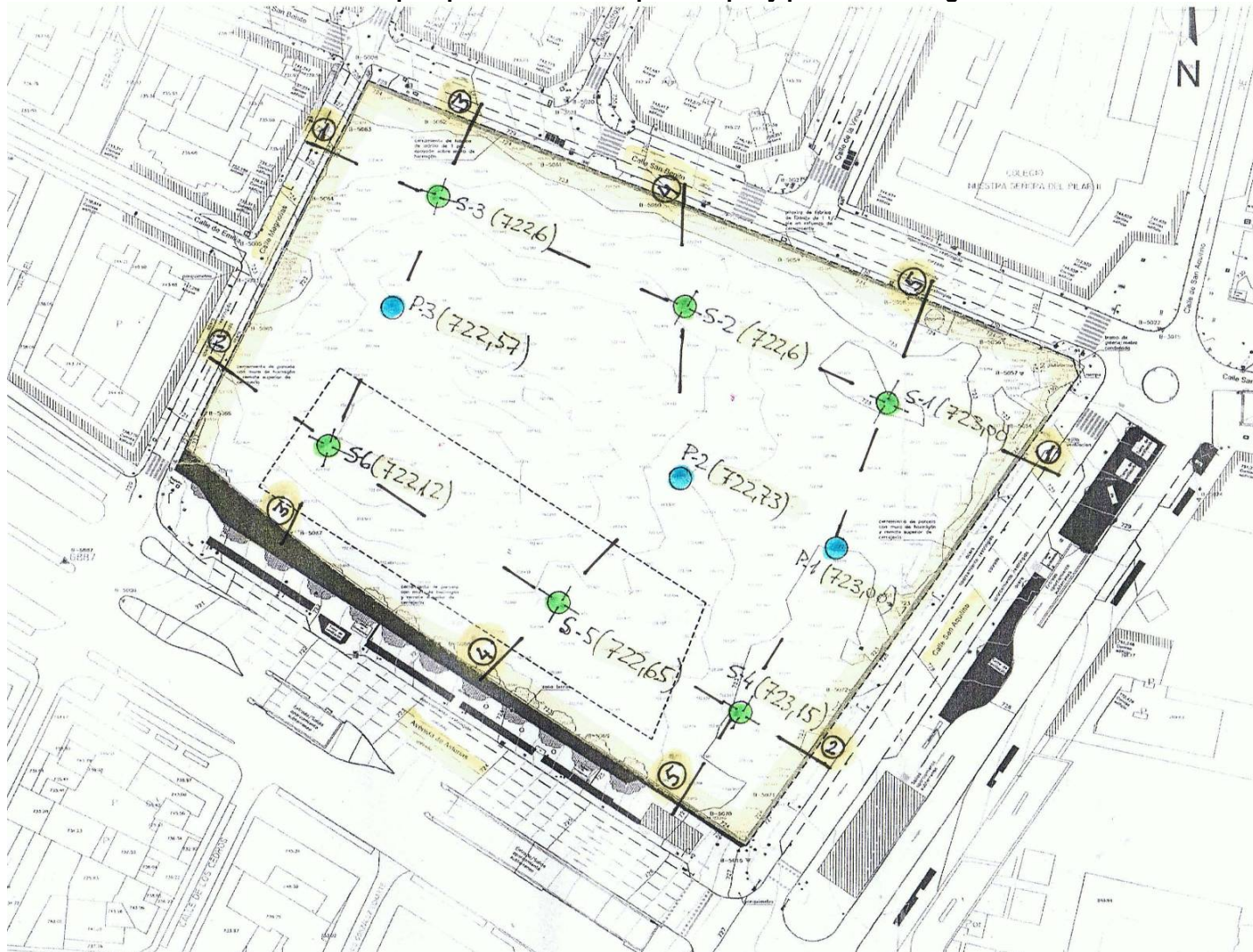


Zonificación de profundidad de relleno y afloramiento capa de "Firme".



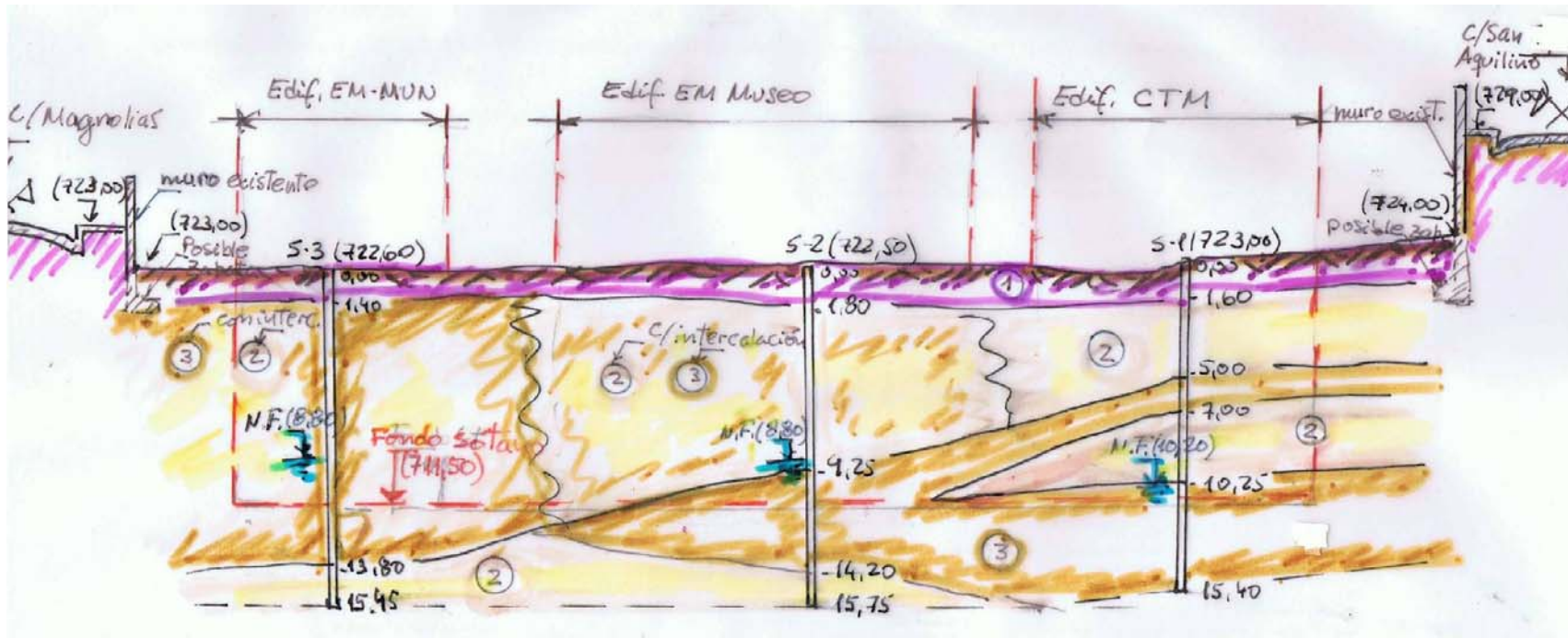


Situación de prospecciones sobre plano topo. y perfiles estratigráfico





PERFIL ESTRATIGRAFICO LONGITUDINAL 1-1. FONDOS DE SÓTANOS PROYECTADOS



Nota: El terreno se conoce con precisión en los puntos de sondeos. El perfil es una interpretación razonable

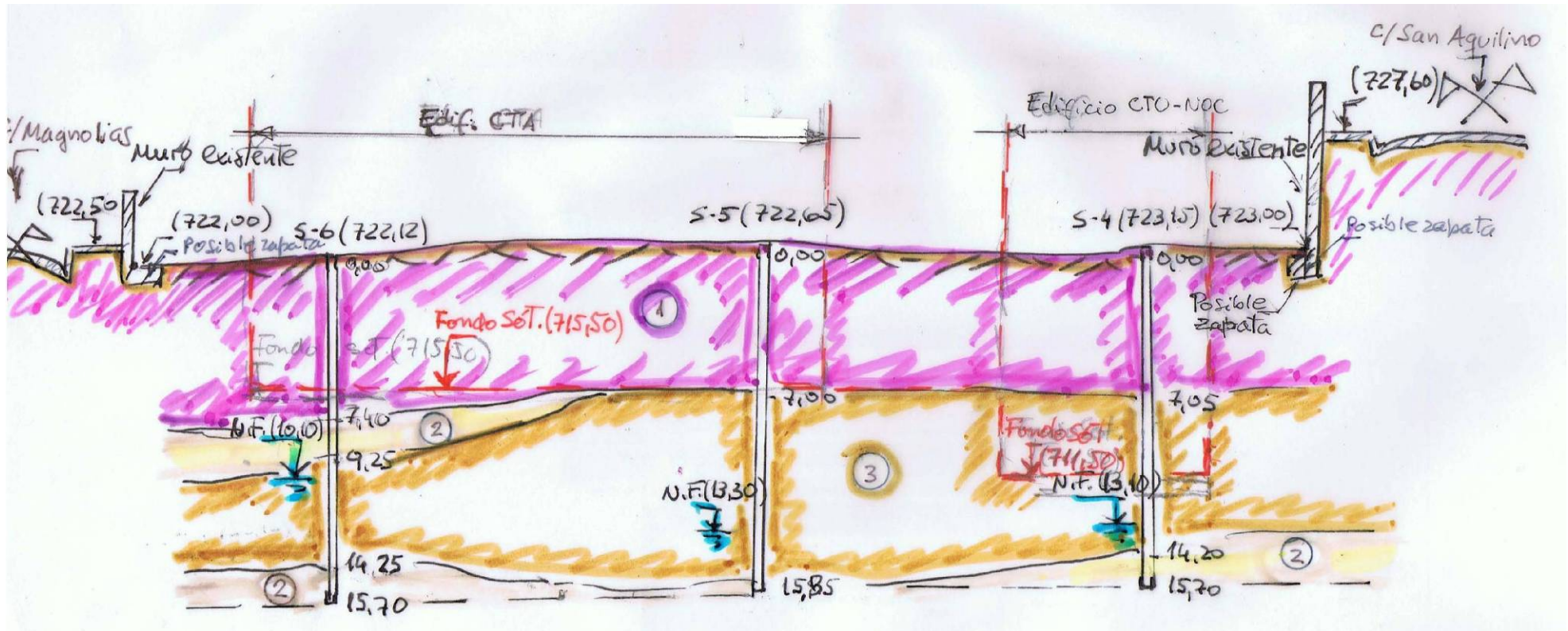
Leyenda: (1) Relleno artificial heterogéneo (flojo); (2) Arena de miga, marrón amarillento (densa a muy densa); (3) Arena tosquiza/tosco arenoso, marrón claro (densa a muy)

Espesores con intercalaciones combinadas de (2) con (3) y/o de (3) con (2)

N.F.= Nivel freático estabilizado (m)



PERFIL ESTRATIGRAFICO LONGITUDINAL 2-2. FONDOS DE SÓTANOS PROYECTADOS



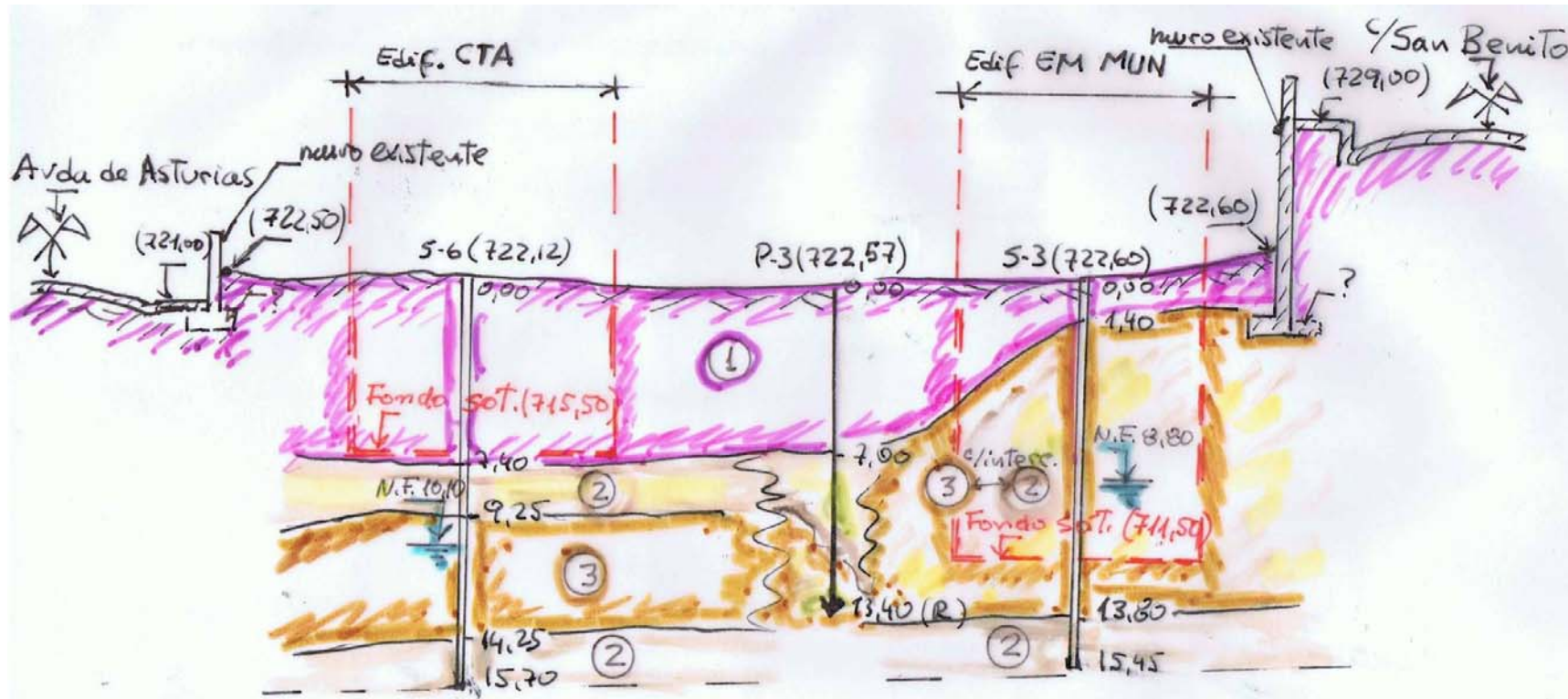
Nota: El terreno se conoce con precisión en los puntos de sondeos. El perfil es una interpretación razonable

