



VISADO

Nº visado 01103428

Fecha 29/11/2010

Colegiado Francisco Manuel Gámiz Malagón

El Secretario,

Nº colegiado 427

Empresa
Acreditada
por la Junta de
Andalucía,



Nº de
Inscripción
LE120-GR09



GEOTEMA

ESTUDIOS GEOTÉCNICOS · GEOLOGÍA



ESTUDIO GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

CONSEJERIA DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES
AGENCIA PÚBLICA DE PUERTOS DE ANDALUCIA

NAVES DE PUERTO PESQUERO

PUERTO DE ESTEPONA

ESTEPONA (MÁLAGA)

INDICE

1. CONDICIONES PRELIMINARES.....	3
2. LOCALIZACIÓN Y CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS DEL SOLAR.....	4
3. TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA REALIZADOS.....	6
3.1. TRABAJOS DE CAMPO (con maquinaria geotécnica especializada).....	6
3.1.1. PROCEDIMIENTO DE EJECUCIÓN DE SONDEOS GEOTÉCNICOS A ROTACIÓN.....	8
3.1.2. PROCEDIMIENTO DE EJECUCIÓN DE ENSAYOS S.P.T.....	9
3.1.3. ENSAYOS DE PENETRACION DINÁMICA.....	10
3.1.4. MEDIDA DEL NIVEL FREÁTICO	11
3.2. TRABAJOS DE LABORATORIO.....	12
4. INFORME GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO.....	13
4.1. ENCUADRE GEOLÓGICO GENERAL.....	13
4.2. NIVELES GEOTÉCNICOS (caracterización estratigráfica-geomecánica).....	16
4.3. CARACTERÍSTICAS SISMORRESISTENTES DE LA ZONA.....	22
4.4. AGRESIVIDAD (ambiente de exposición y hormigón recomendable para cimentaciones).....	26
4.5. ESTUDIO DE LA CIMENTACIÓN.....	28
4.6. EXCAVACIÓN DEL NIVEL 1.....	47
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES.....	49
5.1. CONCLUSIONES.....	49
5.2. RECOMENDACIONES GENERALES.....	56
6. ANEXOS.....	59
6.1. CROQUIS DE SITUACIÓN DE ENSAYOS.....	60
6.2. ACTA DE SONDEO GEOTÉCNICO A ROTACIÓN.....	61
6.3. ACTAS DE ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA.....	62
6.4. REPORTAJE FOTOGRÁFICO.....	63
6.5. ACTAS DE RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO.....	64

1.- CONDICIONES PRELIMINARES

GEOTEMA S.L. realiza el presente estudio geotécnico a petición de la **AGENCIA PÚBLICA DE PUERTOS DE ANDALUCÍA, CONSEJERIA DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTES**, con el fin de caracterizar geotécnicamente el terreno que ha de sustentar la construcción de naves de puerto pesquero, en el Puerto de Estepona, perteneciente término municipal de Estepona, provincia de Málaga.

Se incluyen además en este informe los datos que han de servir para establecer las soluciones de cimentación más acordes con el proyecto previsto, en base a los trabajos y estudios geotécnicos realizados.

Las conclusiones a las que se llega en este informe, constituyen una extrapolación al conjunto de la parcela deducida de ensayos puntuales, representativos del estado actual del terreno en la época de ejecución de los ensayos, pudiendo existir variaciones de carácter antrópico a posteriori que modifiquen las condiciones del subsuelo.

Para la realización de los trabajos de campo, de laboratorio y de redacción del informe, se han seguido una serie de pautas que enumeramos de forma muy somera:

1. A partir de los datos que suministra el cliente sobre la futura actuación constructiva, se elabora un presupuesto sobre la campaña geotécnica requerida para el conocimiento de las propiedades del subsuelo.
2. Una vez elaborado el presupuesto, comienza la primera fase del estudio de trabajos de campo, reconociendo sobre el terreno cualquier dato de interés para la elaboración del futuro informe, labor realizada por técnico especialista (geólogo). A su vez se hace la distribución y realización de los diferentes ensayos geotécnicos, sondeos, penetros, etc, sobre el terreno, atendiendo a la implantación de las futuras construcciones y a las cargas esperadas.
3. La segunda fase del estudio comienza con los ensayos de laboratorio complementándose la información geotécnica recogida en el campo, con los datos de laboratorio.
4. La última fase del estudio comprende a la redacción de la memoria en la que se integran todos los datos del estudio, se definen los niveles geotécnicos existentes, y se efectúan recomendaciones de cimentación de acuerdo al proyecto.

2.- LOCALIZACIÓN Y CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS DE LA ZONA

La zona de estudio se encuentra el Puerto de Estepona, perteneciente término municipal de Estepona, provincia de Málaga.

La zona de ubicación de las naves presenta una morfología irregular, con una superficie de ocupación aproximada de unos 400 m².

Las características más destacables de la parcela son:

- Parcela de topografía regular, forma irregular y topografía llana.
- Actualmente en la zona se reconocen una serie de edificaciones pendientes de derribo.
- Se detecta una capa/nivel de relleno y/o suelo de alteración de un espesor máximo de 1,40 m.
- No se detecta en superficie ninguna zona encharcada ni rezume de agua.
- Se detecta nivel freático a la de profundidad de 2,50-3,00 m, en los ensayos de campo realizados.
- La parcela en estudio limita en su fachada principal con un vial, el margen izquierdo limita con un callejón y el resto de sus márgenes limitan con muros de medianería de edificaciones colindantes.



Situación de la parcela



Nº colegiado 127



Foto aérea de localización de la parcela.



3.- TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA REALIZADOS

3.1.- TRABAJOS DE CAMPO (con maquinaria geotécnica especializada)

Las investigaciones in situ constituyen la parte esencial de los estudios geológico-geotécnicos necesarios para el proyecto y construcción de cualquier obra civil. De ellos se obtienen los parámetros y propiedades que definen las condiciones del terreno donde se realizarán los proyectos constructivos, cimentaciones, excavaciones, etc.

Los trabajos de campo realizados para el reconocimiento del subsuelo de este solar han consistido en la ejecución de los siguientes ensayos:

	CANTIDAD		PROFUNDIDAD
SONDEOS GEOTECNICOS A ROTACIÓN	S-1		7,00 m
	S.P.T.	S.P.T.-1	1,60-2,05 m
		S.P.T.-2	4,00-4,45 m
ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA "DPSH"	P-1		6,00 m
	P-2		5,00 m

Los mencionados trabajos han sido llevados a cabo con maquinaria y personal especializado, siguiendo pautas y procedimientos normalizados, siempre bajo control y supervisión de un profesional técnico.

El objetivo general de las investigaciones in situ es conocer y cuantificar las condiciones del terreno que puedan afectar a la viabilidad, diseño y construcción de una obra o estructura. En función de la dimensión y naturaleza del proyecto los estudios geológico-geotécnicos y por tanto las investigaciones, deberían alcanzar los siguientes objetivos:

- Establecer la viabilidad del lugar o emplazamiento en función de las condiciones geológicas, geotécnicas y geoambientales.
- Seleccionar los emplazamientos más favorables bajo las citadas condiciones.



- Identificar los problemas de inestabilidad del terreno y los geológicos.
- Determinar las propiedades geotécnicas necesarias para el diseño y construcción de las estructuras.

Los resultados de las investigaciones in situ representan un punto crítico para la estimación del coste de un proyecto constructivo. Una parte sustancial, frecuentemente más de la mitad, de los incrementos de coste en la obra civil se debe a la insuficiencia de investigaciones en los estudios geológico-geotécnicos, estimándose que al menos un tercio de los proyectos sufren demoras por esta causa, destacando la inadecuada planificación de las investigaciones geotécnicas y la correcta interpretación de las mismas.

Por otro lado existe una predisposición a considerar no rentable la inversión en investigaciones in situ, dedicándose en general presupuestos insuficientes. De aquí la incertidumbre a la que se llega a la construcción y los sobrecostes y demoras en la misma.

No hay reglas definidas para estimar cual debe ser el presupuesto adecuado para investigaciones geotécnicas, ya que cada proyecto tiene sus particularidades, dependiendo no solo del tipo y magnitud de la obra, sino de la complejidad de las condiciones geológicas en las que se desarrolla y sus incidencias durante la construcción. De forma orientativa, para obras importantes el presupuesto debería ser del 15-20 % del coste del proyecto, y del orden del 10 % o inferior para proyectos menos importantes. Si la complejidad geológica y su incidencia en obra, es alta, los anteriores porcentajes pueden verse superados.

Seguidamente pasamos a describir el fundamento teórico y el método operatorio de cada uno de los ensayos geotécnicos realizados:

3.1.1- PROCEDIMIENTO DE EJECUCIÓN DE SONDEOS GEOTÉCNICOS A ROTACIÓN

Un sondeo mecánico a rotación es una perforación del terreno de pequeño diámetro (65-140mm) cuya finalidad es obtener información sobre los materiales o rocas que subyacen en ese punto.

Durante la ejecución de la perforación, la extracción del testigo se alterna con la ejecución de ensayos geotécnicos como la toma de muestras inalteradas o ensayos de penetración estándar "SPT".



Las sondas son maquinarias de motricidad autónoma o más generalmente montadas sobre camión, cuyo funcionamiento generalmente es de tipo hidráulico, encontrándose constituida por un grupo generador (o toma de fuerza), una torre con una cabeza de rotación y una bomba de lodos para refrigeración de las coronas de corte. Adicionalmente cuentan con sistemas manuales o automáticos para la ejecución de ensayos de penetración y del material auxiliar para la perforación.

De los elementos auxiliares cabe destacar la batería de perforación, como un tubo hueco donde se aloja el testigo de suelo que es cortado por una corona de vidia o diamante enroscada en el extremo inferior de la batería. En la parte superior de la misma va enroscado el varillaje, generalmente de 42 o 50 mm (hueco), para permitir que pase el agua proveniente de la bomba.

Para evitar desprendimientos del terreno en el interior del sondeo durante la ejecución de las distintas maniobras, suele procederse al revestimiento del mismo con tubería apropiada o se inyectan aditivos estabilizadores como polímeros o lodos bentoníticos.

3.1.2- PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCIÓN DE ENSAYOS S.P.T.

Para determinar el grado de resistencia del suelo que se va atravesando en la perforación del sondeo mecánico, se dispone del dispositivo de golpeo SPT, con el que se obtienen unos valores que se encuentran perfectamente normalizados (UNE 103800/92)

Antes de ejecutar el ensayo se debe proceder a la limpieza del fondo de la perforación procediendo seguidamente a la sustitución de la batería de perforación por un tomamuestras bipartido cuyo extremo inferior se dota de una “zapata” afilada que cortando al suelo lo introduce dentro de este tomamuestras de pequeño diámetro (51 mm de diámetro exterior y 35 mm de diámetro interior). Cuando los materiales atravesados son de naturaleza granular, grosera o rocosa, la obtención de una muestra con este ensayo es imposible. En estos casos, para realizar el ensayo se dispone de una puntaza cónica normalizada (puntaza ciega) que permite una correlación en la serie de golpesos.

El número de golpes es de hasta 150 veces y pretende bajar o clavarse hasta 45 cm considerados en 3 tramos de 15 cm, 50 golpes como máximo por cada tramo de 15 cm. Más de 50 golpes en un tramo significa el rechazo y el ensayo se da por terminado.

El valor considerable de penetración para el S.P.T. es la suma de los golpes necesarios para atravesar los dos últimos tramos (N_{SPT}), considerándose despreciables los valores del primer tramo que se entiende como penetración de asiento. En el caso en el que el ensayo se realice con una puntaza ciega, normalmente en terreno granulares gruesos, el valor “N” obtenido, se denomina N_{SPB} , el cual debe correlacionarse para la obtención de N_{SPT} ,

Cuando se llega a los 50 golpes y no se han llegado a penetrar los 15 cm se habla de “Rechazo” = “R”.

Para la interpretación de los resultados de estos ensayos existen diferentes correlaciones con q_u establecidas por diferentes autores.

CLASIFICACION DE SANGLERAT (1.967), HUNT (1.984)			
SUELOS COHESIVOS		SUELOS GRANULARES	
Nº GOLPES / 30 cm	CONSISTENCIA	Nº GOLPES / 30 cm	COMPACIDAD
0-2	Muy blanda	0-4	Muy suelta
3-5	Blanda	4-10	Suelta
6-15	Media	10-30	Media
16-25	Firme	30-50	Compacta
> 25	Dura	> 50	Muy compacta

3.1.3- ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA SUPERPESADA “DPSH”

El ensayo de Penetración Dinámica Superpesada o “DPSH” se rige por la normativa UNE 103-801-94. Dicho ensayo no permite un reconocimiento directo de los materiales atravesados. Sin embargo, este ensayo permite conocer de manera muy aproximada y a través de correlaciones habituales los parámetros resistentes del suelo en un registro continuo.

Por si solos estos ensayos no permiten definir problemas geotécnicos, pero contrastados y correlacionados con sondeos y/o calicatas permiten acotar capas geotécnicamente diferentes, siendo muy interesantes para definir planos de cimentación que previamente han sido identificados con muestras procedentes de los ensayos de reconocimiento directo.

El comúnmente denominado “DPSH”, es un ensayo de penetración dinámica continuo que consiste en la hinca de una puntaza de sección circular de 50,5 mm de diámetro acoplada a un varillaje de 33 mm de diámetro, mediante golpes propinados por una maza de 63,5 kg que cae desde una altura de 76 cm impactando sobre una cabeza o “yunque” rígidamente unido al varillaje.



La resistencia a la penetración se define como el nº de golpes requerido para hacer avanzar el penetrómetro una longitud de 20 cm designándose a este valor como N_{20} , representándose los resultados en gráficos que reflejan los diferentes golpes obtenidos en función de la profundidad. El ensayo se da por terminado cuando se alcanza el rechazo ®, que fijamos en un valor de $N_{20} = 100$ golpes.

El registro continuo del terreno tiene la ventaja de detectar con claridad capas blandas o duras y de correlacionar a los diferentes niveles en base a similitudes del golpeo.

Los ensayos de penetración dinámica pueden presentarse en forma de resistencia dinámica o capacidad de carga del suelo según diferentes métodos o formulaciones, entre los cuales, los más comunes son los de los holandeses Hiley, Buisson, Achutegui.

CARACTERÍSTICAS DEL DPSH			
CAIDA	PESO	PUNTAZA	VARILLAJE
0,76 m ± 10 mm	63,5 kg ± 0,5 kg	Ø50,5 mm ± 0,5 mm	33 mm ± 2 mm

3.1.4- MEDIDA DEL NIVEL FREÁTICO

El nivel freático es un valor que no debe considerarse estable, ya que se encuentra condicionado por múltiples factores como el régimen hidrológico de precipitaciones, los aportes y extracciones artificiales (riegos y bombeos), etc, pudiendo ofrecer grandes oscilaciones en el tiempo que pueden o no repetirse anualmente.

