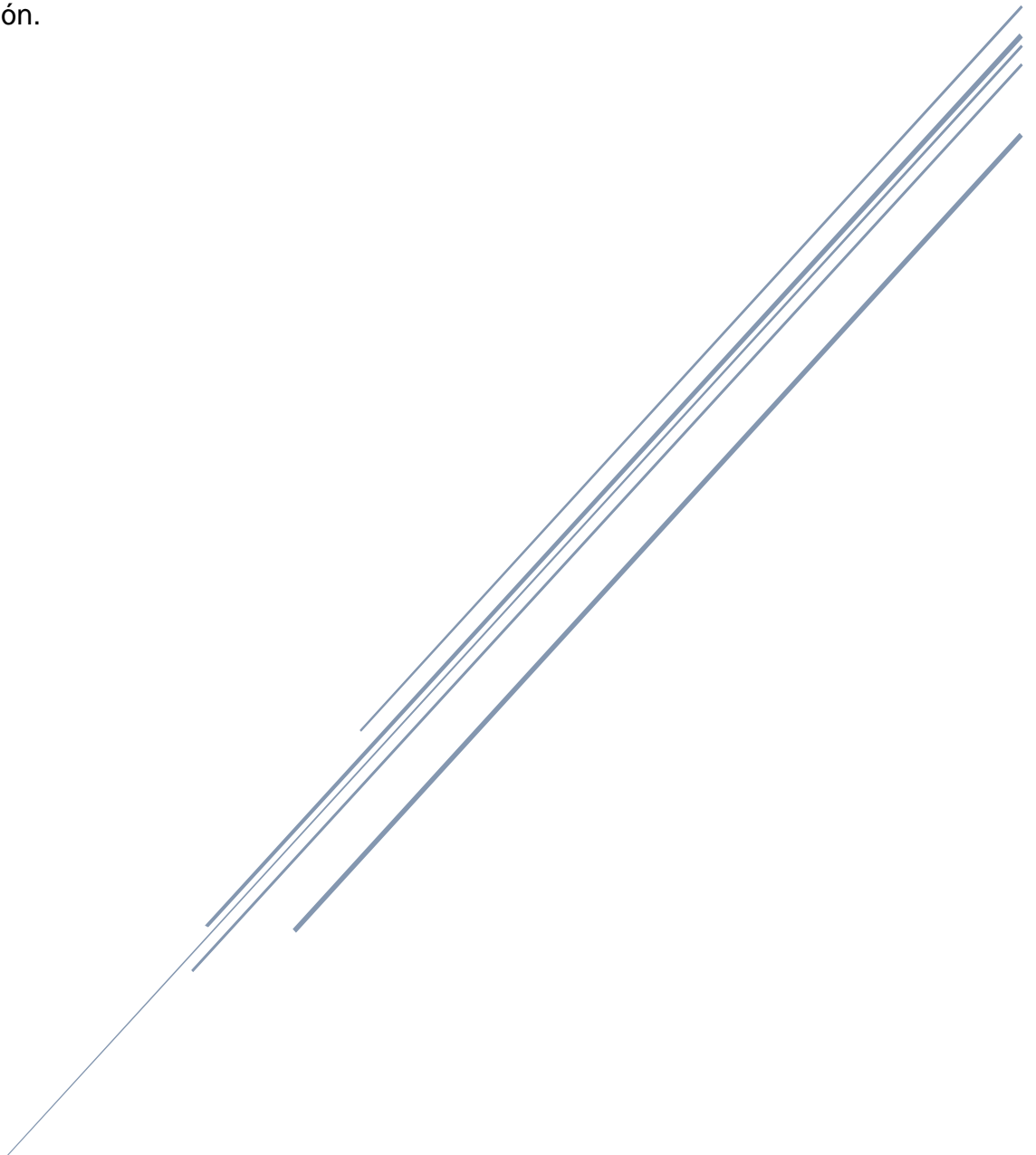


ANEJO 3:

ESTUDIO GEOTÉCNICO A REALIAR

Este Anejo tiene por objeto proponer un Estudio Geotécnico, para obtener información específica de la parcela, que permita un correcto diseño de la cimentación.



ETS INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

Contenido

1	OBJETO.....	2
2	RECONOCIMIENTO DEL TERRENO.....	3
2.1	PROGRAMACIÓN DE LA CAMPAÑA GEOTÉCNICA.	3
2.2	PROSPECCIÓN.	10
2.3	ENSAYOS IN-SITU.	14
2.3.1	ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR, SPT.	15
2.3.2	TOMA DE MUESTRAS.	19
2.3.3	ENSAYO DE CARGA CON PLACA.	22
2.4	ENSAYOS DE LABORATORIO.....	23

1 OBJETO.

Este Anejo tiene por objeto proponer un Estudio Geotécnico, para obtener información específica de la parcela, que permita un correcto diseño de la cimentación, cumpliendo con las preinscripciones del Código Técnico de la Edificación en su Documento Básico de Seguridad Estructural/Cimientos.