Leyenda: (1) Relleno artificial heterogéneo (flojo); (2) Arena de miga, marrón amarillento (densa a muy densa); (3) Arena tosquiza/tosco arenoso, marrón claro (densa a muy

N.F.= Nivel freático estabilizado (m)



PERFIL ESTRATIGRAFICO TRANSVERSAL 3-3. FONDOS DE SÓTANOS PROYECTADOS



Nota: El terreno se conoce con precisión en los puntos de sondeos. El perfil es una interpretación razonable

Leyenda: (1) Relleno artificial heterogéneo (flojo); (2) Arena de miga, marrón amarillento (densa a muy densa); (3) Arena tosquiza/tosco arenoso, marrón claro (densa a muy

Espesores con intercalaciones combinadas de (3) con (2)

N.F.= Nivel freático estabilizado (m)



4.2- NIVEL FREÁTICO

Al finalizar las perforaciones de sondeos realizados, apareció agua en todos los sondeos, estabilizándose a profundidades variables entre 8,80 m y 13,30m. En el plano de isolíneas de nivel freático Fig.20, se puede contrastar si el agua se transforma en obstáculo en los casos de edificios con nivel freático, por encima de la excavación, que es el caso de los edificios del costado Norte.

El agua se infiltra en niveles de pasadas arenosas permeables de arena de miga; y dados los registros descendentes en nivel de agua, en algunos puntos de sondeos.

Se confirma en la actualidad, que existe una escasa potencia acuífera del subsuelo. En dichas condiciones, nuestra hipótesis será la consideración de un terreno saturado, al no disponer de un nivel de agua continuo, para la consideración del terreno en estado sumergido.

Durante la perforación de los seis sondeos realizados, y al finalizar los trabajos de campo, apareció agua en todos las perforaciones.

En épocas de mucha precipitación pluvial, los acuíferos se recargan, y podrán aparecer niveles de aguas transitorios, que fluyen internamente por los niveles y vetas de arena de miga, de carácter permeable. En la tabla siguiente se resumen, los niveles de agua aparecidos.

Resumen Niveles de Agua aparecidos

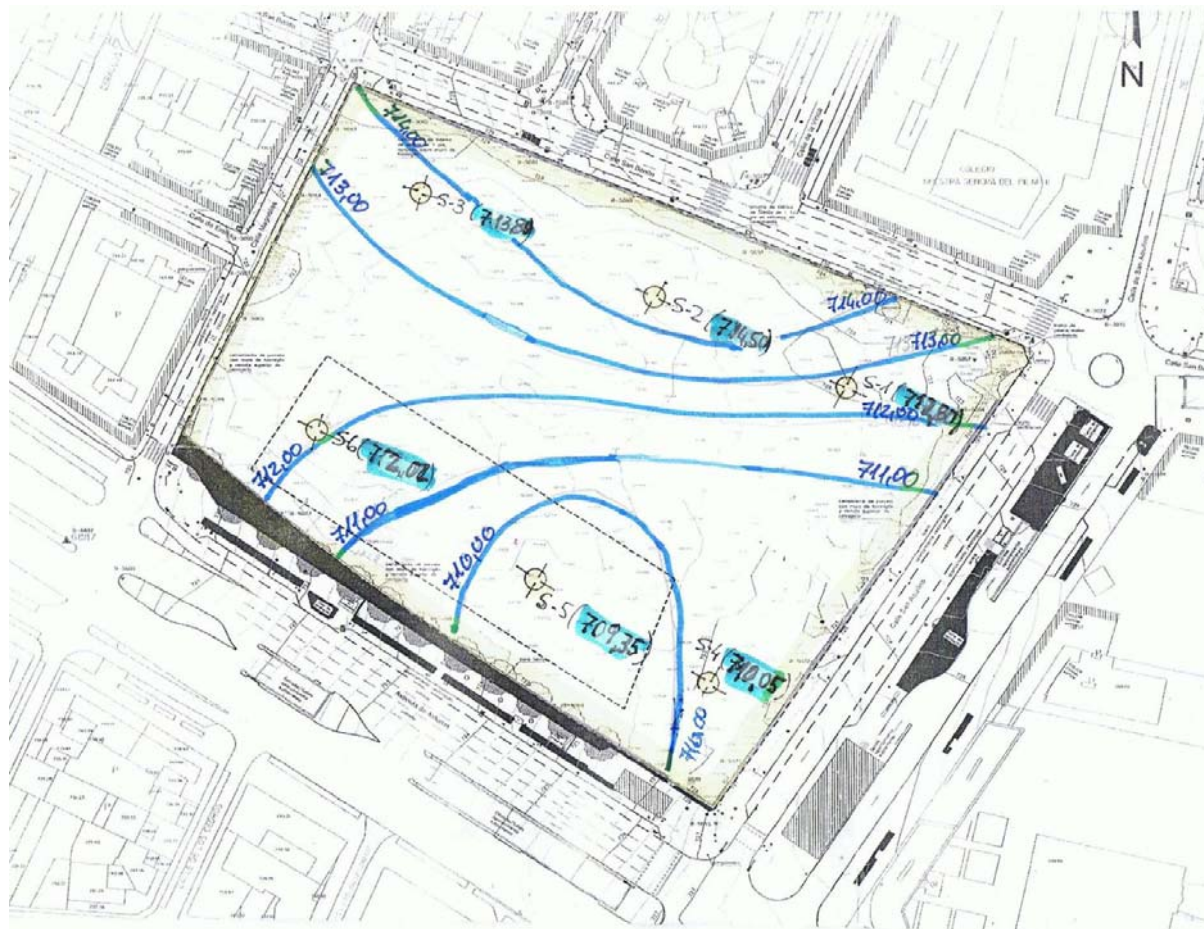
Sondeo N°	Cota embocadura (m)	Profundidad del N.F.(m)	Cota del N.F.(m)	Cota explanación proyecto sótano, en Edificación en sondeo (m)	Observaciones del N.F. respecto explanada de proyecto
1	723,00	- 10,20	712,80	711,50 "Edif. CCTM"	Si es obstáculo para construcción
2	722,56	- 8,80	714,56	711,50 "Edif. EM Museo"	Si es obstáculo para construcción
3	722,60	- 8,80	713,80	711,50 "Edif. EM MUN"	Si es obstáculo para construcción
4	723,15	- 13,10	710,05	711,50 "Edif. CTO-NOC"	No es obstáculo para construcción
5	722,65	- 13,30	709,35	715,50 "Edif. CTA"	No es obstáculo para construcción
6	722,12	- 10,10	712,02		



ESTUDIO MEDEM

Taller de Ingeniería e Innovación

Isolneas de niveles de agua





5.- ESTUDIO DE LA CIMENTACIÓN

El Centro Integral de Transporte - Metro de Madrid consta de un proyecto de edificaciones variadas en tipologías en alturas sobre rasante, con un nº de plantas de sótano y profundidad de vaciado de tierras.

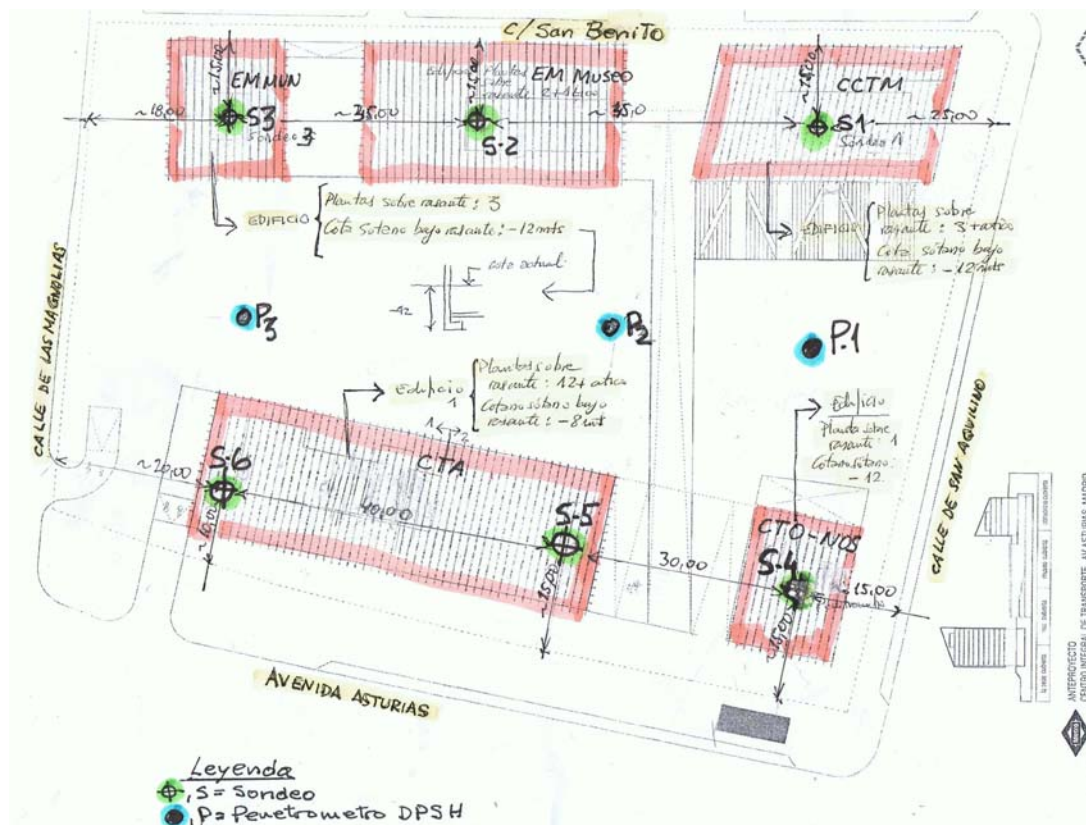
Los bloques del costado Norte sobre la c/ San Benito constan de las tipológicas de edificación (ver figura adjunta).

- Edificio CCTM: 3 Plantas S/ rasante + ático. Fondo excavación de sótano -11,00m (711,50).
- Edificio EM Museo: 3 Plantas S/ rasante. Fondo excavación de sótano -11,00m (711,50).
- Edificio EM NUM: 3 Plantas S/ rasante. Fondo excavación de sótano -11,00m (711,50).

Los bloques del costado Sur sobre Avda Asturias constan de las tipológicas de edificación:

- Edificio CTO-NOC: 1Plantas S/ rasante. Fondo excavación de sótano -11,00m (711,50).
- Edificio CTA: 13 Plantas S/ rasante. Fondo excavación de sótano -7,00m (715,50).

Situación de prospecciones y tipologías de proyecto





Basados en las características del terreno y tipos de proyectos, se redactan las siguientes conclusiones y propuestas para el diseño y cálculos de las estructuras en contacto con el terreno.

5.1 Contención perimetral con pantalla de pilotes. Metodología de excavación de sótanos, y parámetros de empujes de tierras

La propuesta para la construcción del cerramiento perimetral de sótanos profundos, para vaciado de tierras entre -7,00 a -11,00 m bajo la superficie topográfica actual +/-0,00 (cota ~ 722,50), en los distintos bloques de edificación proyectados, responde a las características del terreno descritas, la ponderación e incidencia del nivel de agua, por ej. intercalado en los edificios del costado Norte, y sobre el fondo de excavación proyectado, que se resume en la Tabla de los niveles de agua aparecidos en la relación de sondeos realizados S-1 a S-6.

Para evaluar el empuje resultante de la sollicitación de tierras sobre pantalla, se presentan los parámetros geotécnicos característicos, de cada capa de nivel de terreno diferenciado, con su espesor en contacto con el paramento vertical de pantalla.

Por otra parte, se destaca que el empuje resultante sobre las pantallas, también depende de la metodología de construcción y excavación de sótanos, como así del tipo de sistema de sujeción provisional que se adopte.