No obstante y dada la importancia de este factor cuando se realiza un ensayo geotécnico, se presta la mayor atención posible a su acotación, debiéndose entender que la misma se refiere a la fecha de medición, pudiendo dar lugar a oscilaciones.

Para delimitar la cota del nivel freático se instalan tuberías piezométricas de PVC ranurado en sondeos o se dejan abiertas las calicatas durante un tiempo prudencial.

Cuando el espacio temporal ocurrido entre la ejecución de los ensayos y la emisión del informe permite realizar una o varias campañas piezométricas, se pueden observar las evoluciones de este nivel.

La campaña piezométrica realizada para la elaboración de este informe ha constado de las siguientes medidas:

ENSAYO	FECHA	NIVEL FREÁTICO (m)
S-1	11/11/2010	- 2,50 m
P-1	17/11/2010	- 3,00 m
P-2	17/11/2010	- 3,00 m

Estos niveles no deben considerarse estables, por ello es recomendable realizar una nueva medida de los niveles antes de comenzar los trabajos de excavación para la posterior ejecución de la cimentación.

3.2.- TRABAJOS DE LABORATORIO (Ensayos de caracterización).

La caracterización geotécnica y geomecánica de las muestras de suelos y rocas se define a través del complemento que suministran los ensayos de laboratorio.

A no ser que el cliente solicite una información muy determinada, la programación de estos ensayos dispone de una supervisión técnica especializada que define lo más apropiado para cada tipo de suelo y para cada problema planteado.

Para la solución de este informe geotécnico y emisión de las pertinentes recomendaciones, se han realizado los ensayos de laboratorio que seguidamente se enumeran junto con la normativa correspondiente a su procedimiento de ejecución:

ENSAYOS DE LABORATORIO	NUMERO DE ENSAYOS
Análisis granulométrico por tamizado (UNE 103105/95)	1
Determinación de Límites de Atterberg (UNE 103103/94 y 103104/94)	1
Determinación de Sulfatos solubles en Suelos (UNE 103201/96)	1

4.- INFORME GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

En este apartado se hace una detallada descripción de los materiales atravesados tanto desde el punto de vista geotécnico como geológico, disponiéndose de un encuadre geológico que de manera general caracteriza a la zona.

Para la elaboración de este apartado se contemplan y reúnen todos los ensayos realizados (de campo y laboratorio). Además se cuenta con los mapas e informaciones bibliográficas disponibles de la zona (mapas de riegos, mapas geológicos,...).

4.1.- ENCUADRE GEOLÓGICO GENERAL

La parcela origen del estudio se encuentra en el extremo occidental de las Cordilleras Béticas, estando limitada por los materiales Terciarios del Campo de Gibraltar, es decir geológicamente esta situada en la zona bética en transición a los depósitos Terciarios que definen el Campo de Gibraltar.

La Zona Bética (Zonas Internas), presenta mantos de corrimiento y metamorfismo en la mayor parte de sus dominios, distinguiéndose tradicionalmente: Complejo Maláguide, Complejo Alpujárride, Complejo Nevado-Filábride. Se trata de tres unidades tectónicas mayores cuya posición de techo a muro es la descrita anteriormente, sin que ello represente su posición paleogeográfica.

La Unidad del Complejo Alpujárride, en esta zona está constituida por una litología muy transformada, debido al metamorfismo, pudiendo distinguirse mármoles y gneises granitoides. El Maláguide se encuentra muy completo en su estratigrafía, observándose con claridad los tramos basales. Encima de los granitoides alpujárrides, yacen por discordancia tectónica los esquistos maláguides, estos presentan una disminución del metamorfismo regional con el ascenso de la serie; litológicamente esquistos, filitas, pizarras, calizas, conglomerados, areniscas, etc.

Se encuentra ubicada en materiales del Mioceno Inferior, una formación “Flysch” que parece perteneciente a la Unidad Aljibe del Campo de Gibraltar. Este complejo del Campo de Gibraltar esta constituido por sucesiones cretácico-terciarias, de la cobertera sedimentaria de la corteza oceánica del Surco de los Flyschs Béticos. Sus facies son marinas profundas, con litología de arcillas policromas (subordinadamente margas) y areniscas turbidíticas carbonatadas y sobretudo siliciclásticas.

La Formación “Flysch” que yace discordante sobre el complejo Maláguide, esta formada por una alternancia de areniscas de tonos amarillentos claros en bancos de 1 a 5 m. de potencia englobadas en un importante conjunto margoso. Las areniscas son de naturaleza silíceas y micáceas; están mal clasificadas y presentan estructuras groseras de granoselección; en algunos puntos pueden observarse nódulos arcilloferruginosos con estructura concéntrica.

Dentro de esta formación, en la zona en estudio, afloran unas calizas que corresponden a la Unidad Jurásico de Estepona. Esta presenta afloramientos poco representativos siendo el que más el situado en el puerto de Estepona. Son unas calizas micríticas de color gris claro algo rosado, intercaladas a estas se reconocen unas margas grisáceas relativamente compactas, con fractura concoidea cuando están muy secas.

Apoyada en discordancia erosiva sobre el Flysch, yace una serie Pliocena, cuya base es una formación conglomerática basta, con cantos y bloques de peridotita, mármol, esquistos y gneis diversos; y matriz roja arcillo-arenosa. Son frecuentes los cambios laterales y verticales a otras facies. Hacia techo las facies vuelven a ser conglomeráticas con múltiples indentaciones arenosas.

En el Cuaternario solo se distinguen Cuaternarios Continentales, en conjunto se diferencian depósitos de distinta edad y naturaleza; terrazas y aluviones; piedemontes y conos de deyección; cuaternario indiferenciado y depósitos de playas.

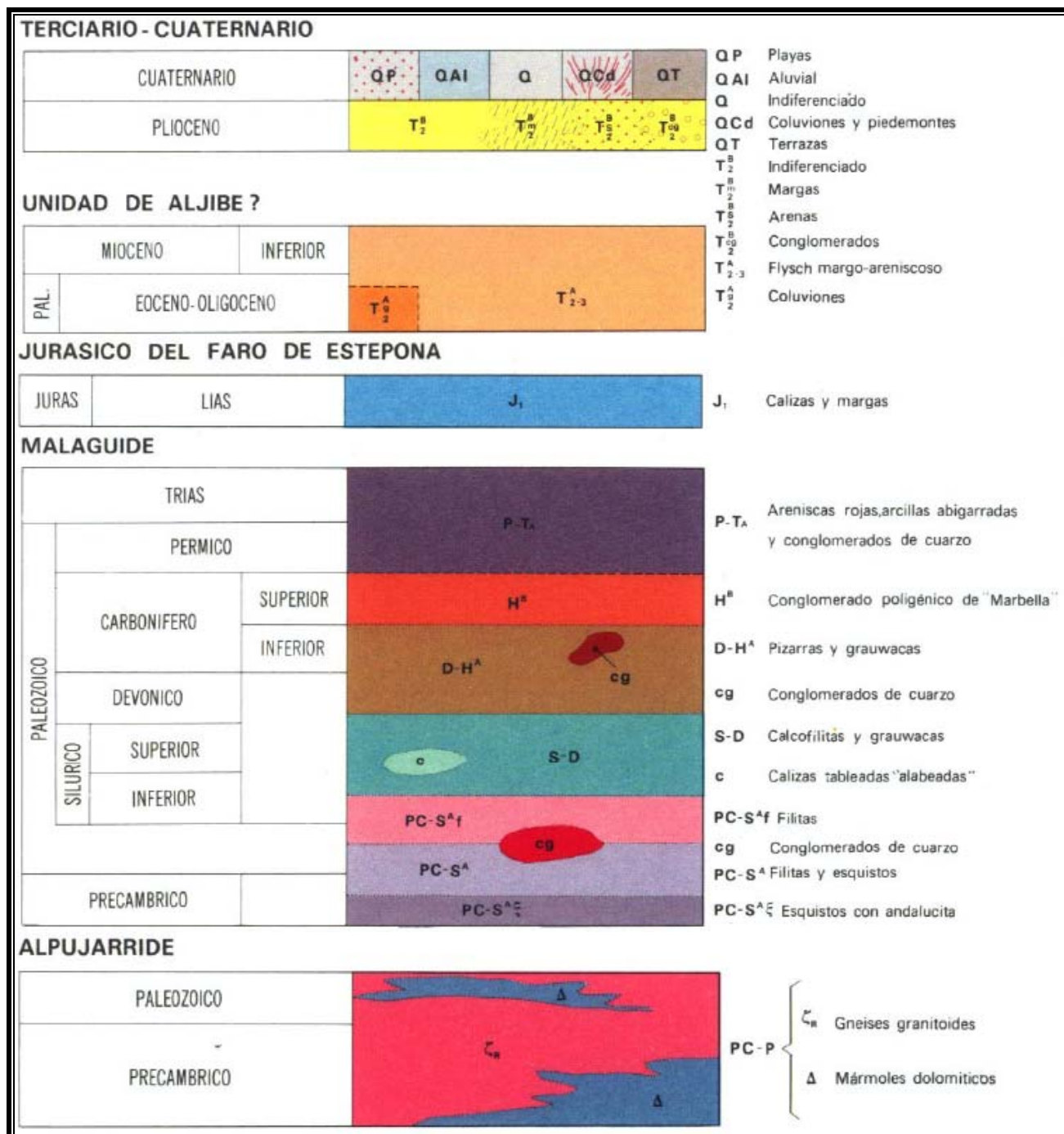
La parcela en estudio se ubica en este material cuaternario reciente, Cuaternario de Playas. Dada la topografía de la costa de perfil suave, tiene un amplio desarrollo de playas y ausencia de acantilados. Normalmente constituidas por sedimentos granulares de grano fino a grueso dependiendo de la dinámica de la costa.

A continuación se muestra un extracto de la hoja de Estepona, 1.072, del Mapa Geológico de España escala 1/50.000 y un corte geológico en la zona, publicado por el Instituto Geológico y Minero de España:



LOCALIZACIÓN GEOLÓGICA

A continuación se muestra un extracto de la leyenda de la hoja de Estepona 1.072, del Mapa Geológico de España escala 1/50.000 publicado por el Instituto Geológico y Minero de España, a fin de poder reconocer los materiales representados en el mapa:



4.2.- NIVELES GEOTÉCNICOS (Caracterización estratigráfica – geomecánica)

Con las investigaciones geotécnicas realizadas se definen unos niveles estratigráficos - geotécnicos cuya caracterización y posición se define seguidamente siguiendo el criterio de comenzar por los más superficiales y finalizar por los más profundos reconocidos a través de los reconocimientos directos disponibles.

Es de considerar en este apartado que la acotación y diferenciación de los diferentes niveles responden a criterios geotécnicos que en cada caso se definen atendiendo a su naturaleza, granulometría, plasticidad, coloración, componentes minerales, parámetros resistentes o cualquier otra característica que desde el punto de vista geotécnico se considere diferenciador o agrupante.

NIVEL 1: RELLENO ANTRÓPICO ARENO-LIMOSO.

Acotación del nivel.

La acotación de este nivel responde a una serie de características geotécnicas que se exponen en este apartado, siendo una de ellas la cota de aparición que puede ser más o menos regular. Las oscilaciones en la acotación de este nivel se reflejan en el cuadro que seguidamente se expone, debiéndose considerar más fiables las procedentes de reconocimientos directos (sondeos y/o calicatas) que las de los reconocimientos indirectos (penetraciones dinámicas).

ENSAYO	COTA (m) (respecto de calle)*	PROFUNDIDAD TECHO (m)	PROFUNDIDAD BASE (m)	ESPESOR (m)
S-1	+0,20	De 0,00	a 1,30	1,30
P-1	+0,20	De 0,00	a 1,20	1,20
P-2	+0,20	De 0,00	a 1,40	1,40

*Ver Croquis de Situación Anexo 6.1.

Con la información proporcionada por los diferentes ensayos, se puede establecer que éste relleno aparece desde una profundidad de techo de 0,00 m hasta una profundidad de base de entre 1,20-1,40 m. Estas cotas están medidas desde el punto de realización del ensayo, cota actual de la superficie del solar.

No se descarta la aparición de relleno a cotas mas profundas a lo largo de la zona de estudio.

Descripción del nivel.

Con los reconocimientos organolépticos y desde el punto de vista identificativo, este nivel ha sido reconocido como un relleno antrópico en el que se reconocen diversos subniveles:

- 0,00-0,20 restos de solería y/o hormigón, los cuales pueden generar elevados valores de compacidad en los ensayos de campo.
- Bajo esta, hasta 0,70 m, se observa un relleno areno-limoso de tonos marrones con bastante gravilla y grava subangulosa de origen poligénico.
- A partir de 0,70 m se observa un limo arenoso de tonos grises azulados con bastante grava esquistosa alterada. En esta se observan ligeras pátinas de oxidación.
- Entre 1,20-1,30 m vertido artificial de grava esquistosa con bastante cuarzo.

Parámetros resistentes: Consistencia o Compacidad.

Para la determinación de los parámetros resistentes de un suelo se utilizan ensayos “in situ” de penetración dinámica cuya interpretación sigue los criterios expresados por varios autores y que son de utilidad para determinar valores de capacidad portante por correlaciones con q_u .

Los ensayos de penetración Dinámica también nos permiten valorar la consistencia de los diferentes niveles agrupándolos en base a similitudes de golpeo. Además pueden diferenciar varios tramos de diferente consistencia dentro del mismo nivel.

De acuerdo con el criterio anterior, en el siguiente cuadro se resumen los valores medios de golpeo en los distintos tramos diferenciados:

Nº. Penetros	Nivel 1	
P-1	Prof. Base (m)	1,20
	Golpeo N_{20}	8-27
P-2	Prof. Base (m)	1,40
	Golpeo N_{20}	6-46
Compacidad	Media – Muy Compacta	

Del contraste entre los ensayos de resistencia realizados en campo se deduce que se trata de un nivel de compacidad “Media-Muy Compacta”, valores indicativos de un nivel de naturaleza heterogénea en cuanto a comportamiento geotécnico.

Dado lo inadecuado de este nivel de cara a la edificación, no se han realizado ensayos de laboratorio pues en *ningún* caso se deberá cimentar sobre él.

Este nivel deberá ser eliminado en su totalidad, retirando cualquier resto que no haya sido identificado por los ensayos de campo. De este modo cimentaremos siempre sobre terreno natural y nunca sobre relleno antrópico o niveles alterados.

NIVEL 2: DEPÓSITOS DE PLAYA DEL CUATERNARIO.

Acotación del nivel.