El Estudio Geotécnico propuesto queda particularizado para las condiciones geotécnicas que se esperan de la parcela, partiendo de los sondeos obtenidos de una zona de los alrededores y del Estudio Geológico del IGME.

Se toma como referencia, la caracterización del terreno realizada en el Anejo 2, ampliando la información, para tener en cuenta la influencia de las cargas del edificio en el terreno.

2 RECONOCIMIENTO DEL TERRENO

2.1 PROGRAMACIÓN DE LA CAMPAÑA GEOTÉCNICA.

Para programar la campaña geotécnica se seguirá el procedimiento dispuesto en el Código Técnico de la Edificación, en su documento básico de seguridad estructural referente a cimientos.

El Código Técnico hace una primera clasificación de la estructura y del terreno para estimar qué características han de tener los puntos de reconocimiento que se deberán realizar.

En las siguientes tablas se muestran las clasificaciones propuestas en función del tipo de construcción y del grupo de terreno.

Tipo	Descripción ⁽¹⁾
C-0	Construcciones de menos de 4 plantas y superficie construida inferior a 300 m ²
C-1	Otras construcciones de menos de 4 plantas
C-2	Construcciones entre 4 y 10 plantas
C-3	Construcciones entre 11 a 20 plantas
C-4	Conjuntos monumentales o singulares, o de más de 20 plantas.

⁽¹⁾ En el cómputo de plantas se incluyen los sótanos.

Figura 3. 1. Clasificación según el tipo de construcción. Código Técnico de la Edificación. Documento Básico de Seguridad Estructural/Cimientos. Tabla 3.1.

Grupo	Descripción
T-1	Terrenos favorables: aquellos con poca variabilidad, y en los que la práctica habitual en la zona es de cimentación directa mediante elementos aislados.
T-2	Terrenos intermedios: los que presentan variabilidad, o que en la zona no siempre se recurre a la misma solución de cimentación, o en los que se puede suponer que tienen rellenos antrópicos de cierta relevancia, aunque probablemente no superen los 3,0 m.

Figura 3. 2. Clasificación según el grupo de terreno. Código Técnico de la Edificación. Documento Básico de Seguridad Estructural/Cimientos. Tabla 3.2.

T-3	Terrenos desfavorables: los que no pueden clasificarse en ninguno de los tipos anteriores. De forma especial se considerarán en este grupo los siguientes terrenos: <ul style="list-style-type: none">a) Suelos expansivosb) Suelos colapsablesc) Suelos blandos o sueltosd) Terrenos kársticos en yesos o calizase) Terrenos variables en cuanto a composición y estadof) Rellenos antrópicos con espesores superiores a 3 mg) Terrenos en zonas susceptibles de sufrir deslizamientosh) Rocas volcánicas en coladas delgadas o con cavidadesi) Terrenos con desnivel superior a 15ºj) Suelos residualesk) Terrenos de marismas
-----	--

Figura 3. 3. Clasificación según el grupo de terreno. Código Técnico de la Edificación. Documento Básico de Seguridad Estructural/Cimientos. Tabla 3.2.

En nuestro caso es evidente que nos encontramos ante un tipo de construcción C-0. En cuanto al grupo de terreno, lo más razonable es considerar que nos encontramos en el grupo T-2, aunque no se descarta la pertenencia al grupo T-3.

En la siguiente tabla se recomienda unas distancias máximas entre sondeos y unas profundidades orientativas bajo el nivel de la excavación.

Tipo de construcción	Grupo de terreno			
	T1		T2	
	d_{\max} (m)	P (m)	d_{\max} (m)	P (m)
C-0, C-1	35	6	30	18
C-2	30	12	25	25
C-3	25	14	20	30
C-4	20	16	17	35

Figura 3. 4. Distancias máximas entre puntos de reconocimiento y profundidades orientativas. Código Técnico de la Edificación. Documento Básico de Seguridad Estructural/Cimientos. Tabla 3.3.

La profundidad a la que se deberán realizar los sondeos será aquella en la que el incremento de tensiones en el terreno, una vez construida la vivienda, sea inferior al 10% de la tensión efectiva vertical existente a esa cota, previamente, a la construcción de la vivienda. Para determinar el incremento de tensiones en el terreno se puede utilizar el modelo propuesto por Boussinesq en el que el suelo se considera un medio elástico semi-infinito, o en su defecto utilizar tablas o ábacos de la literatura.