Por ello, es necesario establecer en principio, una hipótesis constructiva del cerramiento perimetral, y un sistema de sujeción auxiliar temporal, que junto a los parámetros geotécnicos, y espesores de capas, para cada zona de edificación prevista, permita la evaluación de esfuerzos de empuje y cálculos a flexión, de pantalla de contención propuesta.

5.1.1 Edificios del lindero Norte, c/ San Benito: EM MUN; EM Museo; y CCTM.

Casos de pantalla discontinua o continua de pilotes CPI8

En los edificios del lindero Norte sobre c/ San Benito, y localizados en las áreas de influencia de los sondeos S-1, S-2 y S-3, como se muestra en el perfil estratigráfico 1-1 Fig. 15, el subsuelo se caracteriza desde la plataforma 722,50, por una delgada capa de relleno $h_1 < 2,00\text{m}$; que recubre el potente substrato mioceno arcósico de arena de miga/arena tosquiza.

El nivel freático, se detecta entre -8,80 y -10,20m; es decir aparecerá sobre la cota inferior de sótano, estimada en estos edificios del costado Norte para 3 sótanos ~711,50.

En dichas condiciones, existen dos alternativas adecuadas para la construcción del cierre perimetral de sótanos: pantalla discontinua de pilotes, ó la pantalla continua de pilotes tipo secantes CPI8, con ventajas y desventajas técnico-económicas a ponderar por la dirección del proyecto. En las figuras siguientes se ilustra el proceso de ejecución del pilote con extracción de terreno y hormigonado con barrena continua tipo CPI8.

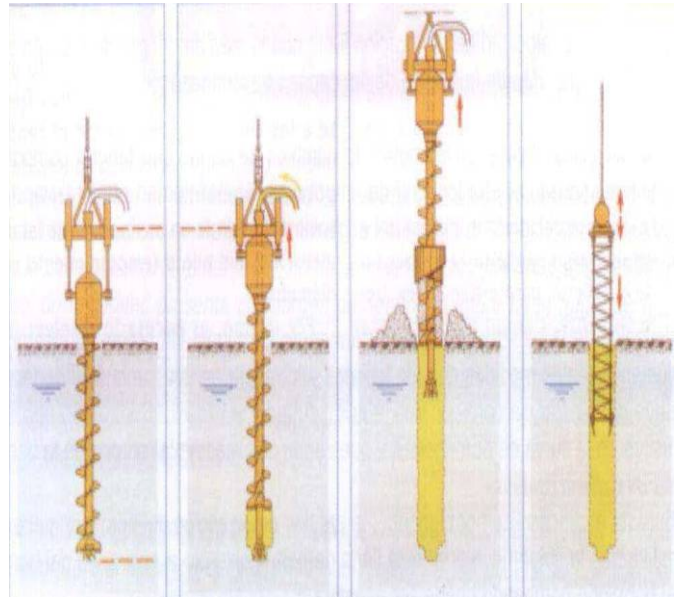


Imagen grúa con barrena continua de pilotes CPI8_Esquema operativo de perforación y hormigonado en sentido ascendente.

a) Caso de Pantalla discontinua de pilotes tipo CPI8.

Se considera adecuado a los efectos de la integridad estructural del pilotes, el uso del pilote discontinuo, perforado y hormigonado con barrena continua, tipo CPI8, con la punta empotrada bajo la cota inferior de sótano ~711,50.

El sistema de sujeción, dado el gran desnivel con la c/ San Benito, y probable no afección en la construcción vecina, podría ser viable previo estudio, de un sistema de anclajes provisionales del tipo postensado; construyendo filas de anclajes con los sucesivos vaciados de tierras, al amparo del cerramiento construido, hasta alcanzar la cota inferior.

Otra alternativa de sujeción, sería mediante acodalamiento de vigas de celosía, entre pantalla perimetral próximo a la calle y la pantalla interior en paralelo, y escuadras metálicas para las esquinas de pantallas concurrentes.

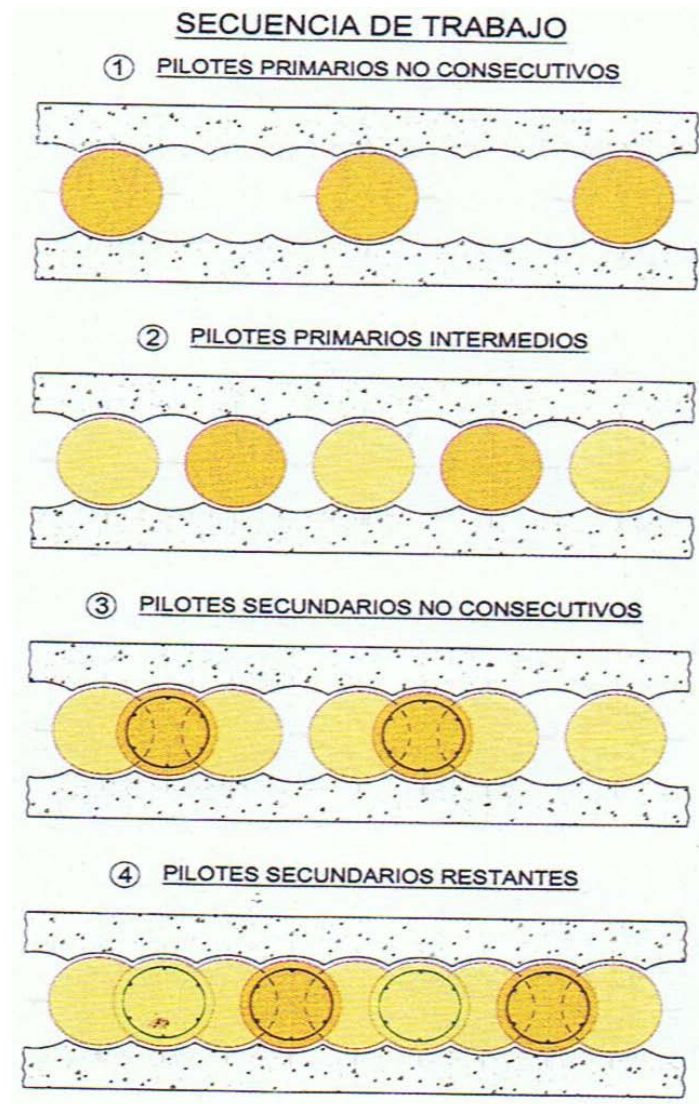
De repetirse las circunstancias actuales, al efectuarse el vaciado de tierras, aparecerá el nivel de agua intercalado sobre el fondo de excavación. La pantalla discontinua de pilotes, como es sabido, no tienen estanquidad de las discontinuidades existentes, y se producirá el inexorable afloramiento de agua en el terreno recinto de excavado. Por ello, al finalizar o durante la excavación proyectada, se considera dominable para captar y evacuar las aguas; con la técnica de achique por bombeo, y permitir trabajar en seco dentro del recinto vaciado, y construir la cimentación de pilares centrales.



b) Caso de Pantalla continua con pilotes secantes tipo CPI8

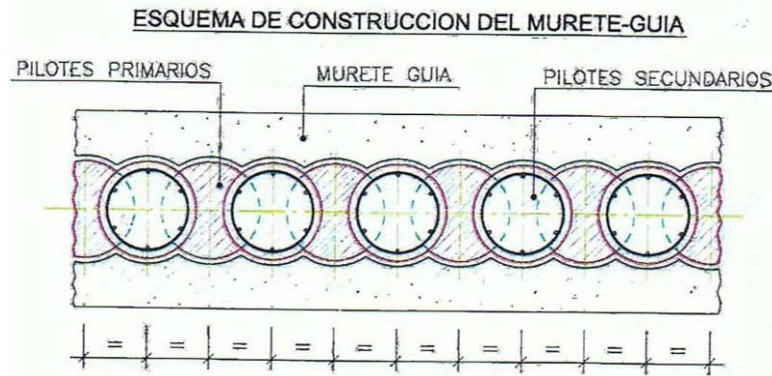
Este sistema de similar construcción a la descrita anteriormente en el apartado anterior, incluso la misma maquinaria especializada en pilotes con extracción del terreno, tiene la variante de la ejecución de pilotes secantes, es decir construir primero una serie de pilotes de mortero, y seguidamente a esta serie alterna, construir pilotes intermedios secantes, de hormigón armado (ver figuras siguientes).

Ejemplo de Diseño constructivo de pilotes secantes, con secuencia de trabajo





Detalle de murete guía y pantalla continua con pilotes secantes



Este tipo de pantalla continua de pilotes secantes, tienen la ventaja de proporcionar una mejora, en la estanquidad del recinto de sótanos, al cortar o disminuir el acceso del agua, en el sótano excavado al abrigo de la pantalla construida.

A modo de ejemplo se adjuntan las imágenes siguientes de una obra (Remodelación Estación de Atocha 2010/12), aplicado este sistema con eficacia para la construcción de los grandes pozos profundos, de 20,0 m de profundidad y 10,0 m de diámetro; acometida eficazmente bajo el nivel de agua, permaneciendo dicho nivel en trasdós de pantalla de pilotes secantes, al efectuarse el vaciado tierras, como se ilustra en el reportaje fotográfico.

Vistas de la ejecución generica de construcción de pilotes secantes, en nuestra participacion en obras de Estudios Geotécnicos, y asistencia técnica durante la ejecución

lizado y centrado de armadura y colocación de armadura en pilotes de hormigón armado





**REMDELACIÓN DE ESTACIÓN DE ATOCHA: EJ. POZOS PROFUNDOS, CON PILOTES
SECANTES 2010/11, BAJO NIVEL FREÁTICO**



Remodelación Estación de Atocha Fase2: Vista de la marquesina y prospecciones control de mejora de Jet grouting



Vista del pozo P-1, con los alcantarillados de: escudo abierto y cerrado construidos; Oct. 2010



Pozo P-1, construido con una cortina de pilotes tipo secantes; comportamiento estanco -Oct. 2010



Detalle de las humedades contenidas en el trasdós de muro, aflorantes solo por pilotes de mortero. Intradós con acumulación de aguas pluvial reciente.- Oct.2010



Detalle de la transmisividad de humedad del pilote de mortero. No hay afloramiento de agua, comportamiento estanco.

El estudio geotécnico complementario realizado en la Estación Atocha, para la Remodelación Fase 2 de AVE acceso Madrid-Valencia, con servicio de asesoría técnica de control del proyecto y de ejecución, con métodos innovadores; fueron la clave buenos resultados obtenidos, en la construcción de Infraestructura FFCC de AVE Estación de Atocha (año 2010/12).



5.1.2 Edificios del lindero Sur, Avda. Asturias: CTA; y CTO-NOC.

Caso de Pantalla discontinua de pilotes tipo CPI8

En los edificios del lindero Sur, sobre Avda. Asturias y localizados en las áreas de influencia de los sondeos S-4, S-5 y S-6, como se muestra en el perfil estratigráfico 2-2 Fig. 16; el subsuelo se caracteriza desde la plataforma 722,50 y rasante de tierras actual, por una gruesa capa de relleno $h_1 \sim 7,00\text{m}$; que recubre el potente substrato mioceno arcósico de arena de miga/arena tosquiza.

El nivel freático, se detecta entre -10,10 y -13,30m; es decir aparecerá bajo la cota inferior de sótano, estimada para el edificio de esquina Avda. Asturias C/V c/ Magnolias, en altura de 13 plantas sobre rasante para 2 sótanos $\sim 715,50$; y para el edificio de 1 planta sobre rasante, en Avda. Asturias C/V c/ de San Aquilino para 3 sótanos $\sim 711,50$.

En dichas condiciones, a los efectos de la integridad estructural del pilotes se considera adecuada la construcción de la pantalla discontinua de pilotes, perforados y hormigonados con barrena continua, del tipo CPI8, con la punta empotrada bajo la cota inferior de sótano, desde $\sim 715,50$ en adelante, para el caso del edificio CTA en gran altura; y en el caso del edificio de una altura CTO-NOC, empotrados desde el fondo inferior de cota $\sim 711,50$.

El sistema de sujeción auxiliar, por ejemplo mediante anclajes del tipo postensado, no sería aconsejable en estos edificios CTA y CTO-NOC por las condiciones del entorno, con las construcciones soterradas de Metro, existentes en Avda. Asturias y por la estrechez de la calles Magnolias y San Aquilino. Por tanto para las pantallas de estos edificios, se recomienda aplicar sistema tradicional de acodalamientos, con sujeciones de entibaciones o vigas de celosía, y escuadras de vigas metálicas en esquinas.

En principio y de darse en fase de obra las circunstancias actuales, con el nivel de agua subyacente al fondo de la excavación proyectada, el agua no será obstáculo constructivo, ni para el movimiento de tierras del núcleo de sótanos, ni para la construcción de la cimentación de pilares centrales, desde el fondo de excavación proyectado.

5.2.- Cerramiento de sótanos. Parámetros de empuje para pantallas de pilotes.