La acotación de este nivel responde a una serie de características geotécnicas que se exponen en este apartado, siendo una de ellas la cota de aparición que puede ser más o menos regular. Las oscilaciones en la acotación de este nivel se reflejan en el cuadro que seguidamente se expone, debiéndose considerar más fiables las procedentes de reconocimientos directos (sondeos y/o calicatas) que las de los reconocimientos indirectos (penetraciones dinámicas).

ENSAYO	PROFUNDIDAD TECHO (m)	PROFUNDIDAD BASE (m)	ESPESOR (m)
S-1	De 1,30	a 7,00**	5,70
P-1	De 1,20	a 6,00**	4,80
P-2	De 1,40	a 5,00**	3,60

* Fin del ensayo

** Fin del ensayo por rechazo

Con la información proporcionada por los diferentes ensayos, se puede establecer que éste nivel aparece desde una profundidad de techo de entre 1,20-1,40 m, hasta una profundidad de base de 7,00 m, donde finalizan los ensayos de campo.

Descripción del nivel

En base al reconocimiento de las muestras obtenidas este nivel se ha descrito como un nivel constituido por una arena de playa, arena limosa de grano medio, con bastante gravilla redondeada de origen poligénico. Con la profundidad aumenta el tamaño de la grava y el contenido en esta. A partir de 3,00 m predomina la grava y gravilla redondeada de origen poligénico, con matriz areno limosa de tonos grises-marrones. Entre 5,20-5,40 se reconoce un tramo con bastante matriz arcillosa. Tras este, se distingue un aumento en el tamaño de la grava, describiendo el nivel como grava de gran porte, con gravilla y arena. A 6,40 m se detectan bolos de gran porte (>0,20 m de diámetro).

Para caracterizar este nivel geotécnicamente se han realizado granulometría por tamizado y determinación de límites de Atterberg para poder llevar a cabo la clasificación granulométrica según el sistema Unificado de Suelos, que han ofrecido los suficientes parámetros como para delimitar su clasificación.

PARÁMETRO / MUESTRAS	M-1
Clasificación (USCS)	SW-SM
Límite líquido	N.P.
Límite plástico	N.P.
Índice de plasticidad	N.P.
% Pasa tamiz 4 (ASTM)	80,0
% Pasa tamiz 200	5,5

Parámetros resistentes

Para la determinación de los parámetros resistentes de un suelo se utilizan ensayos “in situ” de penetración dinámica cuya interpretación sigue los criterios expresados por varios autores y que son de utilidad para determinar valores de capacidad portante por correlaciones con q_u .

Los ensayos de penetración estándar SPT realizados en el interior del sondeo han ofrecido los siguientes valores:

ENSAYO	S-1 S.P.T.-1	S-1 S.P.T.-2
COTA (m)	1,60-2,05	4,00-4,45
N_{SPT}	20	36
Compacidad	Media	Compacta

Los ensayos de penetración Dinámica tipo “DPSH” nos permiten valorar la compacidad de los diferentes niveles agrupándolos en base a similitudes de golpeo. Además pueden diferenciar varios tramos de diferente consistencia dentro del mismo nivel.

De acuerdo con el criterio anterior, en el siguiente cuadro se resumen los valores medios de golpeo en los distintos tramos diferenciados:

Nº. Penetros	Nivel 2.	
P-1	Prof. Base (m)	6,00
	Golpeo N₂₀	11-R
P-2	Prof. Base (m)	5,00
	Golpeo N₂₀	9-R
Compacidad	Media-Muy Compacta	

Del contraste entre los ensayos de resistencia realizados en campo se deduce que se trata de un nivel de compacidad “Media-Muy Compacta”, valores indicativos de un nivel de naturaleza heterogénea en cuanto a su comportamiento geotécnico.

Resistencia y Deformación

La determinación del ángulo de rozamiento interno se ha realizado según la correlación propuesta por Peck y otros, 1974 para suelos granulares:

$$\phi = 27,1 + 0,3 \times N_{S.P.T.} - 5,4 \times 10^{-4} \times N_{S.P.T.}^2$$

Se ha considerado como valor de N₂₀ el valor más desfavorable obtenido, que al correlacionarlo con el N_{S.P.T.} da un valor de 8,05 y haciendo media con el valor más desfavorable de N_{S.P.T.}, obtenemos un valor de 9,025 al que le corresponde un ángulo de rozamiento interno de 29,76°.

La cohesión se ha estimado en 0,00 kp/cm² dada la naturaleza granular no cohesiva de este nivel de manera generalizable, no considerando las intercalaciones arcillosas a efectos de cálculo.

Permeabilidad

Atendiendo a los resultados granulométricos y a los límites de Atterberg obtenidos en los ensayos de laboratorio, y en función de los parámetros característicos del suelo recogidos por Lambe y Whittman. Consideramos que el nivel 2. Depósitos de Playa del Cuaternario, presenta un valor de K aproximado de $2 \cdot 10^{-3} - 5 \cdot 10^{-2}$ cm/s.

$$K = 2 \cdot 10^{-3} - 5 \cdot 10^{-2} \text{ cm/s}$$

La presencia de agua se considera:

- Baja cuando la cara inferior del suelo en contacto con el terreno se encuentra por encima del nivel freático.
- Media cuando la cara inferior del suelo en contacto con el terreno se encuentra a la misma profundidad que el nivel freático o a menos de dos metros por debajo.
- Alta cuando la cara inferior del suelo en contacto con el terreno se encuentra a dos o más metros por debajo del nivel freático.

Dado que el nivel freático ha sido detectado durante el reconocimiento en los ensayos de campo a una profundidad de entre 2,50-3,00 m y en base a la permeabilidad considerada para el nivel donde se llevarán acabo los muros, se establecen los siguientes valores según el C.T.E.:

Tabla 2.1 Grado de impermeabilidad mínimo exigido a los muros

Presencia de agua	Coeficiente de permeabilidad del terreno		
	$K_B \geq 10^{-2}$ cm/s	$10^{-5} < K_B < 10^{-2}$ cm/s	$K_B \leq 10^{-5}$ cm/s
Alta	5	5	4
Media	3	2	2
Baja	1	1	1

4.3.- CARACTERÍSTICAS SISMORRESISTENTES DE LA ZONA

Los efectos de un terremoto sobre un edificio dependen de su concepción estructural, de la forma en que se transmiten las ondas sísmicas al edificio a través del terreno y de su cimentación. La transmisión hasta un edificio de las ondas generadas en un terremoto es un fenómeno muy complejo, en el que interviene la deformabilidad dinámica del terreno, los espesores de suelo que cubren el substrato rocoso, los accidentes geológicos, etc.

Así, se hace necesario prever la forma en la que las vibraciones del substrato se transmiten al edificio a través de los elementos de cimentación, diseñando estos para que los efectos sean los menos perjudiciales posibles.

Para la consideración de la acción sísmica en las futuras construcciones es de aplicación la Norma de Construcción Sismorresistente (Parte General y Edificación) NCSR-02 publicada en el B.O.E.

A efectos de esta Norma las construcciones se clasifican en:

1. Moderada importancia. Aquellas con probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario, o producir daños económicos significativos a terceros.
2. Normal importancia. Aquellas cuya destrucción pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.
3. Especial importancia. Aquellas cuya destrucción pueda interrumpir un servicio imprescindible o que de lugar a efectos catastróficos.

En las construcciones de moderada importancia no es obligatoria la aplicación de esta Norma y en aquellas en que la aceleración sísmica de cálculo a_c , sea inferior a 0.04 g, siendo g la aceleración de la gravedad.

No es obligatoria la aplicación de esta Norma en las construcciones de moderada importancia, en las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica a_b , sea inferior a 0,04 g, siendo g la aceleración de la gravedad y en las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí, en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a 0,08 g. No obstante, la Norma será de aplicación en los edificios de más de siete plantas se la aceleración sísmica de cálculo, a_c es igual o mayor de 0,08 g.

La aceleración sísmica de cálculo (a_c) se define como el producto: $a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$; siendo

a_b : Aceleración sísmica básica.

ρ : Coeficiente adimensional de riesgo, cuyo valor es de 1,00 para construcciones de importancia normal y de 1,30 para construcciones de importancia especial.

S: Coeficiente de amplificación del terreno que toma los valores:

$$\text{Para } \rho \cdot a_b \leq 0,1 \text{ g} \quad S = \frac{C}{1,25}$$

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

$$\text{Para } 0,4 \text{ g} \leq \rho \cdot a_b \quad S = 1,0$$

Siendo C el Coeficiente de terreno dependiente de las características geotécnicas del terreno de cimentación.

También contempla la Norma la clasificación del terreno para el coeficiente de suelo:

TIPO DE TERRENO	COEFICIENTE C
Terreno I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso.	1,0
Terreno II: Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros.	1,3
Terreno III: Suelo granular de compacidad media o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme.	1,6
Terreno IV: Suelo granular suelto o suelo cohesivo blando.	2,0

Para el lugar de estudio se obtienen los siguientes parámetros de cálculo:

Nº colegiado 427

Nivel*	Tipo de terreno	Espesor (m)	C
			Coefficiente del suelo
2.*	II	15,00	1,30
2.	III	15,00	1,60

*Dado que nos encontramos con un nivel de depósitos detríticos en el que se producen intercalaciones de materiales finos y granulares, consideramos el 50 % del espesor total con un nivel granular denso con coeficiente 1.30 y el resto de los 30,00 con un nivel de finos de valor C = 1.60. De este modo tenemos en cuenta las características geológicas del material en profundidad y quedamos del lado de la seguridad.

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

Se adoptará como valor de C el valor medio obtenido al ponderar los coeficientes C_i de cada estrato con su espesor e_i , en metros mediante la expresión:

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

El coeficiente C se obtiene en función del tipo de terreno existente en una profundidad no menor de 30 metros por debajo de la cimentación.

En edificios con sótanos bajo nivel general de la superficie del terreno, los espesores de las distintas capas para clasificar las condiciones de cimentación deben, normalmente, medirse a partir de rasante.

Para el lugar de estudio se obtienen los siguientes parámetros de cálculo:

LUGAR O ZONA MÁS PROXIMA	Aceleración básica (a_b/g)	Coeficiente contribución (K)	Coeficiente de riesgo ρ	C: Coeficiente de terreno de cálculo	Aceleración de Cálculo a_c
Estepona	0,07	1.0	1.3 (p.100 años const. Especial importancia) 1.0 (p.50 años const. Normal importancia)	1,45	0,106 0,081

La citada Norma establece las siguientes reglas de diseño y prescripciones constructivas en zonas sísmicas en lo referente a la cimentación:

- Debe de evitarse la coexistencia en una misma unidad estructural de sistemas de cimentación superficiales y profundos.
- Es recomendable disponer la cimentación sobre un terreno de características geotécnicas homogéneas. Si el terreno de apoyo, presenta discontinuidades o cambios sustanciales en sus características, se fraccionará el conjunto de la construcción de manera que las partes situadas a uno y otro lado de la discontinuidad constituyan unidades independientes.
- Cuando existan suelos susceptibles de licuefacción, deberán adoptarse las medidas oportunas. En concreto no se considerará la resistencia de fuste de los pilotes en la zona de estos colindantes con estratos susceptibles de licuarse durante un sismo.
- Cuando $a_c \geq 0.08$ g los elementos de cimentación situados en el perímetro deberán enlazarse entre sí, siguiendo éste, mediante vigas de atado capaces de resistir un esfuerzo axial del valor a_c veces la carga vertical transmitida en cada punto.

Cuando $a_c \geq 0.16$ g el atado debe afectar a todos los elementos y ser en dos direcciones.

- En el caso de cimentación por pilotes, es recomendable que éstos posean una armadura longitudinal de sección al menos el 4% de área del pilote, y una armadura transversal equivalente al menos un ϕ del 10 cada 30 cm, en una longitud a partir del encepado no inferior a seis veces el diámetro del pilotes ni a seis metros.

4.4.- AGRESIVIDAD (Ambiente de exposición y hormigón recomendado para cimentaciones).

Para poder determinar la potencial agresividad de sulfatos y acidez del suelo y agua freática sobre los hormigones de la cimentación se han llevado a cabo ensayos de laboratorio que arrojan los siguientes resultados:

MUESTRA	CONTENIDO EN SULFATOS (mg/kg)
M-1	233,0

TIPO DE MEDIO AGRESIVO	PARÁMETROS	TIPO DE EXPOSICION		
		Qa	Qb	Qc
		ATAQUE DEBIL	ATAQUE MEDIO	ATAQUE FUERTE
AGUA	VALOR DEL pH	6.5-5.5	5.5-4.5	< 4.5
	CO ₂ AGRESIVO (mg CO ₂ /l)	15-40	40-100	> 100
	ION AMONIO (mg NH ₄ ⁺ /l)	15-30	30-60	> 60
	ION MAGNESIO (mg Mg ²⁺ /l)	300-1000	1000-3000	> 3000
	ION SULFATO (mg SO ₄ ²⁻ /l)	200-600	600-3000	> 3000
	RESIDUO SECO (mg/l)	75-150	50-75	< 50
SUELO	GRADO DE ACIDEZ. BAUMANN-GULLY	> 20	(*)	(*)
	ION SULFATO (mg SO ₄ ²⁻ /kg de suelo seco)	2000-3000	3000-12000	> 12000

De acuerdo con la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE), para definir la agresividad a la que va a estar sometido cada elemento estructural es necesario conocer el tipo de ambiente al que está sometido. Este ambiente viene definido por el conjunto de condiciones físicas y químicas que van a afectar al elemento estructural, que puede llegar a degradarlo como consecuencia de efectos diferentes a los de las cargas y solicitaciones consideradas en el análisis estructural.

El tipo de ambiente viene definido por la combinación de una de las clases de exposición frente a la corrosión de las armaduras y por las clases específicas de exposición relativas a los procesos de degradación. Para definir la clase específica de exposición es necesario conocer varios parámetros asociados a la agresividad que presenta el terreno (suelo y agua).

A partir del tipo de ambiente definido se deberá comentar si es necesario el uso de cemento sulforresistente (SR) o resistente al mar (MR) en la elaboración del hormigón de los elementos de cimentación.

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN	CLASE DE EXPOSICIÓN ESPECÍFICA	TIPO DE AMBIENTE
III a	--	III a

CEMENTO RECOMENDABLE PARA LOS HORMIGONES DE CIMENTACIÓN
ORDINARIO

Atendiendo al punto 37.3.4. Resistencia del hormigón frente al ataque por sulfatos de la EHE, se recomienda utilizar cemento ordinario dado que el nivel de sulfatos en suelos no es superior a 3000 mg/kg.

Con el tipo de cimentación y estructura prevista para las naves en estudio, no se prevé que la cimentación se encuentre en contacto con el nivel freático. En caso de optar por otro tipo de estructura o cimentación que se encuentre en contacto con el nivel freático, este deberá ser analizado. Del mismo modo que el contenido de sulfatos en suelos, en agua tampoco se podrá superar el límite establecido de 600 mg/l para el uso de cemento ordinario.