Los parámetros de empuje para pantallas de pilotes se establecen para la estratificación tipo conocida de los edificios en costado Norte y Sur, desde la plataforma de nivel del reconocimiento geotécnico de cotas de embocaduras de sondeos $(722,50) \equiv \pm 0,00$ hipótesis aproximada.



5.2.1.- Empujes sobre Pantallas de pilotes

a) Empuje activo E_a , del nivel I: resultante de empujes E_{a1} y E_{a2}

a.1) Empuje activo E_{a1} : Espesor h_1 diferenciado por zonificación Estratigráfica

- **Caso Capa $h_1=2,00$ m.** (de 0,00 a -2,00 m) en pantalla de **Edificios del lindero Norte EM MUN; EM Museo; y CCTM**, sobre c/ San Benito.
- **Caso Capa $h_1=7,00$ m.** (de 0,00 a -7,00 m) en pantalla de **Edificios del lindero Sur CTA y CTO-NOC**, sobre Avda. Asturias.
- Material: relleno mezcla de arena y limo (flojo).
- Densidad aparente, $\delta_1 = 1,60 \text{ t/m}^3$
- Cohesión $c_1 = 0$ (nula)
- Angulo de rozamiento interno, $\varphi_1 = 30^\circ$
- Coeficiente de empuje activo, $K_{a1} = 0,33$
- Módulo de Balasto horizontal, $K_{h1} = 2.000 \text{ T/m}^3$

a.2) Empuje activo E_{a2} : Espesor h_2 diferenciado por zonificación Estratigráfica y cota inferior de excavación

- **Caso Capa $h_2=9,00$ m.** (de -2,00 a -11,00 m) en pantalla de **Edificios del lindero Norte EM MUN; EM Museo; y CCTM**, sobre c/ San Benito
- **Caso Capa $h_2=1,00$ m.** (de -7,00 a -8,00 m) en pantalla de **Edificios lindero Sur CTA**, sobre Avda. Asturias
- **Caso Capa $h_2=4,00$ m.** (de -7,00 a -11,00 m) en pantalla de **Edificio CTO-NOC** en esquina lindero Sur, sobre Avda. Asturias C/V c/ de San Aquilino
- Material: arena de miga/tosquiza (densa/muy densa).
- Densidad aparente, $\delta_2 = 2,10 \text{ t/m}^3$
- Cohesión $c_2 = 0,3 \text{ Kg/cm}^2 = 3 \text{ T/m}^2$ (valor medio)
- Angulo de rozamiento interno, $\varphi_2 = 37^\circ$
- Coeficiente de empuje activo, $K_{a2} = 0,25$
- Módulo de Balasto horizontal, $K_{h2} = 15.000 \text{ T/m}^3$ (arena de miga/tosquiza)

b) Empuje pasivo E_p , del nivel III; Empuje pasivo E_{p3} : con arranque diferenciado según profundidad de vaciado de sótano

- **Caso Capa $h_3 \geq 2,00$ m.** Edificios Norte EM MUN; EM Museo y CCTM, sobre c/ San Benito (desde -11,00m cota inferior sótano a -13,00m, como longitud de empotramiento X m según cálculo, mínimo 2,00m)
- **Caso Capa $h_3 \geq 2,00$ m.** Edificio Sur Este “CTO-NOC” de Avda. Asturias C/V c/ de San Aquilino (desde -11,00m cota inferior sótano a -13,00m, como longitud de empotramiento X m según cálculo, mínimo 2,00m)
- **Caso Capa $h_3 \geq 2,00$ m.** Edificio Sur “CTA” de Avda. Asturias C/V c/ Magnolias (desde -7,00m cota inferior sótano a -9,00m, como longitud de empotramiento X m según cálculo, mínimo 2,00m)



- Material: arena arcillosa “arena tosquiza” (muy densa).
- Densidad aparente, $\delta_3 = 2,10 \text{ t/m}^3$
- Cohesión $c_3 = 0,5 \text{ Kg/cm}^2 = 5 \text{ T/m}^2$
- Angulo de rozamiento interno, $\phi_4 = 37^\circ$
- Coeficiente de empuje pasivo, $K_{p4} = 4,02$
- Módulo de Balasto horizontal, $K_{h4} = 20.000 \text{ T/m}^3$

En los linderos con trasdós de tierra, el esfuerzo resultante de empujes activo “Ea” del paramento de sótano, y el empuje pasivo del empotramiento “Ep”, dependerá a su vez del sistema constructivo adoptado.

Por consideraciones de prevención, en posibles incidencias en construcciones vecinas y de obras soterradas bajo Avda. Asturias; no se aconseja el uso de intercalar filas de anclajes distribuidos en altura, siendo recomendable otras técnicas de refuerzo como se plantearon anteriormente, mediante estructuras auxiliares de entibación y acodalamientos en cabezas intermedias, y escuadras en esquinas de pantallas.

Se recomienda en general para las pantallas con alturas de empujes en trasdós $H > 8,0\text{--}12,00\text{m.}$, para la cortina de pilotes discontinuo, o la alternativa de pantalla continua de pilotes secantes, en el edificio Norte de c/ San Benito; adoptar como mínimo con una longitud de empotramiento $l_e > 2,0 \text{ m}$ bajo la cota inferior de excavación.

En los costados de pantalla de pilotes con trasdós de tierra, el esfuerzo resultante del empujes activo “Ea” sobre el paramento de sótano, y el empuje pasivo del empotramiento “Ep”, dependerá a su vez del sistema constructivo adoptado, y sujeción intermedia adoptada, por ej. acodalamientos con puntales; rebaje de núcleo al amparo del refuerzo con una berma de contrafuerte de tierras temporales, etc.

5.3.- Cimentación de Estructura resistente de pilares. Parámetros resistentes de cálculo.

5.3.1.- Pilares perimetrales sobre pantalla en bloques de edificios linderos Norte y Sur.

Los pilares perimetrales transmitirán directamente la carga sobre la cimentación la pantalla de pilotes construida del tipo pilotes discontinuo, o bien pilotes secantes en su caso para los edificios, caso de los cierres situados sobre bloques de edificios, del lindero norte de c/ San Benito.

La cimentación profunda se podrá construir sobre la plataforma de trabajo superficial actual, a preparar sobre la cota de parcela explanada $\sim 722,50$, mediante los pilotes CPI 8 empotrados en “firme” que aflora en todos los caso de edificios proyectado, bajo la cota inferior de sótanos.

Dicho fondo de excavación varía según proyectos diferenciados, entre cotas $711,50$ y $715,50$; aflorando la capa de arena de miga/arena tosquiza (muy densa), para los empotramientos de pilotes.

La pantalla continua de pilotes discontinua o continua secante en su caso, deberá dimensionarse para soportar además de la carga vertical de la súper estructura, la carga combinada horizontal del empuje de tierras horizontal, y absorberse con la serie de pilotes de la pantalla por unidad de longitud.



Se podrá considerar entonces, que la carga máxima por pilar Q_{\max} , se absorbe con la rigidez de la propia pantalla, y la capacidad de carga lineal por unidad de longitud, soportara la combinación de esfuerzos verticales de pilares-horizontales de empuje de tierras. En este caso la viga de coronación en cabeza, actúa como un encepado de la serie de pilares que se vinculan.

Por las características del terreno, el tipo de pantalla discontinua o continua de pilotes CPI8, se dimensionará con la punta empotrada bajo cota inferior de sótanos, con $l_e > 4$ veces el ancho-diámetro de pilotes-pantalla adoptado, y como mínimo $l_e = 2,0m$, en el seno del substrato de arena tosquiza predominante, con la longitud del pilote en fuste de empotramiento de cálculo l_e .

Para el cálculo de la resistencia unitaria por fuste y punta, por cada metro lineal de pantalla de pilotes, se han utilizado las formulaciones usuales, con los ensayos in situ, y de antecedentes en ensayos tipo presiométrico, para terrenos arenosos de la zona Norte de Madrid.

Para el grupo de pilotes empotrados en el nivel II o III de arena tosquiza predominante estado “muy denso”, se podrá calcular la Capacidad de carga Q_h en Ec.(1, en función de la resistencia por punta r_p y la resistencia por fuste r_f , a partir de los ensayos in situ SPT y DPSH con valores de golpes $N > 50-100$ golpes; y también por el procedimiento de los ensayos presiométricos.

La capacidad de carga a la rotura por hundimiento del pilote individual Q_h , por formulación empírico-experimental Ec. 1, se obtiene:

$$Q_h = r_p \times A_p + r_f \times A_f = Q_p + Q_f \quad (1)$$

Siendo: A_p = área de la base de pantalla adoptado (en función de $B \equiv \emptyset$.)

A_f = en nuestros caso área del fuste en la capa de “firme” longitud de empotramiento de cálculo y como mínimo $l_e = 2,0m$, en arena tosquiza

Para obtener la carga de servicio “ Q_s ” por metro lineal de pantalla de pilotes, se deberá afectar a las componentes Q_p y Q_f , por los respectivos coeficientes de seguridad F_1 y F_2 (adoptados según criterio del calculista, siendo normal emplear “3” para la punta y “2” para el fuste). Para obras de edificación el CTE, se recomienda en la Ec. 2, utilizar $F_1=F_2= 3$.

$$Q_s = \frac{Q_p}{F_1} + \frac{Q_f}{F_2} \quad (2)$$

Se recomienda que los pilotes se prolonguen la longitud de empotramiento prevista en cálculo y como mínimo 2,0 m bajo cota inferior de sótano, y en el seno de la capa de “arena tosquiza” (muy densa) del nivel III, que aparece en general desde el fondo de excavación previstos, en cada proyecto edificación en concreto.

Para el cálculo de la capacidad de carga última o de hundimiento “ Q_h ” del pilote individual, trabajando por punta y rozamiento del fuste empotrado, se aconsejan los siguientes parámetros resistentes:



- Resistencia unitaria por fuste, $r_f = 1,0 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ t/m}^2$.
- Resistencia unitaria por punta, $r_p = 50,0 \text{ kg/cm}^2 = 500 \text{ t/m}^2$ (valor medio de ensayos SPT y presiométricos).

Nota: Durante la fase constructiva del pilotaje, se aconseja realizar un parte de ejecución del pilote individual, describiendo materiales atravesados, control de la profundidad de empotramiento mínimo, niveles de agua aparecidos (en su caso), y toda incidencia de interés.

Cabe destacar, a los efectos del dimensionamiento, que dada la rigidez de la pantalla de pilotes perimetrales, éstos trabajan en grupo de dos ó tres pilotes como mínimo, por cada pilar perimetral.

En el dimensionamiento de la pantalla, se deberá verificar que las cargas máximas $Q_{\text{máx}}$ en cada unidad de pilote o de pilotes por unidad de longitud, soporte de las cargas transmitidas por pilar, y otras solicitaciones de momentos de cargas horizontales de empuje de trasdós, son compatibles con el parámetro del tope estructural del hormigón de pilote $T_e = 40,0 \text{ kg/cm}^2$, que se aplicará Ec.3, en la verificación del dimensionado de pantalla de pilote por metro lineal, tal que se cumpla la siguiente condición:

$$\frac{Q_{\text{máx}}}{A_p} \leq T_e (40,0 \text{ kg/cm}^2) \quad (3)$$

El criterio del dimensionamiento optimizado con el Tope estructural T_e , requiere también la Ec.3, utilizando los parámetros resistentes recomendados, y despejar en Ec.4, la variable de la longitud de empotramiento en “firme” l_e . Como ya se ha mencionado $l_p > 4 \varnothing$ (diámetro o ancho del pilote adoptado) mínimo $l_e \sim 2,00\text{m}$, que se transmita al pilote la capacidad de carga máxima compatible con el tope estructural Ec. 4.

$$T_e = \frac{Q_s}{A_p} = \frac{r_{ps} * A_p}{F_1} + \frac{r_{fs} * (\pi * B * l_e)}{F_2} \quad (4)$$

Puesto que en la Ec. 4, los parámetros y variables están prefijadas o conocidas según predimensionamientos; con el criterio de aplicación del tope estructural, se podrá despejar la incógnita del cálculo l_e , la longitud de empotramiento en “firme” de arena tosquita en nuestro caso.



5.3.2.- Pilares centrales: zapatas, sobre pantalla en bloques de edificios del lindero Norte y Sur

En todos las unidades de bloques de edificación proyectados, tanto sobre c/ San Benito (lindero Norte), como el lindero Sur de Avda. Asturias (lindero Sur), al efectuarse el vaciado de sótano al amparo del cerramiento construido, para 2 y 3 plantas de sótanos en las cotas de fondo de excavación de 711,50 ó de 715,50 según los casos, aflorará en general el nivel III de arena tosquilla, o sino ocasionalmente el nivel II de arena de miga, color marrón claro y marrón amarillento “muy denso”. En el fondo del edificio CTA, aflorará un delgado espesor decimétrico de relleno, que se atravesará con el canto de las zapatas a construir.

Las capas arenosas del fondo de sótanos son aptas como apoyo de cimentación.

En dichas condiciones la solución propuesta, para la estructura resistente de pilares centrales, en todos los bloques del lindero Norte y Sur, incluso con tipología diferenciada; será la **cimentación directa mediante zapatas aisladas** tipo elásticas o combinadas según el caso, con el canto empotrado bajo la superficie inferior de sótano rebajada.