4.5.- ESTUDIO DE LA CIMENTACIÓN

El objetivo final de este informe es realizar una recomendación sobre el tipo de cimentación más adecuado para el proyecto definido, y por tanto en este apartado se define la tipología y profundidad de cimentación, así como el cálculo de la tensión admisible de trabajo y previsión de asentamientos en el caso que proceda.

Tipología y características del Proyecto:

Naves de puerto pesquero provistas de P.B.+Altillo.

Factores condicionantes:

- Parcela de topografía regular, forma irregular y topografía llana.
- Actualmente en la zona se reconocen una serie de edificaciones pendientes de derribo.
- Se detecta una capa/nivel de relleno y/o suelo de alteración de un espesor máximo de 1,40 m.
- No se detecta en superficie ninguna zona encharcada ni rezume de agua.
- Se detecta nivel freático a la de profundidad de 2,50-3,00 m, en los ensayos de campo realizados.
- La parcela en estudio limita en su fachada principal con un vial, el margen izquierdo limita con un callejón y el resto de sus márgenes limitan con muros de medianería de edificaciones colindantes.

Parámetros geotécnicos:

De acuerdo con la estratigrafía reconocida, y con los ensayos geotécnicos realizados, establecemos los siguientes parámetros geotécnicos que caracterizan los materiales sobre los que se pretende construir.

Nivel 1. Relleno Antrópico Areno-Limoso:

- | | | |
|--|----------|--------------------------------|
| • Ensayo penetración dinámica "DPSH": | N_{20} | = 6-46 |
| • Ángulo de rozamiento interno estimado: | ϕ | = 18°-20° |
| • Cohesión estimada: | C | = 0,00-0,05 Kp/cm ² |
| • Densidad aparente estimada: | d_a | = 1,80 Tn/m ³ |

*Parámetros estimados en base a N_{20}

**Nivel 2. Depósitos de Playa del Cuaternario:**

- Ensayo penetración dinámica “DPSH”: N_{20} = 9-R
 - Ángulo de rozamiento interno estimado: ϕ = 27°-40°
 - Cohesión estimada: C = 0,00 kp/cm²
 - Densidad aparente estimada: d_a = 1,90-2,10 Tn/m³
- *Parámetros estimados en base a N_{20} , N_{SPT} y resultados de ensayos de laboratorio realizados.

Propuesta de cimentación:

Para proponer una solución de cimentación acorde al edificio previsto, debemos tener en consideración la estructura de las naves, provistas de PB.+Altillo y el espesor del nivel 1 que oscila entre 1,20-1,40 m. Bajo ningún concepto la cimentación de las naves debe ir apoyada sobre dicho nivel, dado lo inadecuado que resulta ser para las naves, presentando unas características geotécnicas muy desfavorables. El nivel 1 debe de ser excavado en su totalidad, eliminando cualquier resto del mismo que no haya sido detectado en los pertinentes ensayos geotécnicos de campo realizados.

En función del análisis e interpretación de los resultados obtenidos tanto en campo como en laboratorio y teniendo en cuenta los factores citados en el párrafo superior, hemos considerado las siguientes soluciones de cimentación:

1. **Cimentación superficial mediante losa de hormigón armado + relleno geotécnico:** sustituyendo la capa de relleno antrópico por una de material seleccionado y debidamente compactado. De este modo cimentamos sobre el nivel 2. y no sobre material antrópico.
2. **Cimentación superficial mediante zapatas cuadradas arriostradas:** apoyada la cimentación sobre el nivel 2.
3. **Cimentación superficial mediante zapatas corridas:** apoyada la cimentación sobre el nivel 2.

Dada la heterogeneidad que presenta el nivel 2 con una compacidad variable, no es recomendable el uso de elementos de cimentación aislados.

Quedará en manos de la dirección técnica de la obra la elección del tipo de cimentación que más se ajuste a la construcción proyectada.

La cimentación elegida quedará apoyada sobre el nivel 2 de Depósitos de Playa del Cuaternario, habiéndose retirado previamente todo el nivel de rellenos que aparezca durante el proceso de excavación.

Si a lo largo de la parcela se detectasen (durante el proceso de excavación) niveles de relleno antrópico y/o alteración que no hayan sido detectados por los ensayos de campo, estos deberán ser retirados hasta alcanzar el terreno natural sobre el que se ubicará la cimentación de la estructura.

A tenor de los materiales existentes en la parcela (descritos en el apartado 4.2. Niveles Geotécnicos) y el tipo de edificación prevista, se recomienda que una vez realizada la excavación, se proceda al vertido de un relleno de mejores características geotécnicas, con el fin de suplir el desnivel generado en la eliminación del nivel 1, en aquellas zonas que sea necesario. Este espesor podrá ser variable, dado el espesor reconocido del nivel 1 se encuentra entre 1,20-1,40 m

Las características que garantizan un buen comportamiento del relleno geotécnico son las siguientes:

- El relleno geotécnico deberá cumplir el PG3.
- El material no deberá contener materia orgánica, vegetal u otras materias extrañas.
- El porcentaje de materiales finos será inferior al 25% en peso y el tamaño máximo de los elementos más gruesos será de 10 cm. El límite líquido deberá ser inferior a 30%.
- La densidad máxima correspondiente al ensayo Proctor Normal no será inferior a 1,75 t/m³.
- El material se deberá extender por tongadas sucesivas de unos 30 cm de espesor cada una de ellas. Una vez extendida la tongada se procederá a su humectación, de forma uniforme, hasta que el material alcance su contenido óptimo de humedad.
- Previamente a la colocación de rellenos bajo el agua debe dragarse cualquier suelo blando existente.
- Se colocará el relleno dejando una ligera pendiente a favor del talud con objeto de permitir la evacuación de agua. El terreno de apoyo debe ser firme y de perfil suave.

De acuerdo con el esquema de cimentación propuesto, estudiamos a continuación la carga admisible, limitada por hundimiento y por asientos.

1. Cimentación superficial mediante losa de hormigón armado

1.a Cálculo de la cimentación superficial mediante losa de hormigón armado + relleno geotécnico:

Se ha considerado una tensión de estructura estimada en 4,20 t/m² para una edificación provista de P.B.+I. Considerando a su vez el peso aplicado por una losa de hormigón armado con un espesor estimado de unos 0,60 m y una mejora geotécnica estimada de 0,60 m para suplir el desnivel.

Para la obtención de la carga neta adoptamos la expresión:

$$Q_{\text{neta}} = Q_{\text{estructura}} - \text{Peso tierra excavada}$$

Así la carga resultante estimada, responde a unas cargas netas de 1,68 t/m², considerando una excavación media, entorno a 1,20 m, las cuales deberán comprobarse por la Dirección Facultativa una vez que se conozcan las cargas definitivas del Proyecto.

De acuerdo con el esquema de cimentación propuesto, estudiamos a continuación la carga admisible, limitada por hundimiento y por asientos.

Por consideración de hundimiento:

Para realizar el cálculo de la carga de hundimientos utilizamos el cuadro propuesto por Terzaghi basado en asientos admisibles inferiores a 5 cm.

Dicha tabla establece la relación existente entre los datos obtenidos en los ensayos de penetración y la carga admisible para una losa de hormigón armado:

N₂₀	< 10	10 - 30	30 - 50	> 50
Q_{adm} Kp/cm²	Compactación	0.7 - 2.5	2.5 - 4.5	> 4.5

En la parcela estudiada pretendemos cimentar sobre el nivel 2. donde encontramos Depósitos de Playa del Cuaternario, dicho material se caracteriza por una compactación "media-muy compacta", con un número medio $N_{20} = 12$. Este valor de N situaría una carga admisible entre 0.7 y 2.5 Kp/cm². Para este intervalo podemos establecer una correlación lineal que se ajustaría a la ecuación:

$$q_{adm} = - 0.2 + 0.09 * N$$

Atendiendo a esta ecuación, obtendríamos un valor para el caso de cimentación por losa de:

$$Q_{adm} = 0,88 \text{ kp/cm}^2$$

Para determinar el diseño de una losa es necesario conocer los principios de evolución del coeficiente "k" de reacción del subsuelo también llamado de balasto. Consideramos una cimentación de ancho B que se encuentra sometida a una carga q, en ella se producirá un asentamiento s, determinados los términos, podemos establecer entre ellos la relación:

$$K = q / s$$

El valor adoptado por k toma unidades de KN / m² y depende de la longitud L, ancho B y de la profundidad de empotramiento de la cimentación.

Para el cálculo de k se toman como referencia las correlaciones propuestas por Terzaghi a partir de datos de campo con una placa de carga 30x30 cm, que relaciona con el tipo de suelo y el valor de N_{20} . Obtenemos de este modo el valor de k_{30} , necesario para calcular k. Algunos autores han propuesto formulas para ajustar este coeficiente de balasto a las dimensiones de la losa.

Para nuestro caso, que pretendemos cimentar en los Depósitos de Playa del Cuaternario del nivel 2., adoptamos un $k_{30} = 4,00 \text{ Kp/cm}^3$ y por ello se obtendrá un valor de K en función de las dimensiones de la cimentación adoptadas por la dirección facultativa.

$$Q_{adm} = 0,88 \text{ Kp/cm}^2$$

$$K_{30} = 4,00 \text{ Kp/cm}^3$$

Estudio de asientos - Tensión admisible:

El método seguido para el cálculo de los ~~asientos inducidos en el terreno es el de~~ Steinnbrenner, modelo multicapa sobre capa rígida, que consiste en calcular para cada capa el asiento al comienzo y al final de la misma, obteniéndose el asiento total por:

$$S_i = S_o - S_z$$

Donde:

S_o = Asiento al comienzo

S_z = Asiento al final de la capa

QB

$$S_z = \left(\frac{Q_B}{2E} \right) (C_A \phi_1 - C_B \phi_2)$$

Q = Presión Neta transmitida por la estructura

B = Ancho de la cimentación

$$A = 1 - \mu^2$$

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

μ = Coeficiente de Poisson 0.3

ϕ_1 y ϕ_2 = son coeficientes que dependen de las dimensiones de la cimentación y de la profundidad de cada capa.

E = Módulo de deformación, que puede estimarse a partir de los ensayos edométricos y de los ensayos de penetración.

A partir de los resultados aportados por los ensayos SPT y Dinámicos "DPSH" puede calcularse el módulo de deformación elástica para las capas arcillosas mediante la expresión: $E=5N = 5N_{20}$ (kg/cm²) y para suelos granulares mediante la expresión $E=8N = 8N_{20}$ (kg/cm²).

Teniendo en cuenta en general los valores medios más bajos que dejan del lado de la seguridad. El asiento medio de la cimentación con una distribución parabólica del mismo, bajo la losa es:

$$S_{\text{medio}} = S_{\text{esquina}} + 0.66 (S_{\text{esquina}} + S_{\text{centro}}).$$

A estos efectos consideramos el asiento, según los empotramientos anteriormente indicados.

Operando con la carga estimada que será aplicada al terreno 4,20 t/m², y considerando las dimensiones de losa más desfavorables, resulta un asiento igual a 1,10 cm, inferior al límite aceptado para losas por la normativa más extendida de 5,00 cm.

Se observa que incluso sin tener en cuenta el peso retirado durante el proceso de excavación del nivel 1, no se espera que se produzcan asientos superiores a los considerados como admisibles.

o **CÁLCULO DE ASIENTOS PARA LOSA:**

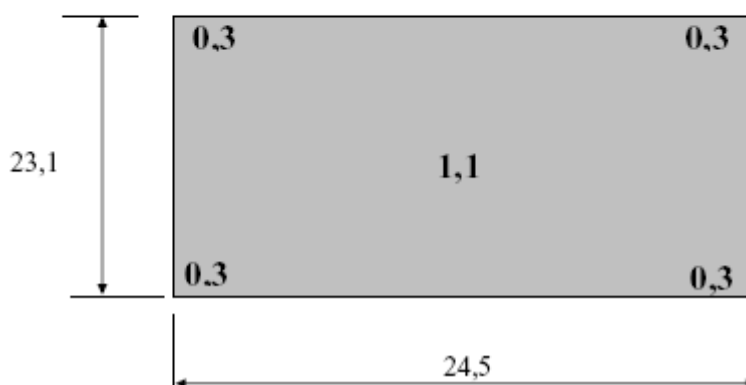
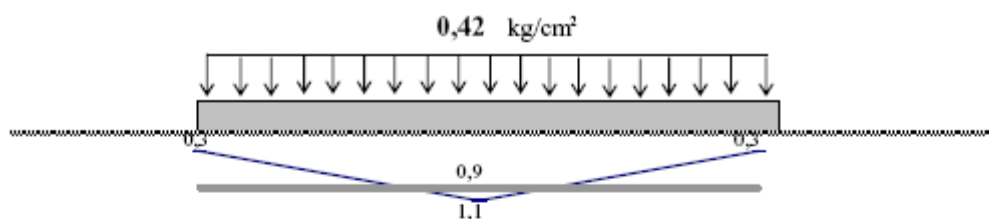
CÁLCULO DE PROFUNDIDAD DE INFLUENCIA según CHARLES			
4,2	Carga unitaria (t/m ²)		
1,060606061	relación lado largo(m*b)/lado corto(b)	a	24,5
23,77941176	Dimensión Característica (b*)	b	23,1
1,9	Densidad del terreno (aparente o sumegida) (t/m ³)		
0,09	Factor de intensidad de carga		Ang. Roz
1,154700538	f	1,15470054	30
8,20	Profundidad de Influencia (m)		
0,00	Iteración		

CALCULO DE ASIENTOS BAJO UN RECTANGULO CARGADO UNIFORMEMENTE

(Refs.: Harr (1966); Steinbrenner Geotecnia y Cimientos II pags. 257-263; I115)

q: presion transmitida (kg/cm²):	0,42
lados: A mayor (m)	24,50
B menor (m)	23,10
NUMERO DE CAPAS DEFORMABLES (10 MAX.)	4
PROFUNDIDAD DEL NIVEL CONSIDERADO INDEFORMABLE	8,20

CAPA DEFORMABLE	Z(inicial) (m)	E (kg/cm²)	coef Poisson V	S(cm)	0	1	1	2
NIVEL 1	0,00	72	0,30	0,3				
NIVEL 2	1,00	160	0,30	0,1				
NIVEL 3	1,90	200	0,30	0,4				
NIVEL 4	4,70	400	0,30	0,3				
S en el centro				1,1				
S en la esquina				0,3				
FACTOR k para correccion por rigidez				0,80				
S MEDIO (supuesta rigida)				0,9				





El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:

$$q B$$

$$S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1(A, B, z) - N \phi_2(A, B, z))$$

donde q = presión unitaria aplicada

E = módulo elástico

A = lado mayor

B = ancho de la cimentación (lado menor)

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

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

$$n = z/B$$

$$m = A/B$$

$$\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + n}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - n} \right) + n \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + 1}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - 1} \right) \right\}$$

$$\phi_2 = \frac{m}{\pi} \text{arctg} \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^{1/2}}$$

2. Cimentación superficial mediante zapatas cuadradas arriostradas: apoyado la cimentación sobre el nivel 2.

La cimentación mediante zapatas quedará apoyada sobre el nivel 2, durante el proceso de excavación se deberá cerciorar que la zapata no queda apoyada sobre algún resto de nivel 1 dado que ello puede derivar en patologías producidas por asientos diferenciales de la estructura.

Si el desnivel generando durante el proceso de excavación 1 comprendiese un espesor considerable, la zona de apoyo de la zapata podrá ser mejorada mediante una mejora geotécnica que cumpla con las características descritas en la página 30.

2.a Cálculo de la cimentación superficial mediante zapatas cuadradas arriostradas:

Se ha considerado una tensión de estructura estimada en 1,50 t/m² para una edificación provista de P.B.+I.

Para la obtención de la carga neta adoptamos la expresión:

$$Q_{\text{neto}} = Q_{\text{estructura}} - \text{Peso tierra excavada}$$

Así la carga resultante estimada, responde a unas cargas netas de 1,50 t/m², considerando una excavación nula, las cuales deberán comprobarse por la Dirección Facultativa una vez que se conozcan las cargas definitivas del Proyecto.

De acuerdo con el esquema de cimentación propuesto, estudiamos a continuación la carga admisible, limitada por hundimiento y por asientos.

Por consideración de hundimiento:

Considerando como asiento admisible $s = 2.54$ cm., realizamos los cálculos de cimentación manteniendo en todo momento las garantías de seguridad. Utilizamos para ello el método de Terzaghi y Peck (1.948), dicho método parte de los datos obtenidos en los ensayos de penetración que posteriormente aplicamos en las siguientes expresiones:

- Para $B \leq 1.2$

$$Q_{\text{adm}} = N \cdot s / 8$$

- Para $B \geq 1.2$

$$Q_{\text{adm}} = (N \cdot s / 12) \cdot (B + 0.3 / B)^2$$

Donde:

N = nº de golpes adoptado como promedio.

s = asiento tolerable en pulgadas, consideramos 1 pulgada (2.54 cm)

B = ancho de la zapata.

Se acepta que el valor de N_{20} en DPSH es similar a N del SPT, aplicando la correlación $N_{SPT} = N_{DPSH}$ para quedar del lado de la seguridad. Obtenemos de esta forma la siguiente tabla, donde se relaciona el ancho de zapata y la presión admisible:

ANCHO DE ZAPATA B (m.)	PRESIÓN ADMISIBLE (Kg/cm ²)
1,00	1,37
1,20	1,43
1,50	1,32
1,80	1,25
2,00	1,21

Estudio de asientos - Tensión admisible:

El método seguido para el cálculo de los asientos inducidos en el terreno es el de Steinnbrenner, modelo multicapa sobre capa rígida, que consiste en calcular para cada capa el asiento al comienzo y al final de la misma, obteniéndose el asiento total por:

$$S_i = S_0 - S_z$$

Donde:

S_0 = Asiento al comienzo

S_z = Asiento al final de la capa

QB

$$S_z = \left(\frac{Q_B}{2E} \right) (C_A \phi_1 - C_B \phi_2)$$

2E

Q = Presión Neta transmitida por la estructura

B = Ancho de la cimentación

$$A = 1 - \mu^2$$

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

μ = Coeficiente de Poisson 0.3

ϕ_1 y ϕ_2 = son coeficientes que dependen de las dimensiones de la cimentación y de la profundidad de cada capa.

E = Módulo de deformación, que puede estimarse a partir de los ensayos edométricos y de los ensayos de penetración.

A partir de los resultados aportados por los ensayos SPT y Dinámicos DPSH puede calcularse el módulo de deformación elástica para las capas arcillosas mediante la expresión: $E=5N = 5N_{20}$ (kg/cm²) y para suelos granulares mediante la expresión $E=8N = 8N_{20}$ (kg/cm²).

Teniendo en cuenta en general los valores medios más bajos que dejan del lado de la seguridad. El asiento medio de la cimentación con una distribución parabólica del mismo, bajo la zapata es:

$$S_{\text{medio}} = S_{\text{esquina}} + 0.66 (S_{\text{esquina}} + S_{\text{centro}}).$$

Operando con la tensión de estructura estimada en 1,50 t/m² y para una dimensión de zapatas de entre 1.00-2.00 m., resulta un asiento entre 0,10-0,20 cm, inferior al límite aceptado para zapatas por la normativa más extendida de 2.50 cm.



o **CÁLCULO DE ASIENTOS PARA ZAPATAS DE 3,00X3,00 m:**

Nº colegiado 427

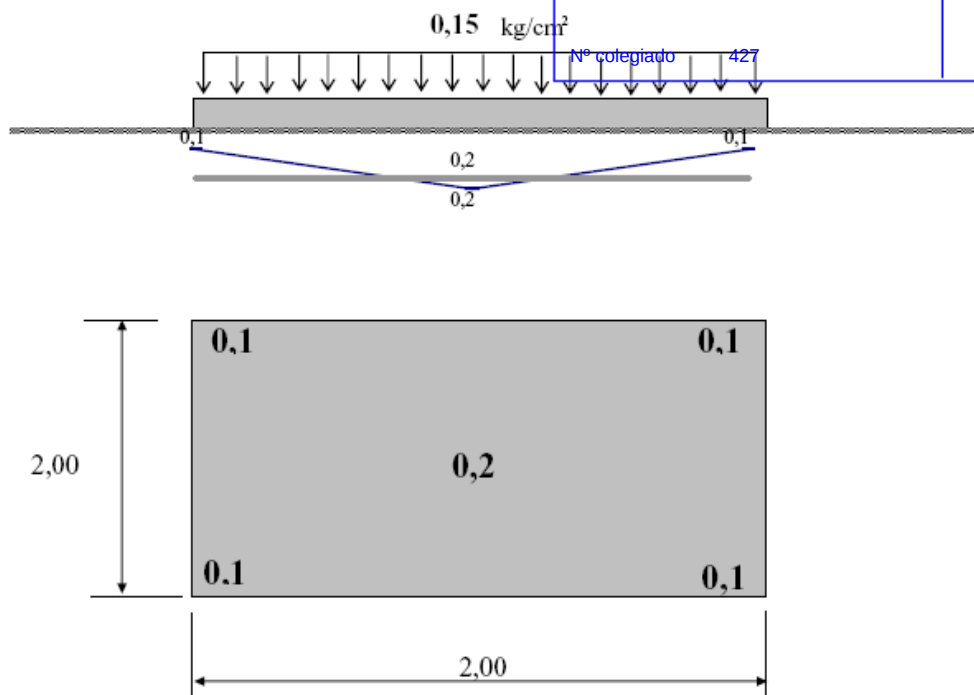
CALCULO DE PROFUNDIDAD DE INFLUENCIA según CHARLES			
1,5	Carga unitaria (t/m2)		
1	relación lado largo(m*b)/lado corto(b)	a	2
2	Dimensión Característica (b*)	b	2
1,9	Densidad del terreno (aparente o sumegida) (t/m3)		
0,39	Factor de intensidad de carga		Ang. Roz
1,154700538	f	1,15470054	30
1,25	Profundidad de Influencia (m)		
0,04	Iteración		

CALCULO DE ASIENTOS BAJO UN RECTANGULO CARGADO UNIFORMEMENTE

(Refs.: Harr (1966); Steinbrenner Geotecnia y Cimientos II pags. 257-263;1115)

q: presion transmitida (kg/cm²):	0,15
lados: A mayor (m)	2,00
B menor (m)	2,00
NUMERO DE CAPAS DEFORMABLES (10 MAX.)	4
PROFUNDIDAD DEL NIVEL CONSIDERADO INDEFORMABLE	1,25

CAPA DEFORMABLE	Z(inicial) (m)	E (kg/cm²)	coef Poisson V	S(cm)	0	0	0	0	0
NIVEL 1	0,00	72	0,30	0,2					
NIVEL 2	1,10	160	0,30	0,0					
NIVEL 3	1,90	200	0,30	0,0					
NIVEL 4	4,70	400	0,30	0,0					
S en el centro				0,2					
S en la esquina				0,1					
FACTOR k para correccion por rigidez				0,80					
S MEDIO (supuesta rigida)				0,2					



El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:

$$S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1 (A, B, z) - N \phi_2 (A, B, z))$$

donde q = presión unitaria aplicada

E = módulo elástico

A = lado mayor

B = ancho de la cimentación (lado menor)

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

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

$$n = z/B$$

$$m = A/B$$

$$\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + n}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - n} \right) + n \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + 1}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - 1} \right) \right\}$$

$$\phi_2 = \frac{m}{\pi} \arctg \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^{1/2}}$$

3. Cimentación superficial mediante zapatas corridas: apoyado la cimentación sobre el nivel 2.

La cimentación mediante zapatas quedará apoyada sobre el nivel 2, durante el proceso de excavación se deberá cerciorar que la zapata no queda apoyada sobre algún resto de nivel 1 dado que ello puede derivar en patologías producidas por asientos diferenciales de la estructura.

Si el desnivel generando durante el proceso de excavación 1 comprendiese un espesor considerable, la zona de apoyo de la zapata podrá ser mejorada mediante una mejora geotécnica que cumpla con las características descritas en la página 30.

3.a Cálculo de la cimentación superficial mediante zapatas corridas:

Se ha considerado una tensión de estructura estimada en 1,50 t/m² para una edificación provista de P.B.+I.

Para la obtención de la carga neta adoptamos la expresión:

$$Q_{\text{neta}} = Q_{\text{estructura}} - \text{Peso tierra excavada}$$

Así la carga resultante estimada, responde a unas cargas netas de 1,50 t/m², considerando una excavación nula, las cuales deberán comprobarse por la Dirección Facultativa una vez que se conozcan las cargas definitivas del Proyecto.

De acuerdo con el esquema de cimentación propuesto, estudiamos a continuación la carga admisible, limitada por hundimiento y por asientos.

Por consideración de hundimiento:

Considerando como asiento admisible $s = 2.54$ cm., realizamos los cálculos de cimentación manteniendo en todo momento las garantías de seguridad. Utilizamos para ello el método de Terzaghi y Peck (1.948), dicho método parte de los datos obtenidos en los ensayos de penetración que posteriormente aplicamos en las siguientes expresiones:

- Para $B \leq 1.2$

$$Q_{\text{adm}} = N \cdot s / 8$$

- Para $B \geq 1.2$

$$Q_{\text{adm}} = (N \cdot s / 12) \cdot (B + 0.3 / B)^2$$

Donde:

N = nº de golpes adoptado como promedio.

s = asiento tolerable en pulgadas, consideramos 1 pulgada (2.54 cm)

B = ancho de la zapata.

Se acepta que el valor de N_{20} en DPSH es similar a N del SPT, aplicando la correlación $N_{SPT} = N_{DPSH}$ para quedar del lado de la seguridad. Obtenemos de esta forma la siguiente tabla, donde se relaciona el ancho de zapata y la presión admisible:

ANCHO DE ZAPATA B (m.)	PRESIÓN ADMISIBLE (Kg/cm ²)
1,00	1,37
1,20	1,43
1,50	1,32
1,80	1,25
2,00	1,21

Estudio de asientos - Tensión admisible:

El método seguido para el cálculo de los asientos inducidos en el terreno es el de Steinnbrenner, modelo multicapa sobre capa rígida, que consiste en calcular para cada capa el asiento al comienzo y al final de la misma, obteniéndose el asiento total por:

$$S_i = S_o - S_z$$

Donde:

S_o = Asiento al comienzo

S_z = Asiento al final de la capa

QB

$$S_z = \left(\frac{Q_B}{2E} \right) (C_A \phi_1 - C_B \phi_2)$$

2E



Q = Presión Neta transmitida por la estructura

B = Ancho de la cimentación

$$A = 1 - \mu^2$$

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

μ = Coeficiente de Poisson 0.3

ϕ_1 y ϕ_2 = son coeficientes que dependen de las dimensiones de la cimentación y de la profundidad de cada capa.

E = Módulo de deformación, que puede estimarse a partir de los ensayos edométricos y de los ensayos de penetración.

A partir de los resultados aportados por los ensayos SPT y Dinámicos DPSH puede calcularse el módulo de deformación elástica para las capas arcillosas mediante la expresión: $E=5N = 5N_{20}$ (kg/cm²) y para suelos granulares mediante la expresión $E=8N = 8N_{20}$ (kg/cm²).

Teniendo en cuenta en general los valores medios más bajos que dejan del lado de la seguridad. El asiento medio de la cimentación con una distribución parabólica del mismo, bajo la zapata es:

$$S_{\text{medio}} = S_{\text{esquina}} + 0.66 (S_{\text{esquina}} + S_{\text{centro}}).$$

Operando con la tensión de estructura estimada en 1,50 t/m² y para una dimensión de zapatas que queda recogida en la siguiente tabla:

ASIENTOS (cm)		Largo de la zapata (L, m)		
		9,45	23,10	24,50
Ancho de la zapata (B, m)	1.00	0,20	0,20	0,20
	2.00	0,20	0,20	0,20
	3.00	0,20	0,30	0,30

Como puede observarse en la tabla superior, resulta un asiento que oscila entre 0,2-0,3 cm., inferior al límite aceptado para zapatas por la normativa más extendida de 2.50 cm.