Para el dimensionamiento de las zapatas, se recomienda dimensionar con una tensión admisible $\sigma_{adm} = 5,0 \text{ kg/cm}^2$ (500 KPa). Destacamos que la presión neta al subsuelo, a los efectos de interacción suelo-estructura, de asientos bajo cargas, será de una presión neta de contacto incluyendo y descontando la precompresión sobre el substrato arcósico, con las tierras excavadas de sótanos, media $2,0 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma_{ad} - \sigma_n \equiv \sigma_t = 3,0 \text{ kg/cm}^2$ (300 KPa)

Para el cálculo de la cimentación, se deberá de definir módulo de Balasto K_s , en función del módulo $K_{s1} = 15 \text{ Kg/cm}^3$ (placa $0,30 \times 0,30\text{m}$), y del ancho “B” de cimentación estimado con zapata, y del tipo de suelo arenoso en este caso.

Se verifica la doble condición de seguridad del parámetro resistente, a la rotura por hundimiento con un coeficiente de seguridad $F > “3”$, y la verificación de asientos admisibles, tal que el asiento real “S” sea inferior al asiento admisible $S_{adm} = 2,5 \text{ cm}$ ($S < S_{adm}$).

5.3.2.1.- Justificación de cálculos y parámetros resistentes. Condiciones de seguridad para zapatas:

a) Parámetro de Coeficiente de Balasto para zapatas “ K_s ”

Por otro lado y para el cálculo de la zapata en proyecto, se deberá definir el **módulo de balasto “ K_s ”**, en función del coeficiente de balasto $K_{s1} = 50 \text{ kp/cm}^3 = 500.000 \text{ KN/m}^3$ (placa de $0,30 \times 0,30$) y de la geometría de la zapata de apoyo en planta.



En el Manual de Cimentaciones de José María Rodríguez Ortiz, para la determinación del parámetro módulo de balasto de la zapata " K_s ", propone la siguiente formulación para suelos arenosos Ec. 5:

Para arenas: $K_s = K_{s1} \cdot [B+1 / (2 \cdot B)]^2$ (5)

Donde "B" es el ancho de la zapata, expresado en pies (1 pie= 30,48 cm).

Por ejemplo para una zapata de B = 2,00 m (200cm); **$K_s = 16,60 \text{ kp/cm}^3 = 166.000 \text{ KN/m}^3$**

b) Condiciones de seguridad.

Se verifica también la seguridad del parámetro resistente a la rotura por hundimiento con un coeficiente de seguridad $F > "3"$, y la de condición de asientos admisibles, tal se calculó para el asiento máximo desde el punto de vista teórico, "S" sea inferior al asiento admisible $S_{adm} = 2,5 \text{ cm}$ ($S < S_{adm}$).

A continuación, verificamos el coeficiente de seguridad de la capacidad de carga al hundimiento, de las zapatas, respecto a la tensión admisible del terreno **$\sigma_{adm} = 5,0 \text{ kg/cm}^2$ (500 KPa)**, recomendada para proyecto.

b.1 Hundimiento a la rotura.

Realizamos en primer lugar el cálculo de la carga admisible verificando la condición de la seguridad frente al hundimiento Ec 6, para la zapata de cimentación, sobre el nivel de terreno formado por arena tosquita color marrón claro, en condiciones de resistencia al corte sin drenaje (caso más desfavorable), mediante la siguiente expresión de Terzaghi, basada en formulaciones empírico – prácticas experimentales, y que adaptada a nuestro caso resulta para la tensión-presión de rotura, σ_r :

$$\sigma_r = C_u \cdot N_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \quad (6)$$

Donde:

- **C_u** = Resistencia al corte sin drenaje (para arenas nuestro caso, con una sobrecarga de tierras de $h \sim 10\text{m}$ (hipótesis); $\sigma_n = 2,0 \text{ Kg/cm}^2$), $\zeta_{m\acute{a}x} \geq 0,5 \text{ Kg/cm}^2 = 5,0 \text{ t/m}^2$ (~ resultado de ensayo de corte directo CUU). Se adopta $C_u = 0,3 \text{ Kg/cm}^2$
- **N_c ; N_q ; N_γ** = Factor adimensional de capacidad de carga, función del valor del ángulo de rozamiento interno en condición rápida y no drenada, adoptado $\phi = 37^\circ$ en función , obtenidas de forma analítica o bien directamente a partir del ábaco de Terzaghi.: $N_c = 55,63$; $N_q = 42,92$; $N_\gamma = 66,19$
- **γ_1** = Densidad del suelo sobre la cota de cimentación ($\gamma_1 = 1,9 \text{ t/m}^3$).
- **γ_2** = Densidad del suelo bajo la cota de cimentación ($\gamma_2 = 2,0 \text{ t/m}^3$).
- **B** = ancho de zapata (2,0m)
- **D** = Profundidad de cajeo zapata (valor medio $\sim 0,80\text{m}$).



Sustituyendo en (6) los valores adoptados, $\sigma_r = 338,03 \text{ t/m}^2$; y considerando un tamaño medio de zapata de $2 \times 2 \text{ m}$, y para un coeficiente de seguridad $F = 3$, se obtiene el siguiente valor de tensión admisible:

$$\sigma_{adm} = 112,67 \text{ t/m}^2 = 11,27 \text{ kp/cm}^2 \text{ (si se adopta } 5,0 \text{ kp/cm}^2 \text{ ; } F \sim 6,76 >> \text{"3" verifica,)}$$

b.2.- Asiento de zapatas aislada para pilares centrales

A continuación debemos comprobar que se cumple la condición de seguridad, con asientos inferiores por Norma estructural, para la presión admisible recomendada.

Para ello, nos basamos en la teoría de la elasticidad mediante la siguiente expresión Ec.7:

$$S = [(1-\nu^2)/E] \times [\pi \times B \times (\sigma_{ad} - \sigma_n)] \times K \quad (7)$$

Siendo:

- E= módulo de deformación vertical (consideramos 1200 kp/cm^2 - valor experimental conservador).
- ν = coeficiente de Poisson (0,3)
- B = ancho de la cimentación aprox. (2,0 m)
- σ_{ad} = tensión admisible ($5,0 \text{ kg/cm}^2$)
- K = factor de forma (1,0)

El aliviamiento de los sótanos con el vaciado de tierras correspondiente a $H = 10,0 \text{ m}$ como valor medio del global de excavación de sótanos, incidirá favorablemente en el coeficiente de seguridad, respecto al máximo asiento teórico "S" de cimentación previsible; por lo que al parámetro de tensión admisible, le debemos restar la presión de las tierras situadas por encima de la cota de explanada inferior ($\sigma_n = \gamma \times H$; siendo de $20,0 \text{ t/m}^2 \sim 2,0 \text{ kg/cm}^2$).

En dichas condiciones, la sobrecarga de cimentación quedará con una presión de contacto, con la diferencia de precarga indicada; por ej. si se dimensiona con $\sigma_{adm} = 5,0 \text{ kg/cm}^2$ (500 KN/m^2); a los efectos de interacción suelo-estructura, sería equivalente a una presión de trabajo $\sigma_{adm} = 3,0 \text{ kg/cm}^2$ (30 KN/m^2)

Reemplazando en (7), se obtiene:

$$S = 1,43 \text{ cm (verifica- valor admisible } < 2,5 \text{ cm)}$$

Tanto la condición de seguridad al hundimiento por distintos métodos de verificación del coef. seg. "F" > "3", como la de asientos de zapata bajo carga máxima "S", nos permiten verificar la cimentación recomendada para el dimensionamiento con zapatas, aplicación del parámetro de tensión admisible de $\sigma_{adm} = 5,0 \text{ kg/cm}^2$, a la profundidad de dos y tres plantas de sótano, y estructuras resistentes de diversas tipologías.



En síntesis, la condición de seguridad al hundimiento, y la de asientos de las zapata tipo aislada y/o combinada, bajo carga máxima de uso, verifican el parámetro resistente de la tensión admisible de $\sigma_{ad} = 5,0 \text{ kg/cm}^2$ (500 KPa), propuesto para el dimensionamiento de la cimentación directa con zapatas.

5.3.3.- Pilares centrales en general, y en edificio singular sobre Avda. Asturias C/V c/ Magnolias.

Aplicación de variantes del diseño de zapata aislada: zapata combinada, losa

Se ha previsto construir sobre Avda. Asturias un edificio CTA en torre con 12 plantas sobre rasante, más planta de ático en alturas y con 2 plantas de sótano, con fondo de excavación bajo rasante actual a -7,0 m aproximadamente.

Una súper estructura de 15 plantas en total, podría transmitir como cargas máximas por pilar central del orden de $Q_{m\acute{a}x} \sim 250 \text{ T}$.

En dichas condiciones, se podría dar el caso al predimensionar las zapatas aisladas soportes de pilares centrales contiguos, y las zapatas aisladas con base de aproximadamente $5,0 \text{ m}^2$, resulten muy próximas entre sí, lo cual daría lugar por razones prácticas, a la adopción de una zapata combinada entre pilares.

También se podría dar el caso, que al predimensionar las tantas zapatas aisladas y/o combinadas soportes de pilares centrales, la superficie de ocupación de las zapatas resultantes, ocupen una superficie total de la planta estructural, superior o igual al 50% del total. Ante casos similares, el calculista podría optar por razones prácticas constructivas, por una placa única de apoyo, con cimentación directa de losa tipo elástica.

Para el cálculo de la losa en proyecto, se deberá definir el **módulo de balasto "K_s"**, en función del **coeficiente de balasto $K_{s1} = 50 \text{ kp/cm}^3 = 500.000 \text{ KN/m}^3$** (placa de 0,30 x 0,30) y de la geometría de la zapata de apoyo en planta.

En el Manual de Cimentaciones de José María Rodríguez Ortiz, para la determinación del parámetro módulo de balasto de la zapata "K_s", propone la siguiente formulación para suelos arenosos idem Ec. 5:

$$\text{Para arenas: } K_s = K_{s1} * [(B+1) / (2 * B)]^2 \quad (\text{idem 5})$$

Donde "B" es el ancho de la zapata, expresado en pies (1 pie= 30,48 cm).

Por ej. para una zapata de B = 12,00 m (1 200cm); $K_s = 13,14 \text{ kp/cm}^3 = 131.400 \text{ KN/m}^3$

5.4.- Soleras y mejoras de apoyo de sótanos. Aplicación a los edificios del lindero Norte y Sur

Al efectuarse el vaciado de excavación y alcanzar la cota inferior del sótano (aprox. 711,50), para los bloques de edificios del lindero Norte de c/ San Benito, como se aprecia en los perfiles estratigráficos 1-1, Fig. 15 aflorará sobre el fondo la capa arena tosquiza con intercalaciones de arena de miga, y nivel intermedio de agua.



Puesto que el agua subterránea es una circunstancia del terreno, en los bloques de edificios del lindero Sur, en los perfiles estratigráficos 2-2, Fig. 16 aflorará sobre el fondo una delgada capa de relleno en el edificio CTA a desmontar con aparición de arena de miga; y en CTO-NOC la capa arena tosquiza con intercalaciones de arena de miga.


Si bien en el lindero Sur no aparecerá en principio nivel intermedio de agua, podremos hacer una hipótesis de ascenso de nivel, para adoptar idéntica solución de mejora de fondo, como se detalla a continuación. La preparación y mejora del terreno, para solera del sótano en estudio, responde al esquema adjunto de la tabla siguiente que se adjunta más abajo. Los materiales aflorantes, requieren un tratamiento de mejora con un doble objetivo:

- 1º de regularización en su fondo.
- 2º la condición de material drenante, para disipar las eventuales presiones intersticiales por fluctuaciones del nivel freático.

Previo a recrecer con relleno de sustitución de espesor 0,50 m, con material granular de aportación (por ejemplo zahorra natural o artificial u otro material granular permeable), es necesaria una compactación mecánica de fondo, con rodillo vibrocompactado. Se podrán aplicar "N" ciclos de pasadas, mínimo 3 veces en ida-vuelta, hasta apreciar topográficamente que el asiento de la huella del equipo compactador, entre un ciclo y otro, está estabilizado.

Sobre la superficie de fondo mejorada se propone utilizar láminas geotextiles anticontaminantes, para proteger la calidad permeable del relleno de sustitución, colchón granular para apoyo de solera de hormigón. Para la mejora de solera, se propone un relleno de sustitución con material granular y drenante, por ejemplo zahorra artificial o suelo granular adecuado (PG-3, 2004), convenientemente compactada y controlada por tongadas de espesor $e=0,20 - 0,25$ m.

El control de la puesta en obra por tongadas, con densidades in situ, tal que la compactación relativa CR, sea superior al 98% Próctor Modificado PM ($CR > 98\% \text{ PM}$), respecto la densidad seca máxima obtenida en Laboratorio, sobre una muestra patrón del material de uso.