CÁLCULO DE ASIENTOS PARA ZAPATAS CORRIDAS DE 3,00X24,50 m:

Nº colegiado 427



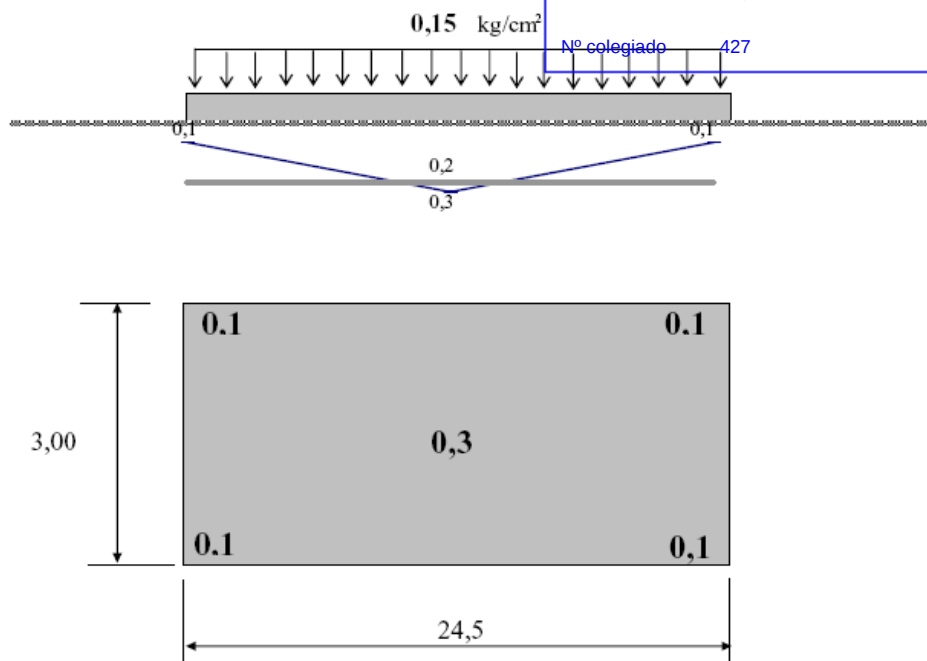
CALCULO DE PROFUNDIDAD DE INFLUENCIA según CHARLES			
1,5	Carga unitaria (t/m2)		
8,166666667	relación lado largo(m*b)/lado corto(b)	a	24,5
5,345454545	Dimensión Característica (b*)	b	3
1,9	Densidad del terreno (aparente o sumegida) (t/m3)		
0,15	Factor de intensidad de carga		Ang. Roz
1,154700538	f	1,15470054	30
2,30	Profundidad de Influencia (m)		
0,00	Iteración		

CALCULO DE ASIENTOS BAJO UN RECTANGULO CARGADO UNIFORMEMENTE

(Refs.: Harr (1966); Steinbrenner Geotecnia y Cimientos II pags. 257-263;1115)

q: presion transmitida (kg/cm²):	0,15
lados: A mayor (m)	24,50
B menor (m)	3,00
NUMERO DE CAPAS DEFORMABLES (10 MAX.)	4
PROFUNDIDAD DEL NIVEL CONSIDERADO INDEFORMABLE	2,30

CAPA DEFORMABLE	Z(inicial) (m)	E (kg/cm²)	coef Poisson ν	S(cm)	0	0	0	0
NIVEL 1	0,00	72	0,30	0,1				
NIVEL 2	1,00	160	0,30	0,1				
NIVEL 3	1,90	200	0,30	0,1				
NIVEL 4	4,70	400	0,30	0,0				
S en el centro				0,3				
S en la esquina				0,1				
FACTOR k para correccion por rigidez				0,86				
S MEDIO (supuesta rigida)				0,2				



El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:

$$S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1 (A, B, z) - N \phi_2 (A, B, z))$$

donde q = presión unitaria aplicada

E = módulo elástico

A = lado mayor

B = ancho de la cimentación (lado menor)

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

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

$$n = z/B$$

$$m = A/B$$

$$\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + n}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - n} \right) + n \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + 1}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - 1} \right) \right\}$$

$$\phi_2 = \frac{m}{\pi} \arctg \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^{1/2}}$$

4.6. EXCAVACIÓN DEL NIVEL 1

En la realización del vaciado deberán considerarse los siguientes puntos:

- Existencia de muros perimetrales con viales con tráfico rodado.
- El nivel freático ha sido reconocido en los ensayos de campo realizados a una cota de -2,50 m, por lo que no se espera que este pueda aparecer durante la excavación del nivel 1 que alcanzará una cota aproximada de 1,40 m. No obstante, no se considera estable esta cota de nivel freático, por lo que se recomienda se realice una nueva medida justo antes de comenzar la excavación.
- Características geotécnicas de los niveles afectados directa o indirectamente por la cimentación. Durante el proceso de excavación se observarán diferentes niveles:
 - i. Nivel 1, reconocido en el estudio como un *Relleno Antrópico Areno-Limoso*. Dicho nivel presenta un espesor máximo de 1,20-1,40 m. Este nivel será eliminado por completo, retirando cualquier resto que no haya sido detectado en los ensayos de campo. De este modo cimentaremos sobre terreno natural.
 - ii. Nivel 2, reconocido en el estudio como *Depósitos de Playa del Cuaternario*. Este nivel aparece desde una profundidad de techo de entre 1,20-1,40 m y como profundidad base 7,00 m. El nivel será excavado hasta alcanzar la profundidad necesaria para colocar la base de la cimentación de la estructura.

Teniendo en cuenta los puntos expuestos para la ejecución de la excavación del nivel 1, deberán tenerse en consideración los siguientes puntos:

- Los materiales que previsiblemente se verán implicados en la excavación, son materiales excavables con medios convencionales.
- Los taludes resultantes del vaciado se podrán ejecutar de forma ataluzada resultando estables a corto plazo, siempre y cuando no superen los 1,50 m de altura y se evite la transmisión de agua a los mismos. Para mayores dimensiones se dispondrá de un muro de hormigón armado.

- El vaciado de la parcela deberá ejecutarse mediante bataches de reducidas dimensiones y a través un muro de hormigón armado, dada la existencia de calles con tráfico rodado.

Para el dimensionamiento de muros, recomendamos adoptar los siguientes parámetros:

Nivel 1. Relleno Antrópico Areno-Limoso:

- Ensayo penetración dinámica "DPSH": N_{20} = 6-46
 - Ángulo de rozamiento interno estimado: ϕ = 18°-20°
 - Cohesión estimada: C = 0,00-0,05 Kp/cm²
 - Densidad aparente estimada: d_a = 1,80 Tn/m³
- *Parámetros estimados en base a N_{20}**

Nivel 2. Depósitos de Playa del Cuaternario:

- Ensayo penetración dinámica "DPSH": N_{20} = 7-R
 - Ángulo de rozamiento interno estimado: ϕ = 27°-40°
 - Cohesión estimada: C = 0,00 kp/cm²
 - Densidad aparente estimada: d_a = 1,90-2,10 Tn/m³
- *Parámetros estimados en base a N_{20} , N_{SPT} y resultados de ensayos de laboratorio realizados.**

5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES

5.1.- CONCLUSIONES

El presente estudio se emite a petición de la **AGENCIA PÚBLICA DE PUERTOS DE ANDALUCÍA, CONSEJERIA DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES**.

El proyecto estudiado consiste en la construcción de naves de puerto pesquero, en el Puerto de Estepona, perteneciente al término municipal de Estepona, provincia de Granada.

Trabajos geotécnicos realizados:

Para el reconocimiento geotécnico del subsuelo, se han realizado los siguientes ensayos geotécnicos:

Sondeo de Reconocimiento Geotécnico: 1

Ensayos de Penetración Dinámica tipo "DPSH": 2

Niveles geotécnicos diferenciados:

NIVEL 1: RELLENO ANTRÓPICO ARENO-LIMOSO.

Con la información proporcionada por los diferentes ensayos, se puede establecer que éste relleno aparece desde una profundidad de techo de 0,00 m hasta una profundidad de base de entre 1,20-1,40 m. Estas cotas están medidas desde el punto de realización del ensayo, cota actual de la superficie del solar.

No se descarta la aparición de relleno a cotas mas profundas a lo largo de la zona de estudio.

Con los reconocimientos organolépticos y desde el punto de vista identificativo, este nivel ha sido reconocido como un relleno antrópico en el que se reconocen diversos subniveles:

- 0,00-0,20 restos de solería y/o hormigón, los cuales pueden generar elevados valores de compacidad en los ensayos de campo.
- Bajo esta, hasta 0,70 m, se observa un relleno areno-limoso de tonos marrones con bastante gravilla y grava subangulosa de origen poligénico.
- A partir de 0,70 m se observa un limo arenoso de tonos grises azulados con bastante grava esquistosa alterada. En esta se observan ligeras pátinas de oxidación.
- Entre 1,20-1,30 m vertido artificial de grava esquistosa con bastante cuarzo.

Del contraste entre los ensayos de resistencia ~~realizados en campo se deduce que se trata~~ de un nivel de compacidad “Media-Muy Compacta”, valores indicativos de un nivel de naturaleza heterogénea en cuanto a comportamiento geotécnico.

Dado lo inadecuado de este nivel de cara a la edificación, no se han realizado ensayos de laboratorio pues en *ningún* caso se deberá cimentar sobre él.

Este nivel deberá ser eliminado en su totalidad, retirando cualquier resto que no haya sido identificado por los ensayos de campo. De este modo cimentaremos siempre sobre terreno natural y nunca sobre relleno antrópico o niveles alterados.

NIVEL 2: DEPÓSITOS DE PLAYA DEL CUATERNARIO.

Con la información proporcionada por los diferentes ensayos, se puede establecer que éste nivel aparece desde una profundidad de techo de entre 1,20-1,40 m, hasta una profundidad de base de 7,00 m, donde finalizan los ensayos de campo.

En base al reconocimiento de las muestras obtenidas este nivel se ha descrito como un nivel constituido por una arena de playa, arena limosa de grano medio, con bastante gravilla redondeada de origen poligénico. Con la profundidad aumenta el tamaño de la grava y el contenido en esta. A partir de 3,00 m predomina la grava y gravilla redondeada de origen poligénico, con matriz areno limosa de tonos grises-marrones. Entre 5,20-5,40 se reconoce un tramo con bastante matriz arcillosa. Tras este, se distingue un aumento en el tamaño de la grava, describiendo el nivel como grava de gran porte, con gravilla y arena. A 6,40 m se detectan bolos de gran porte (>0,20 m de diámetro).

Del contraste entre los ensayos de resistencia realizados en campo se deduce que se trata de un nivel de compacidad “Media-Muy Compacta”, valores indicativos de un nivel de naturaleza heterogénea en cuanto a su comportamiento geotécnico.

Agresividad:

Los ensayos realizados para determinar la potencial agresividad sobre los hormigones de la cimentación determinan que éstos deberían ser del tipo ORDINARIO.

Atendiendo al *punto 37.3.4. Resistencia del hormigón frente al ataque por sulfatos de la EHE*, se recomienda utilizar cemento ordinario dado que el nivel de sulfatos en suelos no es superior a 3000 mg/kg.

Con el tipo de cimentación y estructura prevista para el edificio de estudio, no se prevé que la cimentación se encuentre en contacto con el nivel freático. En caso de optar por otro tipo de estructura o cimentación que se encuentre en contacto con el nivel freático, este deberá ser analizado. Del mismo modo que el contenido de sulfatos en suelos, en agua tampoco se podrá superar el límite establecido de 600 mg/l para el uso de cemento ordinario.

Medida del nivel freático:

La campaña piezométrica realizada para la elaboración de este informe ha constado de las siguientes medidas:

ENSAYO	FECHA	NIVEL FREÁTICO (m)
S-1	11/11/2010	- 2,50 m
P-1	7/11/2010	- 3,00 m
P-2	17/11/2010	- 3,00 m

Estos niveles no deben considerarse estables, por ello es recomendable realizar una nueva medida de los niveles antes de comenzar los trabajos de excavación para la posterior ejecución de la cimentación.

Propuesta de cimentación:

Para proponer una solución de cimentación acorde al edificio previsto, debemos tener en consideración la estructura de las naves, provistas de PB.+Altillo y el espesor del nivel 1 que oscila entre 1,20-1,40 m. Bajo ningún concepto la cimentación de las naves debe ir apoyada sobre dicho nivel, dado lo inadecuado que resulta ser para las naves, presentando unas características geotécnicas muy desfavorables. El nivel 1 debe de ser excavado en su totalidad, eliminando cualquier resto del mismo que no haya sido detectado en los pertinentes ensayos geotécnicos de campo realizados.

En función del análisis e interpretación de los resultados obtenidos tanto en campo como en laboratorio y teniendo en cuenta los factores citados en el párrafo superior, hemos considerado las siguientes soluciones de cimentación:

1. **Cimentación superficial mediante losa de hormigón armado + relleno geotécnico:** sustituyendo la capa de relleno antrópico por una de material seleccionado y debidamente compactado. De este modo cimentamos sobre el nivel 2. y no sobre material antrópico.
2. **Cimentación superficial mediante zapatas cuadradas arriostradas:** apoyada la cimentación sobre el nivel 2.
3. **Cimentación superficial mediante zapatas corridas:** apoyada la cimentación sobre el nivel 2.

Dada la heterogeneidad que presenta el nivel 2 con una compacidad variable, no es recomendable el uso de elementos de cimentación aislados.

Quedará en manos de la dirección técnica de la obra la elección del tipo de cimentación que más se ajuste a la construcción proyectada.

La cimentación elegida quedará apoyada sobre el nivel 2 de Depósitos de Playa del Cuaternario, habiéndose retirado previamente todo el nivel de rellenos que aparezca durante el proceso de excavación.

Si a lo largo de la parcela se detectasen (durante el proceso de excavación) niveles de relleno antrópico y/o alteración que no hayan sido detectados por los ensayos de campo, estos deberán ser retirados hasta alcanzar el terreno natural sobre el que se ubicará la cimentación de la estructura.

A tenor de los materiales existentes en la parcela (descritos en el *apartado 4.2. Niveles Geotécnicos*) y el tipo de edificación prevista, se recomienda que una vez realizada la excavación, se proceda al vertido de un relleno de mejores características geotécnicas, con el fin de suplir el desnivel generado en la eliminación del nivel 1, en aquellas zonas que sea necesario. Este espesor podrá ser variable, dado el espesor reconocido del nivel 1 se encuentra entre 1,20-1,40 m

Las características que garantizan un buen comportamiento del relleno geotécnico son las siguientes:

- El relleno geotécnico deberá cumplir el PG3.
- El material no deberá contener materia orgánica, vegetal u otras materias extrañas.
- El porcentaje de materiales finos será inferior al 25% en peso y el tamaño máximo de los elementos más gruesos será de 10 cm. El límite líquido deberá ser inferior a 30%.

- La densidad máxima correspondiente al ensayo Proctor Normal no será superior a $1,75 \text{ t/m}^3$.
- El material se deberá extender por tongadas sucesivas de unos 30 cm de espesor cada una de ellas. Una vez extendida la tongada se procederá a su humectación, de forma uniforme, hasta que el material alcance su contenido óptimo de humedad.
- Previamente a la colocación de rellenos bajo el agua debe dragarse cualquier suelo blando existente.
- Se colocará el relleno dejando una ligera pendiente a favor del talud con objeto de permitir la evacuación de agua. El terreno de apoyo debe ser firme y de perfil suave.

De acuerdo con el esquema de cimentación propuesto, estudiamos a continuación la carga admisible, limitada por hundimiento y por asientos.

1. Cimentación superficial mediante losa de hormigón armado

1.a Cálculo de la cimentación superficial mediante losa de hormigón armado + relleno geotécnico:

Para nuestro caso, que pretendemos cimentar en los Depósitos de Playa del Cuaternario del nivel 2., adoptamos una $Q_{adm} = 0,88 \text{ Kp/cm}^2$.