Esquema de preparación y mejora del terreno, para solera del sótano		
Nº Orden ascendente y tipo de actuación	Denominación	Espesor (cm)
4º Terminación de solera sobre fondos de excavación: 711,50 y 715,50, según los caso de edificios	Solera de hormigón, con doble mallazo	Aproximadamente ~ 13-15 cm
3º Relleno de sustitución con material de extracción reutilizable. En zanjas distribuidas, con tubo poroso sobre cuna de Hº con te  pendien	12º Tongada granular compactado y controlado	Aprox. 20 cm en tongada compactada mecánicamente
	11º Tongada granular compactado y controlado	Aprox. 20 cm en tongada compactada mecánicamente
2º Lámina anticontaminante	Lámina geotextil permeable, tipo tejido C/ bentonita	Centimétrico de fabrica (~ 1,5-2,0 cm)
1º Mejora de fondo, desde 711,50 y 715,50, según los caso de edificios	Terreno granular natural, aflorante en cota inferior 711,50 y 715,50, en general de arena de miga y/o arena tosquiza, según los caso de edificios. Suelo adecuado como fondo-cimiento de explanada	Cimiento de explanada de sótano que aflora al excavar, y se compacta mecánicamente, con "N" pasadas 3 ó 4 hasta estabilizar la huella



Puesto que esta parcela localizada, recibe aportación de aguas de infiltración de lluvias, que fluyen interiormente y se cortan con el cierre de pantalla de edificación; se podrá tener un nivel de aguas elevado en el trasdós de pantalla. Por tanto para dominar el agua, con una carga hidráulica importante sobre el fondo y solera del sótano, se recomiendan las siguientes actuaciones:

- Diseño de un sistema colector de aguas, mediante una red de tuberías drenantes, con tubos porosos de captación, distribuidos en ramas abiertas bajo la superficie de solera, que deriven la captación de aguas a tubos centrales colectores, vinculados a un pozo de bombeo, con bomba sumergible de impulsión a la red exterior del saneamiento mas próximo.
- Para la solera de hormigón, se recomienda colocar un doble mallazo, como medida de refuerzo, ante eventuales subpresiones de agua y poder soportar mejor los esfuerzos negativos.

5.5.- Permeabilidad del terreno.

El subsuelo tiene cambios de naturaleza, en la composición granulométrica y contenido de finos, en el espesor de confinamiento de la pantalla de sótano a construir.

Se pueden estimar un valores medios de permeabilidad, que podrán afectar al tipo de impermeabilización a utilizar en el paramento, del trasdós de sótano.

Debemos destacar que actualmente en los bloques del lindero Norte c/ San Benito, si existe un nivel de agua intercalado entre el fondo de excavación y cabeza de pantalla; mientras que en los bloques del lindero Sur Avda. Asturias, no existe nivel de agua intercalado en el trasdós de sótano, respecto el fondo y cota inferior de excavación.

Por tanto en caso de aparecer agua en contacto con la estructura de hormigón, esto sería un **nivel freático de aguas colgados, de escasa potencia acuífera**, y que durante la fase de obra, resultan fácilmente dominables con la técnica de achique por bombeo tradicional.

La permeabilidad estimada para la estratigrafía completa, pero al ser irregular en espesores y variable en contenido granulométrico, se puede establecer de forma aproximada por zonas la caracterización y niveles de terreno diferenciados:

- Nivel I de Relleno de explanada, de arena-grava y restos de construcción (flojo a compacidad media): Permeabilidad buena "K" $\sim 10^{-2}$ cm/seg.
- Nivel II de Arena con algo de limo (arena de miga, densa/muy densa: Permeabilidad buena "K" $\sim 10^{-2}$ cm/seg.
- Nivel III de Arena con arcilla limosa (arena tosquiza, densa/muy densa): Permeabilidad media "K" $\sim 10^{-3}$ cm/seg por la intercalaciones y pasadas arenosas; Permeabilidad media a baja $\sim 10^{-4}$ cm/seg en ausencia de pasadas arenosas.



5.6.- Vial acceso a garajes y parking superficial sobre terreno.

El vial de acceso de vehículos al sótano 1º se localizará a cota inferior exterior +/- 0,00 (722,50), que se recomienda su desbroce total y tratamiento de fondo, con idéntica metodología a lo indicado en el punto 5.4, para solera de sótano, con preparación y mejora del terreno.

Para el proyecto y dimensionamiento del nuevo tramo vial, para acceso de vehículos a garajes, y parking superficial, sobre el cimiento de explanada, con uso de material arenoso granular compactado, se aconseja utilizar un pavimento de hormigón como capa de rodamiento.

Como otra alternativa propuesta, con aglomerado bituminoso y puesto que se trata de proyecto de Urbanización interior de un propio centro, se recomienda utilizar para su diseño, las "Especificaciones y Recomendaciones del Ayuntamiento de Madrid en Obras de Urbanización (1.998)".

Para el uso de materiales de relleno de sustitución, y su puesta en obra, se recomienda seguir las pautas del documento PG-3- versión 2.004.

Para el diseño en función de las variables: Categoría "C" (tráfico Ligero), y para el grupo seleccionado grupo "4" (Firme Flexible), se asigna una sección estructural de diseño para el firme flexible, que incluye en la tabla 12, a modo de ej. un diseño apropiado para estos casos, alguna variante particular, por el caso de que se trata:

SECCIÓN CON CALZADA DE PAVIMENTO DE ASFALTO (FLEXIBLE)		
TIPO 4-C		
Símbolo	Denominación	Espesor (cm)
SH (*)	Solera de aglomerado bituminoso o solera de hormigón (*)	5 -10 cm (*)
ZA	Zahorra artificial	20 cm
AM	Arena de miga	25 cm
SA	Suelo de fondo de relleno heterogéneo aflorante, a mejorar mecánicamente, en ciclos de humectación y compactación mecánica.	<u>Nota:</u> cimiento de explanada que aflora, es un relleno heterogéneo, poco compacto. Se requiere un fondo de explanada vial y de parking, con cimiento mejorado y regularizado.

Nota:

Por tratarse de un vial interior solo para vehículos y camiones, es adecuado construir () una solera de hormigón o de aglomerado bituminoso, con juntas bien selladas y estancas. Las medidas de drenaje superficial necesarias, de captación y evacuación de aguas pluviales y de escorrentía, diseñando cunetas perimetrales, bocas alcantarilla y de imbornales, para recogida de aguas. La salida de concentración de aguas pluviales y grises, concentradas en pozos de colectores; se derivará mediante proyecto específico, al saneamiento mas próximo de calles y/o de Avda Asturias a cota inferior.*



5.7.- Cálculos de solicitación para el dimensionamiento de las pantalla . Deformación inducida.

Para un paramento de pantalla de pilotes en voladizo del orden de -11,0 m con 3 sótanos en el lindero Norte y cota inferior (711,50), y que a su vez desde la coronación de pantalla (722,50), a 3,0 m en retranqueo desde el antiguo muro sobre la c/ San Benito (730,00), existirá un desnivel máximo con resalto horizontal del orden de 17,00 - 18,00m, entre c/ San Benito y el fondo del pie de excavación de pantallas a construir.

Según referencias recibidas, el antiguo muro está cimentado con una zapata de hormigón, empotrada a -3,50 m bajo la plataforma actual +/-0,00 (722,50), y tiene un voladizo de 2,0 m y un canto sobre apoyo de 1,0 m.

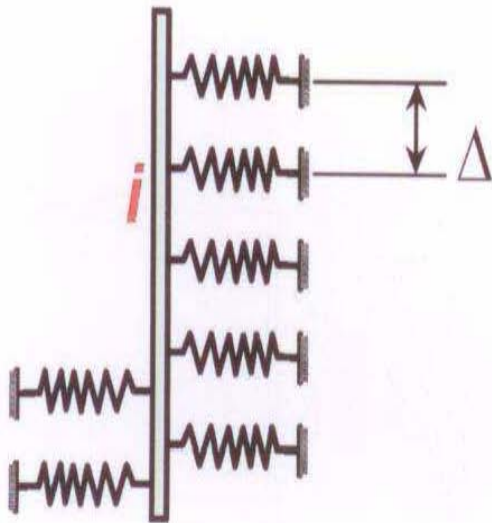
Se recomienda para la los edificios del lindero Norte EM MUN; EM Museo y CCTM, una sujeción auxiliar en dos o tres niveles intermedios, con anclajes auxiliares del tipo postensados, distribuidos al tresbolillo, uno próximo a la cabeza, otro a nivel intermedio, y otro a nivel del 3º sótano anterior al fondo de sótano, claro está, sin coincidir la cabeza de anclaje con un nivel de forjado proyectado

Es decir, los esfuerzos sobre empuje de pantalla dependen no solo del tipo de terreno y nivel freático, obstáculo inexistente en nuestro caso, sino también de las hipótesis de cálculo de esfuerzos sobre pantalla; como así del criterio de obra, para incluir otro tipo de sujeción como pudiera ser ejecutar contrafuertes transitorios de tierras con bermas intermedias.

Existen diversos métodos de cálculos de excavaciones con pantalla, los más usados son los indicados en las figuras adjuntas, con Método del equilibrio límite, simulación de la pantalla con una viga elástica, en un medio de Winkler; y también a partir de cálculo del continuo, por análisis numéricos que utilizan normalmente el método de los elementos finitos o de diferencias finitas.

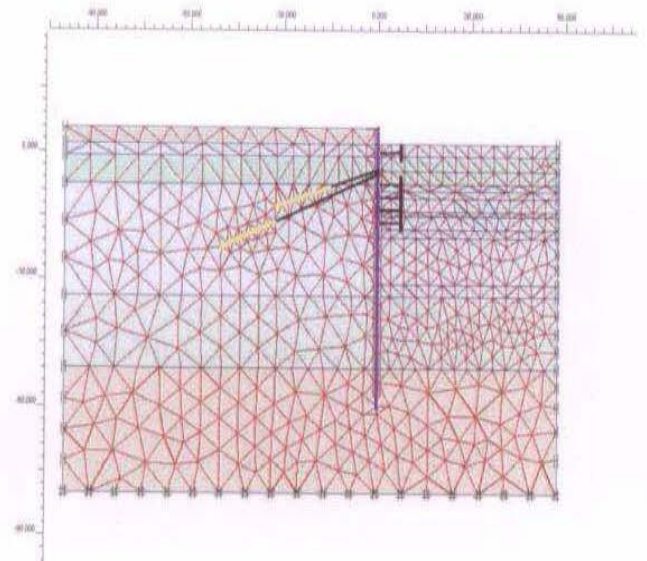
El primer método es útil para cálculo de la solicitación de esfuerzo estructural y dimensionado de la pantalla estructural, pero no proporciona información relevante sobre movimientos, causados por la excavación.

Para el cálculo de la deformación del terreno durante el vaciado de sótanos, y la incidencia en la coronación, se recomienda el uso de programas numéricos, aplicación de software de elementos o diferencias finitas por ej. Plaxis u otros (fig.34b). Experimentalmente se sabe la vinculación, entre profundidad de excavación de pantalla, y la distancia de afección con deformación inducida. Ver figuras adjuntas.



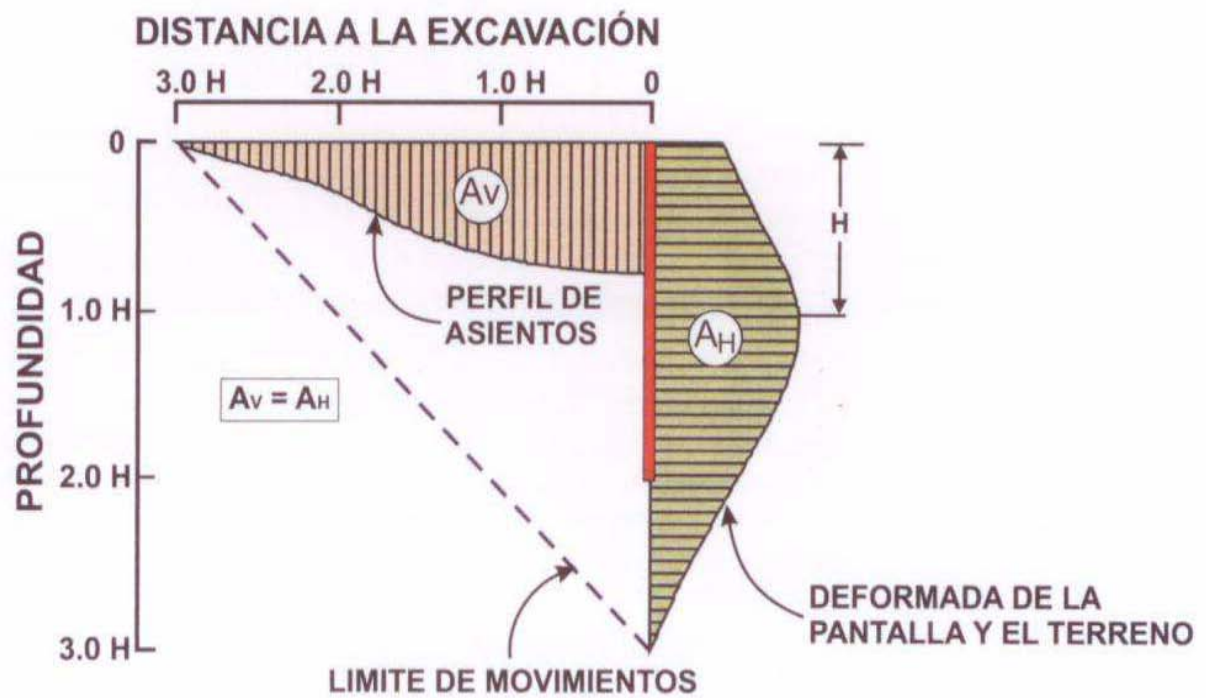
a)

Pantalla en un medio de Winkler



b)

Métodos numéricos (por ej.Plaxis)



Zona de influencia de la deformación por excavación del intradós de pantalla



5.8.- Recomendación complementaria y aplicación de un Plan de auscultación: Deformación de pantallas, Control de vibraciones y ruidos.