Para nuestro caso, que pretendemos cimentar en los Depósitos de Playa del Cuaternario del nivel 2., adoptamos un $k_{30} = 4,00 \text{ Kp/cm}^3$ y por ello se obtendrá un valor de K en función de las dimensiones de la cimentación adoptadas por la dirección facultativa.

$$Q_{adm} = 0,88 \text{ Kp/cm}^2$$

$$K_{30} = 4,00 \text{ Kp/cm}^3$$

2. Cimentación superficial mediante zapatas cuadradas arriostradas: apoyado la cimentación sobre el nivel 2.

La cimentación mediante zapatas quedará apoyada sobre el nivel 2, durante el proceso de excavación se deberá cerciorar que la zapata no queda apoyada sobre algún resto de nivel 1 dado que ello puede derivar en patologías producidas por asientos diferenciales de la estructura.

Si el desnivel generando durante el proceso de excavación 1 comprendiese un espesor considerable, la zona de apoyo de la zapata podrá ser mejorada mediante una mejora geotécnica que cumpla con las características descritas en la página 30.

2a Cálculo de la cimentación superficial mediante zapatas cuadradas arriostradas:

ANCHO DE ZAPATA B (m.)	PRESIÓN ADMISIBLE (Kg/cm ²)
1,00	1,37
1,20	1,43
1,50	1,32
1,80	1,25
2,00	1,21

3. Cimentación superficial mediante zapatas corridas: apoyado la cimentación sobre el nivel 2.

La cimentación mediante zapatas quedará apoyada sobre el nivel 2, durante el proceso de excavación se deberá cerciorar que la zapata no queda apoyada sobre algún resto de nivel 1 dado que ello puede derivar en patologías producidas por asientos diferenciales de la estructura.

Si el desnivel generando durante el proceso de excavación 1 comprendiese un espesor considerable, la zona de apoyo de la zapata podrá ser mejorada mediante una mejora geotécnica que cumpla con las características descritas en la página 30.

3 Cálculo de la cimentación superficial mediante zapatas corridas:

ANCHO DE ZAPATA B (m.)	PRESIÓN ADMISIBLE (Kg/cm ²)
1,00	1,37
1,20	1,43
1,50	1,32
1,80	1,25
2,00	1,21

5.2 RECOMENDACIONES GENERALES

Tanto la elección de la cota de cimentación como la verificación de las tensiones admisibles consideradas en el cálculo deberán ser aprobadas en último término por la Dirección Facultativa de la obra.

La excavación se realizará de forma que no se alteren las características mecánicas del suelo, para ello se recomienda que la excavación de los últimos 15 a 20 cm. no sea efectuada hasta inmediatamente antes de iniciar el vertido del hormigón especialmente en suelos cohesivos.

Una vez alcanzado el firme elegido, y antes de hormigonar, se limpiará y nivelará el fondo.

Para losas de gran longitud (>30-40 m.) conviene disponer de juntas intermedias.

La planta de la losa es procurable que sea regular evitando entrantes, ángulos agudos, etc... que darían lugar a torsiones y sollicitaciones anómalas.

Si en el edificio hay zonas muy desigualmente cargadas las losas deben separarse mediante juntas.

El centro de gravedad de cargas verticales ha de coincidir lo más exactamente posible con el centro de gravedad de la losa, para evitar cualquier giro de la estructura debida a su propio peso.

El hormigonado debe hacerse, a ser posible, sin interrupciones que pueden dar lugar a planos de debilidad. En caso necesario, las juntas de trabajo se situarán en zonas de cortantes bajos, lejos de pilares.

Es aconsejable que la excavación del terreno por encima del plano de apoyo de la losa, si es de naturaleza arenosa, se realice por bandas de forma que inmediatamente después de poner dicho plano se efectúe un riego muy superficial mediante lechada de cemento una vez endurecida esta superficie, se colocará sobre ella la capa de hormigón compacto de limpieza y regularización para el apoyo.

Todos los elementos extraños que pudieran aparecer en el fondo de la excavación, como niveles arcillosos de terreno más flojo etc..., se retirarán, rebajándose el nivel del fondo lo suficiente para que las zapatas apoyen en condiciones homogéneas.

Cuando los elementos extraños sean más compresibles que el terreno en su conjunto, serán excavados y sustituidos por un suelo de relleno compactado para tener una compresibilidad equivalente a la del conjunto.

Los emparrillados o armaduras que se coloquen sobre el fondo de la zapata deberán apoyarse sobre tacos de mortero rico que se usarán de espaciadores respecto al nivel teórico del fondo de la zapata, que es el del hormigón de limpieza.

En ningún caso deben apoyar las armaduras sobre "pates" o latiguillos metálicos que después del hormigonado queden en contacto con la superficie del terreno, pues constituirían un punto fácil de entrada de los fenómenos de corrosión a la armadura.

Los espaciadores deben colocarse formando cuadros de lado 15 a 20 veces el diámetro de la armadura.

Es conveniente también colocar espaciadores en la parte vertical de ganchos o patillas, para evitar el movimiento horizontal de la parrilla de fondo. No se realizará nunca hormigonado por fases en zapatas aisladas.

Es importante que todas aquellas obras que se pretendan realizar junto a los elementos de cimentación (soleras, arquetas de pie de pilar, saneamientos, etc.) se estudien convenientemente para no alterar las condiciones de trabajo de los mismos o bien dar lugar, mediante fugas, a vías de agua que produzcan lavados del terreno, descalzamientos, encharcamientos, fenómenos de expansividad, etc...

Caso de detectarse sobre la cota de cimentación la presencia de agua (nivel freático no previsto, oscilaciones del mismo, aguas colgadas, etc.) se deberá realizar un estudio para determinar la posible agresividad del medio sobre los materiales empleados y el sistema de saneamiento o drenaje adecuado para una correcta ejecución de la cimentación.

Debe de indicarse que las consideraciones expuestas en el presente informe han sido deducidas a partir de ensayos puntuales, constituyendo una extrapolación al conjunto de la parcela en las condiciones actuales del subsuelo.



Ello no es óbice, para que puedan producirse variaciones con respecto al esquema definido, derivadas de la heterogeneidad que pueda presentar el terreno, o bien de alteraciones posteriores antrópicas (rellenos, excavaciones, etc) realizadas con anterioridad al comienzo de la obra y que hagan necesario la ampliación del estudio geotécnico y la modificación de las soluciones de cimentación iniciales.

Una vez consultado el informe geotécnico y en caso de creer necesaria la realización de nuevos ensayos para la ampliación del estudio geotécnico, estos deberán ser solicitados por escrito por parte de la dirección técnica de la obra o la propiedad de la misma.

Hay que indicar que las consideraciones que se exponen en los anteriores párrafos están referidas a ensayos puntuales realizados. Cabe pensar que en su conjunto son extrapolables a la totalidad de la parcela. No se descarta la posibilidad de que aparezcan zonas con diferentes características a las indicadas.

Granada a 23 de Noviembre de 2010

Fdo.: Francisco M. Gámiz Malagón.
Colegiado I.C.O.G.A. Nº 427
Jefe Dpto. Geotecnia

Fdo.: Rocío Gómez Pérez
Colegiado I.C.O.G.A. Nº 618
Dpto. Geotecnia

Nº visado 01103428

Fecha 29/11/2010

Colegiado Francisco Manuel Gámiz Malagón

El Secretario,

Nº colegiado 427



6.- ANEXOS

6.1.- CROQUIS DE SITUACIÓN DE ENSAYOS

6.2.- ACTAS DE ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA

6.3.- ACTA DE SONDEO DE RECONOCIMIENTO

6.4.- REPORTAJE FOTOGRÁFICO

6.5.- ACTAS DE RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO



6.1.- CROQUIS DE SITUACIÓN DE ENSAYOS

CALLE PUERTO PESQUERO

P-2



NAVE

S-1



VIAL

P-1



EDIFICIO
(RESTAURANTE)

LEYENDA

-  Sondeo de reconocimiento
-  Ensayo de Penetración dinámica
-  Límite del Solar
-  Punto de Referencia de Ensayos



ILUSTRE COLEGIO OFICIAL DE
GEÓLOGOS DE ANDALUCÍA

VISADO

Nº visado 01103428 Fecha 29/11/2010
Colegiado Francisco Manuel Gámiz Malagón

Nº colegiado 427

CROQUIS DE SITUACIÓN DE ENSAYOS EN EL SOLAR
SITUADO EN PUERTO DE ESTERONA,
ESTERONA (MÁLAGA)

AGENCIA PÚBLICA DE PUERTOS DE ANDALUCÍA

ENCARGO: **PLANTA DEL SOLAR**

PLANO: **S/e**

ESCALA: **s/e**

EXPEDIENTE: **IG-119110**

DATOS TÉCNICOS: **NOVIEMBRE 2010**

N. PLANO: **1**

FECHA: **NOVIEMBRE 2010**

SECRETARIO: **FRANCISCO GÓMEZ PÉREZ**
LDA. GEOLÓGIA



ILUSTRE COLEGIO OFICIAL DE
GEOLOGOS DE ANDALUCÍA

VISADO

Nº visado 01103428 Fecha 29/11/2010
Colegiado Francisco Manuel Gámiz Malagón

Nº colegiado 427

El Secretario,



6.2.- ACTA DE SONDEO GEOTÉCNICO A ROTACIÓN

Acta de Sondeo Geotécnico a Rotación

Referencia: 119110

CLIENTE: CONSEJERÍA DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTES, AGENCIA PÚBLICA DE PUERTOS DE ANDALUCÍA, PUERTO DE ESTEPONA	FECHA INICIO: 11/11/2010	FECHA DE FINALIZACIÓN: 11/11/2010	SONDEO: S-1 (Hoja 1 de 1)	COTA: +0,20 m respt.calle	Profundidad Alcanzada: 7,00 m
OBRA: NAVES DE PUERTO PESQUERO	DIRECCION: PUERTO DE ESTEPONA, ESTEPONA (MALAGA)	Nº colegiado: 427	NIVEL FREÁTICO: -2,50 m		

Profundidad		Perforación	Recuperación (%)				Columna Estratigráfica	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA	MUESTRAS		LIMITES DE ATTERBERG			GRANULOMETRIA			Clasif. USCS	COMPRESION			HINCH. LAMBE		SO4= mg/kg suelo s.	ENSAYOS DE CORTE	
			20	40	60	80			100	Inalt.	S.P.T.	LL	LP	IP	5	0,4		0,08	qu (Kp/cm²)	Ds (g/cm³)	W (%)	C.P.V. (Mpa)		CLASIFICACIÓN	TIPO
0.00		101 mm						Nivel 1 Relleno antrópico en el que se reconocen diversos subniveles: Entre 0,00-0,20 restos de solería. Bajo esta hasta 0,70 m , se observa un relleno areno-limoso de tonos marrones con bastante gravilla y grava subangulosa de origen poligénico. A partir de 0,70 m se observa un limo arenoso de tonos grises azulados con bastante grava esquitosa . Se observan ligeras pátinas de oxidación en los granos cuarcíticos de la grava. Entre 1,20-1,30 m predomina la grava esquistosa con bastante cuarzo hasta 1,30 m																	
1.00										1,60															
2.00		86 mm.(W, tipo B)							N=20																
										2,05	N.P.	N.P.	N.P.	80,0	14,0	5,5	SW-SC						233,0		
3.00																									
4.00									4,00																
									N=36																
								4,45																	
5.00																									
6.00																									
7.00																									

Normativa:

Toma de Muestras según XP P94-202

Ensayo de penetración y toma de muestras con (SPT) según UNE 103-800:1992

Responsable del Ensayo

Director del Laboratorio

Fdo: Rocío Gómez Pérez
Geóloga

Fdo: Francisco Manuel Gámiz Malagón
Geólogo



6.3.- ACTAS DE ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA



CLIENTE: CONSEJERIA DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTES, AGENCIA PÚBLICA DE PUERTOS
DE ANDALUCÍA, PUERTO DE ESTEPONA

Proyecto: Naves de Puerto Pesquero

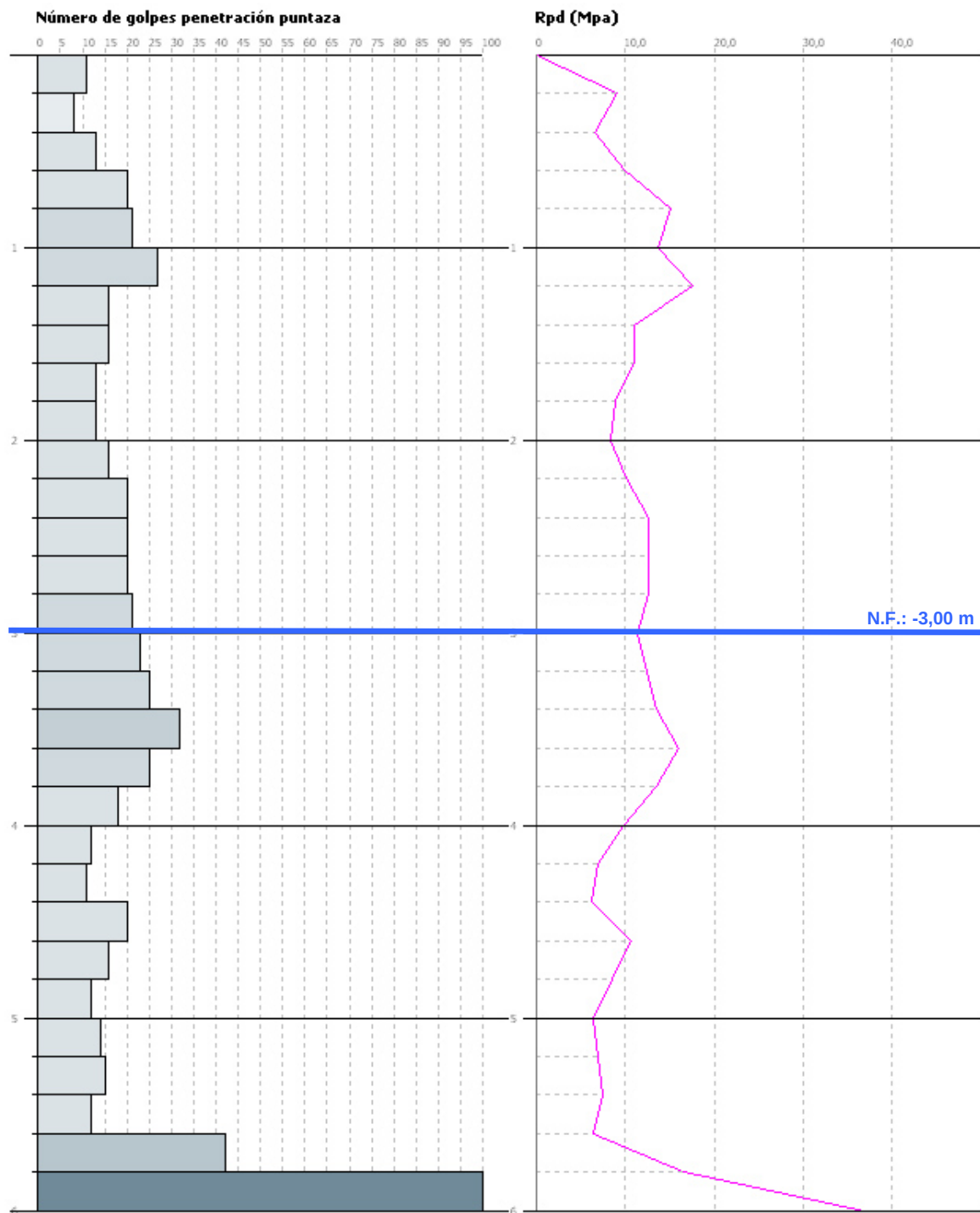
Localización: Puerto de Estepona, Estepona (Málaga)