5.8.1.- Deformación de pantallas, y del entorno de obra durante la excavación

- La auscultación geotécnica-estructural de las pantalla de pilotes, controlando el comportamiento deformacional, de las pantallas durante el vaciado de tierras, en las fases de excavación, nos permitirá verificar no solo la eficacia del sistema de sujeción adoptado, sino también la no incidencia con el entorno construido, actualmente vial 2, y el contraste de valores de deformación de umbrales máximos, por la Norma constructiva.
- El antiguo muro de contención de tierras, que se supone se mantendrá como elemento de resguardo, también tiene que auscultarse con instrumentación específica, a los efectos de control de interacción de la excavación de sótanos, prácticamente al pie de la cimentación
- Controles habituales de partes de módulos de pantalla contruidos, tesado de anclajes provisionales, etc.

Nota: Se propone realizar de forma complementaria al presente Estudio Geotécnico y de Asesoría de cimentación, un proyecto “Plan de auscultación”, como referente del control y ejecución del cerramiento singular con pantalla y sótano profundo.

El Plan de auscultación, con aplicación del Método Observacional (TISSERA 1996-2017), se ha experimentado en numerosas obras relevantes del distrito de Chamartín, para control del efecto de interacción suelo-estructura, de las excavaciones profundas y su posible incidencia en el entorno construido.

Se cuenta con la experiencia, y conocimiento de la caracterización y del comportamiento del terreno en la zona Norte del caso urbano de Madrid, por la participación directa en estudios en obras singulares de edificación y de Infraestructura del Transporte, situadas en el distrito de Chamartín, próximo a la obra de en cuestión, entre las que se destacan los proyectos que se mencionan a continuación.

Torre nº1 del Paseo de la Castellana (antigua Ciudad Deportiva del Real Madrid)





ESTUDIO MEDEM

Taller de Ingeniería e Innovación

Paso Inferior de Túnel entre Calle Monforte de Lemos, Estación FFCC de Chamartín hasta Avda Pío XII



Tres edificios en torre, para la Hermandad de Arquitectos, en Avda de Burgos C/V Avda de Pío XII.





Antiguo Edificio demolido Estudio Buñuel RTVE, Avda de Burgos, 5; Antes de la demolición y 39b) actualmente en fase de obra., y construcción de sótanos



Antiguo Edificio demolido Estudio Buñuel RTVE



Actualmente Avda Burgos 5, en fase de obra

5.8.2.- Control de vibraciones y ruidos. Incidencia del túnel y servicio de Metro por Avda. Asturias

Ejemplos de obras, con control de auscultación topográfica de precisión y de vibraciones, por la presencia de Infraestructuras de Metro soterrada, y próximo a las edificaciones.



Excavación profunda en C/ Bravo Murillo C/V C/ Marquez de Viana- Est. Metro Tetúan, y antiguos edificios medianeros (2011/12)



Estudio Geotécnico y de cimentaciones, para la construcción de un Edificio en C/ Mirador de la Reina 119, sobre la Estación de Metr L7 “Mirasierra” y “Cocheras de Metro” en superficie y a pie de ladera. Auscultación geotécnica y estructural;

Controles de vibraciones y niveles de ruidos inducidos (Madrid, 2013/14)

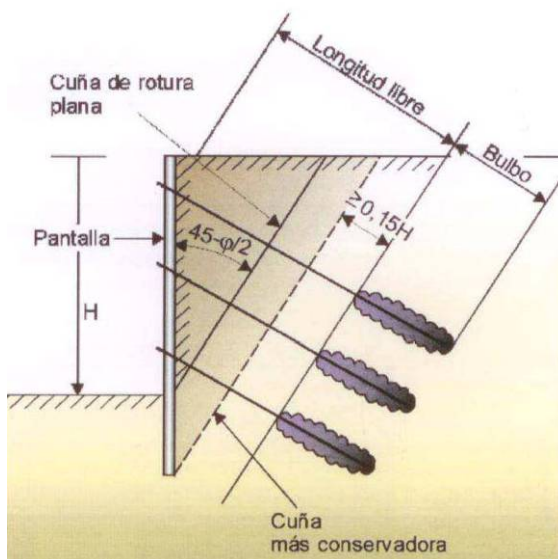
5.9.- Vaciado y sujeción de sótano.

Construido el cerramiento de sótano con pantalla de pilotes, se podrá realizar el vaciado interior, al amparo del cerramiento construido.

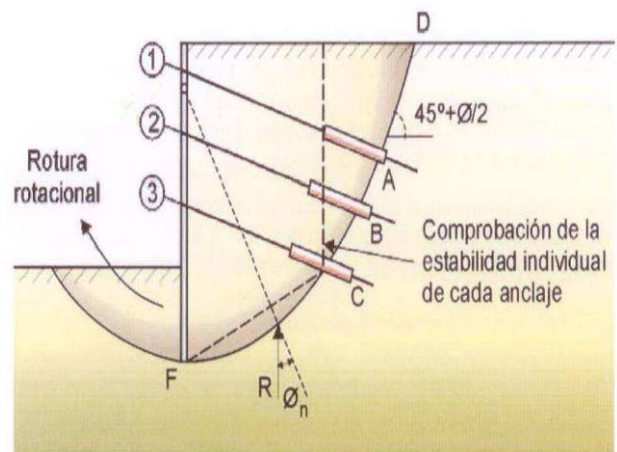
En principio para la altura de vaciado de tierras del orden de -12,0m en lindero de c/ San Benito, y una longitud total con pantalla empotrada L~15,0m para el perfil del terreno predominante, se requerirá la sujeción auxiliar de pantalla en dos niveles, con anclajes auxiliares del tipo postensados, uno próximo a la cabeza y otro en nivel intermedio, claro está, sin coincidir la cabeza de anclaje con un nivel de forjado proyectado. Es decir, los esfuerzos sobre empuje de pantalla dependen por un lado de las hipótesis cálculo de esfuerzos y tipo de sujeción intermedios sobre pantalla, y criterio de obra, al usar además otros tipos de sujeción por ej. construir contrafuertes de tierras con bermas intermedias.



Para el proyecto de sujeción mediante anclajes, en figura adjunta se muestra el criterio tradicional para longitudes y distribución de cabezas de anclajes en alturas, separaciones, y otras consideraciones para determinar longitudes elásticas o libres, y las longitudes reposicionamiento de los bulbos adherentes. Hay casos especiales, por características del terreno y obra, que hay que delimitar la superficie potencial de falla, para no situar erróneamente la longitud de los bulbos (ver figura adjunta), sino que estos deben atravesar la falla potencial activa, desde la cabeza del paramento en sujeción, durante la excavación de tierras.



Criterio tradicional definir long. anclajes



Posible rotura de terreno englobando anclajes

Como solo vale como resistente, al corte por tracción, la parte del bulbo fuera de la superficie de falla estimada, existe un método sencillo y esquemático (ver figura en página siguiente) Método de Kranz para equilibrio de bloques, que permitirá deducir la aportación de reacción entre otras del empotramiento de pantalla, y cerrar el polígono de fuerzas de empujes y reaccionantes, para soportar el "bloque supuestamente inestable" de peso "W", y establecer la fuerza de tesado necesaria "T" del anclaje individual, soportando el peso del terreno, junto a otras componentes reaccionantes: P_p ; V ; Q ; y P_1 . El esquema de fuerzas según figura adjunta ilustra la interacción de fuerzas de acción-reacción.

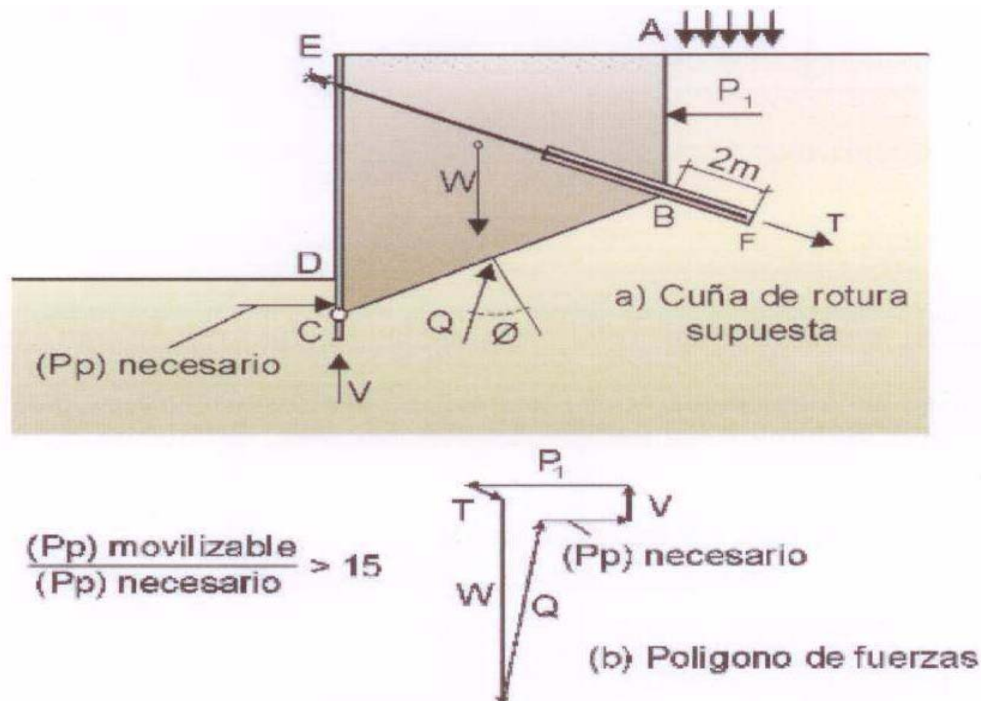
En este informe, existe información suficiente para el dimensionamiento de anclajes, con longitudes de bulbo adherente de lechada, en el seno de la capa III de arena tosquilla/tosco arenoso "Muy denso o dura", trabajando con resistencia al corte por tracción, en función de los datos y parámetros característicos del terreno dados en 5.2. Cálculos de empujes para el dimensionamiento de la pantalla de pilotes para sótanos de 3 y 2 plantas.

En las esquinas de pantallas, se recomienda la sujeción con escuadras de vigas de celosías metálicas, bien acodados en cabeza de placas de apoyos como mínimo uno próximo en cabeza, y otro en nivel intermedio.



Los taludes excavados a cielo abierto, de carácter transitorios, para vaciado del núcleo de sótanos, se podrán cortar con una pendiente 1 H:1 V., en el nivel I de relleno; y pendiente 1H: 3V en los niveles II y III de arena de miga/ tosquiza.

Como refuerzo auxiliar de pantallas, se aconseja la construcción de una berma intermedia de contrafuerte, de 3,0 m de ancho, y cada alturas parciales de 4,0 - 5,0 m de rebaje de tierras.



Método de Kranz, esquema equilibrio, bloque potencialmente inestable, fuerza de tesado

5.10.- Excavabilidad y Pendientes de talud. Zanjas de servicios y zapatas.

Los materiales presentes en el espesor de sótano a vaciar, son el nivel "I" (relleno arenoso y gravilla de explanada) y "II y III" (arena de miga/arena tosquiza) del subsuelo de la parcela en estudio. Son materiales de fácil excavabilidad "tierra"; por lo que el arranque y la carga de materiales se podrá realizar con equipos convencionales como palas cargadoras y retroexcavadora de brazo profundo aproximadamente 5,50 m (tipo POCLAIN) o la retroexcavadora mixta (pala y retro) válida también para zanjas de servicio.

- La planta de sótano y línea de edificación están retranqueadas, respecto la acera de los viales perimetrales.

El vaciado de tierras del sótano, se podrá abordar al amparo de las pantallas construidas, y se podrán requerir diversos sistemas de sujeción de tipo provisional, durante el vaciado, por ej. en los bloques Norte de c/ San Benito; por el desnivel con calle, se considera viable la sujeción de anclajes provisionales del tipo postensado.



Para realizar un corte del terreno estable provisionales, en rellenos de nivel I con pendiente 1H: 1V, que por la naturaleza de terreno arena con limo arcilloso (arena de miga), con altura $h \sim 3,50$ m con taludes transitorios, y sin la presencia de nivel de agua, se recomienda excavar con pendiente 1H: 1,5 a 2,0V; y para alturas superiores pendiente 1H:1,0V

- Para la excavación de zanjas de servicios en sótano, bajo la cota inferior de excavación, éstas se podrán construir en el seno de la capa de arena tosquiza subyacente, con pendiente 1H: 2V, para alturas de zanjas $h \leq 1,5$ m; y para alturas $h \geq 2,0$ m, con pendiente 1 H:1,5 a 2 V. Para zanjas en la plaza central de urbanización, las zanjas con corte en relleno granular compactado, se podrán abrir con pendiente 1H: 2V, para alturas de zanjas $h \leq 1,5$ m.
- Para zanjas de servicios para alturas $h \geq 2,0$ m, en donde el entorno no permita ataluzar, por prevención y para realizar un corte vertical de tierras, se requiere el auxilio de encofrado metálico o madera vertical, con travesaños en cabeza y puntos intermedios.
- Para la construcción de zapatas, con cantos por ej. $h \leq 1,0$ m, se recomienda realizar un descabezado mínimo en caso de utilizar el terreno como encofrado, del orden de 1H: 2V.
- El material del subsuelo, al ser de carácter arenoso, es permeable y tiene una buena capacidad de drenaje.
- Si bien apareció agua en los sondeos, a cota de mayor profundidad de las explanadas de sótanos proyectados, en caso de aparecer durante la fase de construcción, acumulaciones localizadas del nivel de agua; dicho obstáculo podrá controlarse y dominarse con la técnica de achique por bombeo, trabajando por partes o fases sucesivas.

5.11.- Agresividad del terreno. Hormigones.

La determinación de sulfatos solubles en muestras procedentes de los sondeos realizados, han dado un contenido máximo de ión sulfato, en la muestra de agua de 744 mg/l $\ll 2000$, y en las muestras de suelo un máximo de SO_4^{2-} de 125 mg/Kg $\ll 2.000$, según la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE, 08) actualmente en vigor, solo representa un contenido de ataque clasificado como “débil”.

En dichas condiciones, **no será necesario la utilización de cementos especiales sulforresistentes SR**, en los hormigones que pudieran quedar en contacto con este medio, siendo admisible el empleo del cemento Portland con adiciones o cemento Portland normal.

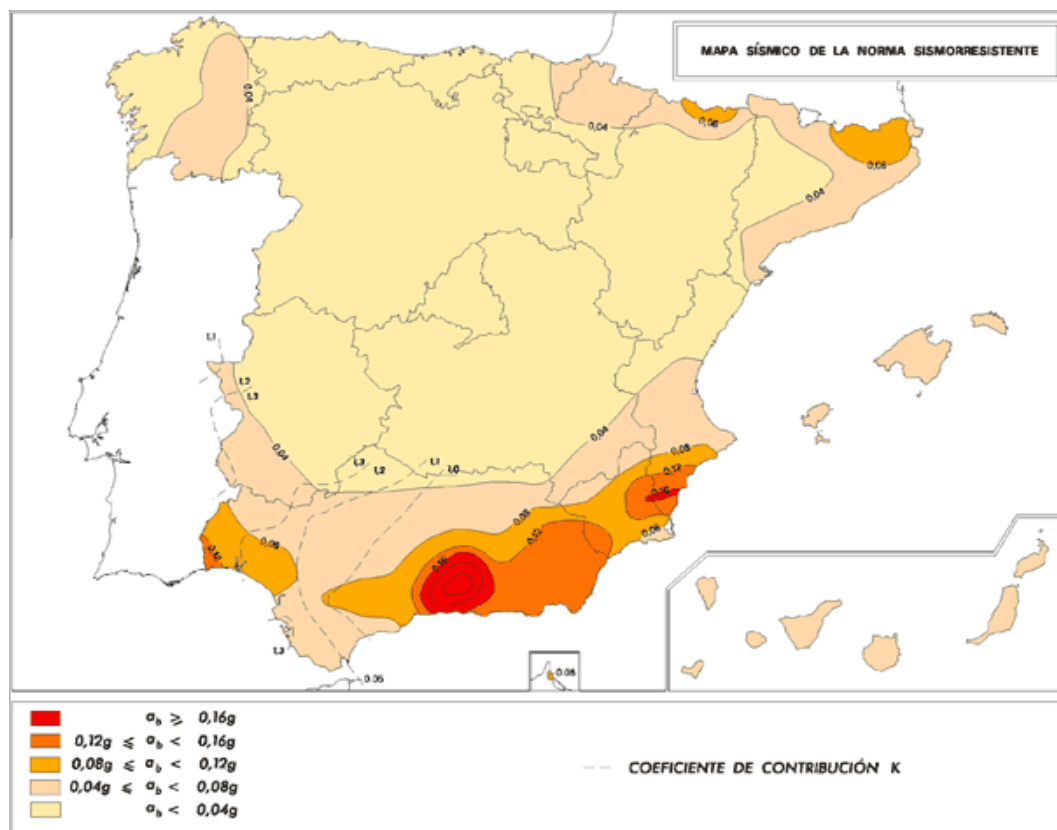
Asimismo, una relación agua / cemento baja (0,50) y una adecuada puesta en obra aumentará la durabilidad del hormigón y su resistencia a posibles agresiones de tipo químico.



5.12.- Sismicidad.

En lo que respecta a la sismicidad, la Norma de Construcción Sismorresistente de 27 de Septiembre de 2.002 (NCSE-02) representada en figura adjunta, proporciona los criterios que han de seguirse dentro del territorio español para la consideración de la acción sísmica en el proyecto, construcción, reforma y conservación de obras a las que es aplicable la citada Norma.

La aplicación de la citada Norma no es obligatoria en las construcciones de moderada importancia, y en aquellas en que la aceleración básica a_b , sea inferior a $0,04g$, siendo "g" la aceleración de la gravedad. Debido a que el área objeto de estudio se encuentra localizado en una zona de mínimo riesgo sísmico ($a_b/g < 0.04$) **no serán necesarias comprobaciones en este sentido en el proyecto.**



Mapa de zonificación de intensidad y zonificación sísmica



6.- RESUMEN, CONCLUSIONES Y PROPUESTAS.

En la parcela objeto del presente Estudio Geotécnico está prevista la construcción del nuevo Centro Integral de Transportes - Metro de Madrid, con una edificación singular en base a una tipología variable de edificios contiguos y exentos que forman parte del complejo edificatorio proyectado.

Los bloques del lindero Norte, sobre c/ San Benito, constan de las tipológicas de edificación indicadas en el presente informe.

- Edificio CCTM: 3 Plantas s/ rasante + ático. Fondo excavación de sótano -11,00m (711,50).
- Edificio EM Museo: 3 Plantas s/ rasante. Fondo excavación de sótano -11,00m (711,50).
- Edificio EM NUM: 3 Plantas s/ rasante. Fondo excavación de sótano -11,00m (711,50).

Los bloques del lindero Sur, sobre Avda. Asturias, constan de las tipológicas de edificación siguientes:

- Edificio CTO-NOC: 1Planta s/ rasante. Fondo excavación de sótano -11,00m (711,50).
- Edificio CTA: 13 Plantas s/ rasante. Fondo excavación de sótano -7,00m (715,50).

Trabajo de campo de acuerdo al programa aceptado, se realizaron 6 sondeos y 3 ensayos DPSH, convenientemente distribuidos, en la superficie de la huella de la edificación dentro de la parcela estudiada.

Ensayos de Laboratorio con los ensayos de identificación, clasificación, y físicos de resistencia al corte, químicos o aquellas que hayan sido necesarios.

Características del terreno y nivel freático:

Desde la superficie topográfica de rasante de tierras a nivel +/- 0,00 (722,50), Véase perfiles Figs 14-19:

- Nivel I: de 0,00 a 1,50/2,00m, lindero Norte, sobre c/ San Benito, y de 0,00 a 7,50 m lindero Sur, sobre Avda. Asturias, relleno artificial (flojo). Ver planos de isolineas y zonificación de profundidad de relleno y afloramiento de "firme".
- Nivel II y III: seguido al nivel I, hasta 15,00 / 16,00 m arena con algo/bastante Limo arcilloso (arena de miga y/o tosquiza, densa a muy densa). Apto para cimentar.

Se incluye tabla con resumen de parámetros geotécnicos.

Nota: apareció agua en los 6 sondeos, entre 8,8-13,0mbajo superficie topográfica actual, es decir a mayor profundidad del vaciado de tierras (715,50), de sótanos 1 o 2 en Bloques sobre Avda. Asturias; y sobre el nivel de fondo (711,50) en los bloques sobre c/ San Benito. Se incluye Plano de isolineas de Nivel freático.

Cerramiento de sótano perimetral. Propuesta y parámetros de empuje y cálculo (cap. 5.2)

Pantalla de pilotes secantes para los bloques costado Norte, y Pantalla discontinua para los del costado Sur.



Tipo de pilote recomendado CPI8.

Cota y tipo de cimentación, para estructuras de edificación y urbanización.

- **Para pilares centrales:** zapata aislada tipo elástica, dimensionados con una tensión admisible $\sigma_{adm} = 5,0 \text{ Kg/cm}^2$
- *Para pilares perimetrales: pilar sobre pantalla de pilotes. Resistencia unitaria por fuste, $r_f = 1,0 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ t/m}^2$.*
- *Resistencia unitaria por punta, $r_p = 50,0 \text{ kg/cm}^2 = 500 \text{ t/m}^2$ (valor medio de ensayos SPT y presiométricos)*

Excavabilidad del terreno. Vaciado de sótano, construcción de zanjas y zapatas.

El vaciado se puede abordar con equipos convencionales de excavación.

Los cortes de terreno a cielo abierto de sótano, y zanjas, dado el carácter transitorio, se aconseja una pendiente 1H:2V. Dicha pendiente podría variar, y disminuirse según los casos, de cambios medio ambientales de la obra, y del entorno construido.

Permeabilidad del terreno.

- Nivel I de Relleno de explanada, de arena-grava y restos de construcción (flojo a compacidad media): Permeabilidad buena "K" $\sim 10^{-2} \text{ cm/seg}$
- Nivel II de Arena con algo de limo (arena de miga, densa/muy densa: Permeabilidad buena "K" $\sim 10^{-2} \text{ cm/seg}$
- Nivel III de Arena c/arcilla limosa-(arena tosquiza, densa/muy densa): Permeabilidad media "K" $\sim 10^{-3} \text{ cm/seg}$ por la intercalaciones y pasadas arenosas; Permeabilidad media a baja $\sim 10^{-4} \text{ cm/seg}$ en ausencia de pasadas arenosas.

Solera de sótano. Preparación y mejora del terreno.

Se requiere un tratamiento de mejora para regularizar el fondo de excavación de sótano, aplicando una compactación mecánica sobre el fondo aflorante, geotextil permeable, y el recrecido con tongadas de material adecuado (PG3-2004), convenientemente compactado y controlado.

Viales de acceso a garajes.

Se propone una sección con calzada de pavimento de asfalto flexible: Tipo 4-C

Aplicar sobre el fondo excavado aplicar una compactación mecánica, y recrecer con una tongada zahorra de espesor $e=0,20 - 0,25 \text{ m}$. Sobre dicho firme aplicar la capa de mezcla bituminosa, mínimo espesor $e=4,0 \text{ cm}$.

Recomendación complementaria.

Sobre la base de la arctrización del terreno y nivel freático, abordar un Plan de auscultación y control de deformaciones de pantalla, y las inducidas; y control de vibraciones y niveles de ruido, por efecto de infraestructuras FFCC de Metro, soterrado por Avda. Asturias.



Agresividad del terreno. Hormigones.

El terreno y agua, no tienen carácter agresivo de sulfatos. Se podrá emplear cemento Portland normal en contacto con el terreno.

Sismicidad.

En la provincia de Madrid, con aceleración sísmica inferior a 0,04g, la estructura resistente está exenta de aplicación de Norma Sismo Resistente para la edificación.

Será responsabilidad de la Dirección de Obra el adoptar las soluciones que considere óptimas en cada momento.

Cualquier anomalía que se presentase durante la excavación y ejecución de las cimentaciones, y muros de contención de tierras, se deberá estudiar para determinar su alcance e importancia.

Dado el carácter puntual de las investigaciones realizadas, cuyos resultados se han extrapolado a la totalidad de la zona investigada, se recomienda en todo caso la inspección visual detallada del terreno durante la ejecución de las obras, con el fin de verificar que las características aparentes del terreno realmente existente, corresponden a las que han servido de base para la elaboración de este informe.

Este informe de Estudio Geotécnico y Asesoría en materia de cimentación, consta de sesenta y ocho (68) hojas, mas los anexos.

En Madrid, 6 de junio de 2017

Luis Tissera Bracamonte
Dr. Ingeniero de Caminos
Máster en Geotecnia y Cimentaciones

Leonela Beatriz Hernández
Ingeniero Civil
Máster en Geotecnia y Cimentaciones

Ricardo RODRÍGUEZ ASTUDILLO
I.T.O.P. - Colegiado nº 8.530
Responsable Delegación Local