Cota: +0,20 m respecto calle

Nivel Freático: -3,00 m

Nº colegiado 427

Sonda: Roda 1000
Peso de la maza: 63,5 kg ± 0,5kg
Altura de Caída: 76 cm
Superficie Puntaza: 20 cm²
Varillaje: 33 mm ± 2mm



Responsable del Ensayo

Director del Laboratorio

Fdo.: Rocio Gómez Pérez
Geóloga

Fdo.: Francisco Manuel Gámiz Malagón
Geólogo



CLIENTE: CONSEJERIA DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTES, AGENCIA PÚBLICA DE PUERTOS
DE ANDALUCÍA, PUERTO DE ESTEPONA

Proyecto: Naves de Puerto Pesquero

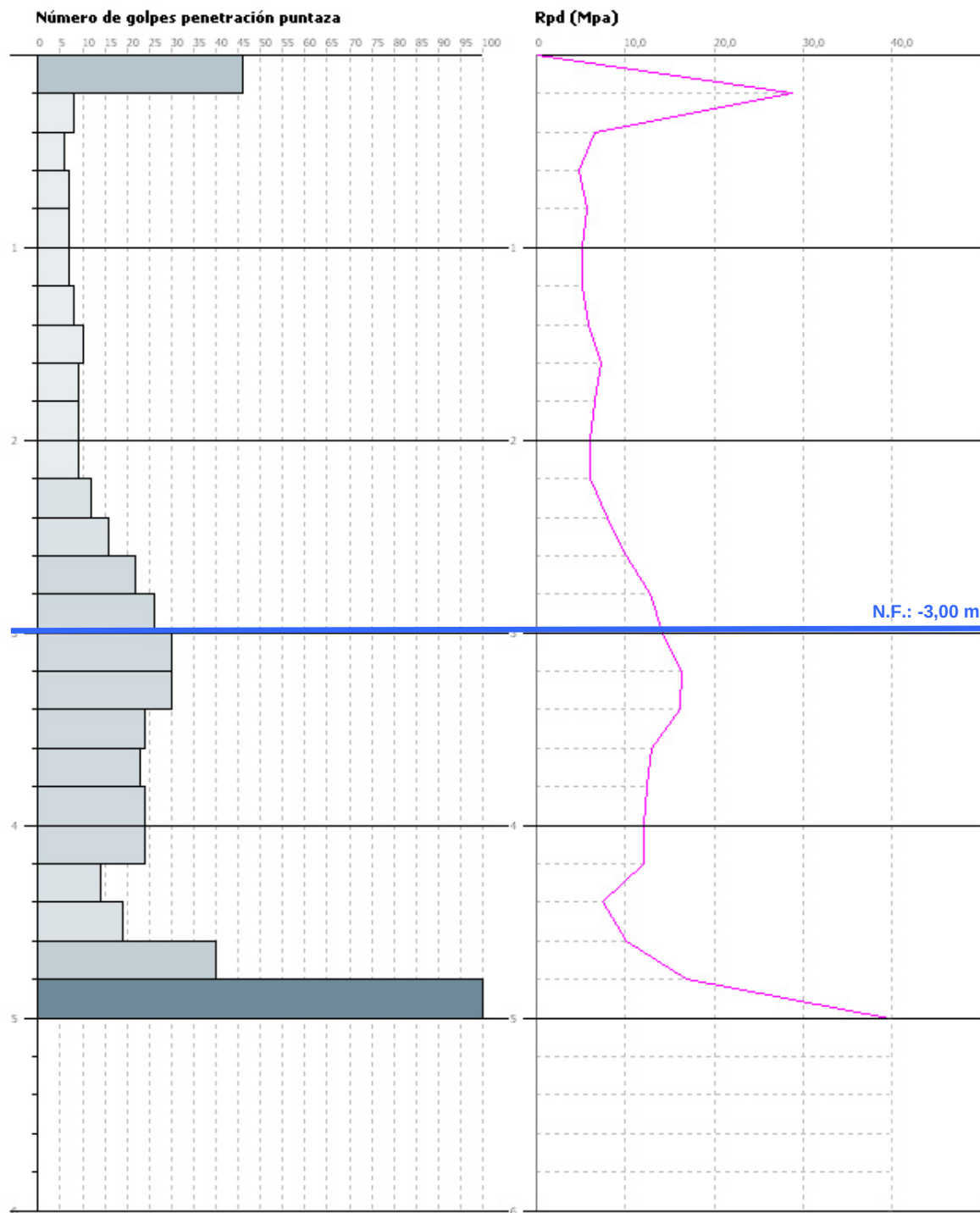
Localización: Puerto de Estepona, Estepona (Málaga)

Cota: +0,20 m respecto calle

Nivel Freático: -3,00 m

Nº colegiado 427

Sonda: Roda 1000 A
Peso de la maza: 63,5 Kg ± 0,5Kg
Altura de Caída: 76 cm
Superficie Puntaza: 20 cm²
Varillaje: 33 mm ± 2mm



Responsable del Ensayo

Director del Laboratorio

Fdo.: Rocio Gómez Pérez
Geóloga

Fdo.: Francisco Manuel Gámiz Malagón
Geólogo



ILUSTRE COLEGIO OFICIAL DE
GEOLOGOS DE ANDALUCÍA

VISADO

Nº visado 01103428 Fecha 29/11/2010

Colegiado Francisco Manuel Gámiz Malagón

Nº colegiado 427

El Secretario,



6.4.- REPORTAJE FOTOGRÁFICO

Nº visado 01103428

Fecha 29/11/2010

Colegiado Francisco Manuel Gámiz Malagón

El Secretario,

Nº colegiado 427



- **Detalle del sondeo realizado:**

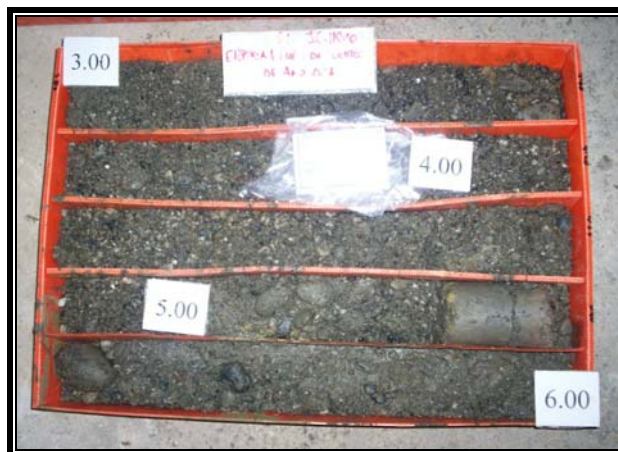


Sondeo nº1

- Detalle de las cajas del sondeo 1:



Caja nº 1: 0,00-3,00 m



Caja nº 2: 3,00-6,00 m



Caja nº 3: 6,00-9,00 m

- Detalle de los Penetros:



Penetro N° 1



Penetro N° 2

Nº visado 01103428

Fecha 29/11/2010

Colegiado Francisco Manuel Gámiz Malagón

El Secretario,

Nº colegiado 427



6.5.-ACTAS DE RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO



SEINGO, S.L.U.
INGENIERIA CIVIL
CONTROL DE CALIDAD



ILUSTRE COLEGIO OFICIAL DE
GEÓLOGOS DE ANDALUCÍA

VISADO

Nº visado 01103428

Fecha 29/11/2010

Colegiado Francisco Manuel Gámiz Malagón

El Secretario,

ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYOS

Nº colegiado 427

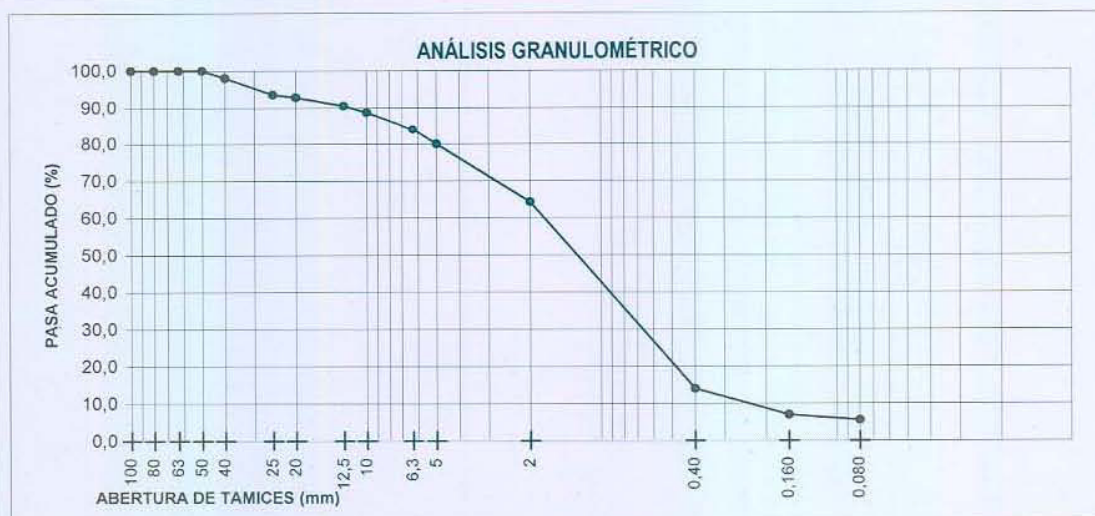
GRANULOMETRÍA DE SUELOS POR TAMIZADO (UNE 103 101:95)

I.- DATOS IDENTIFICATIVOS:

		CÓDIGO DEL LABORATORIO:	ORDEN DE TRABAJO N°:	
		A068-S-452	29756	
PETICIONARIO:	GEOTEMA S.L			
OBRA:	IG-119110			
TIPO DE MATERIAL:	SUELO		FECHA TOMA DE MUESTRA:	18-nov-10
PROCEDENCIA:	IG-119110			
LOCALIZACIÓN:	M-1			

II.- EXPRESIÓN DE RESULTADOS:

TAMICES U.N.E. (mm)	100	80	63	50	40	25	20	12,5	10	6,3	5	2	0,40	0,160	0,080
A.S.T.M. Designación	4"	3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	1/4"	Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 80	Nº 200
A.S.T.M. abertura (mm)	101,6	76,2	63,5	50,8	38,1	25,4	19,1	12,7	9,52	6,35	4,75	2,00	0,42	0,177	0,074
Pasa acumulado en muestra total (%)	100,0	100,0	100,0	100,0	98,0	93,6	92,8	90,5	88,7	84,1	80,0	64,3	14,0	6,9	5,5



OBSERVACIONES:

Padul, a 19 de Noviembre de 2010



Fdo.: Fco. Javier Soto Pérez
Responsable del ensayo
Licenciado en Ciencias Químicas

NOTA: Este Acta de Resultados sólo afecta a las muestras sometidas a ensayo. Prohibida su reproducción total o parcial sin la aprobación por escrito de SEINGO.



SEINGO, S.L.U.
INGENIERIA CIVIL
CONTROL DE CALIDAD



ILUSTRE COLEGIO OFICIAL DE
GEÓLOGOS DE ANDALUCÍA

VISADO

Nº visado 01103428

Fecha 29/11/2010

Colegiado Francisco Manuel Gámiz Malagón

El Secretario,

ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYOS

ENSAYO DE LOS LIMITES DE ATTERBERG (UNE 103-103/94 Y UNE 103-104/93)

I.- DATOS IDENTIFICATIVOS:

		CÓDIGO DEL LABORATORIO :	ORDEN DE TRABAJO Nº:
		A068-S-452	29756
PETICIONARIO:	GEOTEMA S.L		
OBRA:	IG-119110		
TIPO DE MATERIAL:	SUELO	FECHA TOMA DE MUESTRAS:	18/11/2010
PROCEDENCIA:	IG-119110		
LOCALIZACIÓN:	M-1		

II.- EXPRESIÓN DE RESULTADOS:

LÍMITE LÍQUIDO:	-
LÍMITE PLÁSTICO:	-
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:	-

OBSERVACIONES:

MATERIAL NO PLASTICO

Padul, a 19 de Noviembre de 2010



Fdo.: Fco. Javier Soto Pérez
Responsable del ensayo
Licenciado en Ciencias Químicas

NOTA: Este Acta de Resultados sólo afecta a las muestras sometidas a ensayo. Prohibida su reproducción total o parcial sin la aprobación por escrito de SEINGO.



SEINGO, S.L.U.
INGENIERIA CIVIL
CONTROL DE CALIDAD



ILUSTRE COLEGIO OFICIAL DE
GEÓLOGOS DE ANDALUCÍA

VISADO

Nº visado 01103428

Fecha 29/11/2010

Colegiado Francisco Manuel Gámiz Malagón

El Secretario,

ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYOS

ENSAYO DEL CONTENIDO DE SULFATOS SOLUBLES EN LOS SUELOS (UNE 103 201: 96)

I.- DATOS IDENTIFICATIVOS:

		CÓDIGO DEL LABORATORIO :	ORDEN DE TRABAJO Nº:
		A068-S-452	29756
PETICIONARIO:	GEOTEMA S.L		
OBRA:	IG-119110		
TIPO DE MATERIAL:	SUELO	FECHA TOMA DE MUESTRAS:	18/11/2010
PROCEDENCIA:	IG-119110		
LOCALIZACIÓN:	M-1		

II.- EXPRESION DE RESULTADOS:

% de SO ₃ =	0,03 %
% de suelo que pasa por el tamiz UNE 2 mm =	64,3 %
% de SO ₃ referido a la muestra original =	0,02 %
lón sulfato, expresado en mg SO ₄ ²⁻ /Kg de suelo seco =	233 mg

OBSERVACIONES:

Padul, a 24 de Noviembre de 2010



Fdo.: Fco. Javier Soto Pérez
Responsable del ensayo
Licenciado en Ciencias Químicas

NOTA: Este Acta de Resultados sólo afecta a las muestras sometidas a ensayo. Prohibida su reproducción total o parcial sin la aprobación por escrito de SEINGO.