El Código técnico propone, a modo de simplificación, que las tensiones se distribuyen de forma lineal con la profundidad siguiendo un ángulo de $63,43^\circ$ respecto de la horizontal, buzando hacia el exterior del edificio, de tal forma que la superficie entre la que se reparte la carga transmitida al terreno va aumentando cuadráticamente con la profundidad.

Según el criterio anterior la profundidad para el sondeo debería estar cercana a los 12 metros.

En caso de encontrar una unidad geotécnica resistente, en la que las deformaciones producidas por la cimentación se consideren despreciables, tal y como se menciona en el punto 11 del apartado 3.2.1 del documento de seguridad estructural/cimientos del Código Técnico de la Edificación, solamente será necesario comprobar una profundidad de al menos 2 metros, adicionando 30 centímetros por cada planta del edificio.

En el perfil del terreno del estudio geotécnico utilizado, se llega a una profundidad de 25 metros, superando los 12 metros del criterio para el ángulo de tensiones de $63,43^\circ$. A los 24.7 metros de profundidad se produce el rechazo en el golpeo del Tomamuestras, por lo que se considera que los asientos en ese punto son despreciables. Sin embargo, solo se profundizan 30 centímetros, por lo que sería conveniente profundizar otros 60 centímetros adicionales.

El número mínimo de sondeos mecánicos viene dado en la siguiente tabla en función del tipo de construcción y el grupo de terreno, especificando también, en caso de superar el mínimo de sondeos, el porcentaje del total de puntos de reconocimiento que pueden sustituirse por pruebas continuas de penetración.

	Número mínimo		% de sustitución	
	T-1	T-2	T-1	T-2
C-0	-	1	-	66
C-1	1	2	70	50
C-2	2	3	70	50
C-3	3	3	50	40
C-4	3	3	40	30

Figura 3. 5. Número mínimo de sondeos mecánicos y porcentaje de sustitución por pruebas continuas de penetración. Código Técnico de la Edificación. Documento Básico de Seguridad Estructural/Cimientos. Tabla 3.4.

El número mínimo de sondeos mecánicos será de uno, sin embargo, el Código Técnico de la Edificación indica que el número mínimo de sondeos con carácter general será de 3.

Dado que la inversión en la cimentación es clave para la estructura, conviene realizar el máximo número de sondeos sin exceder las capacidades económicas, por lo que se realizarán tres sondeos.

La profundidad de los sondeos será aquella que cumpla con las condiciones del punto 11 del apartado 3.2.1 del documento de seguridad estructural/cimientos del Código Técnico de la Edificación, o en su defecto 18 metros, según la tabla 3.3 del Documento Básico de Seguridad Estructural/Cimientos.

El espaciamiento entre sondeos será el mínimo establecido en la tabla 3.3 del documento de seguridad estructural/cimientos, fijando un valor máximo de 30 metros.

Para la distribución espacial de los sondeos se trata de inscribir un triángulo equilátero de 30 metros de lado en la parcela, o en caso de ser imposible, del mayor lado posible. Con ello se pretende optimizar la distribución espacial de tal forma que no se realicen sondeos muy próximos, pues la información que aportan sondeos cercanos es escasa. Igualmente se pretende limitar la distancia entre sondeos, pues es posible que sondeos muy alejados no representen adecuadamente el terreno afectado, perdiéndose información en el espacio intermedio.

También es importante tener en cuenta que el precio de los sondeos es elevado, pues requiere maquinaria especializada y posteriores trabajos de laboratorio, por lo que desde el punto de vista económico, lo más aconsejable es limitar el número de sondeos, siempre que ello no conlleve limitaciones técnicas.

Otra consideración importante sería realizar los sondeos fuera de la vertical de los pilares, por los problemas de estabilidad que ello pueda conllevar.

Es importante definir las coordenadas geográficas y/o coordenadas UTM de los sondeos, para futuras revisiones o estudios que se puedan realizar. El plano en planta con la localización de los sondeos se muestra a continuación, donde el norte geográfico se sitúa paralelo a los bordes laterales de la imagen, en sentido ascendente.



Figura 3. 6. Croquis en planta de la parcela con la posición de los sondeos. Elaboración propia.

El croquis anterior permite un replanteo cómodo de los sondeos, a partir del baricentro del triángulo equilátero que forman entre ellos.

El punto de referencia, marcado en rojo en la esquina noreste, tiene las siguientes coordenadas:

- Coordenadas geográficas: 39° 31' 28,86" N, 0° 20' 49,30" O.
- Coordenadas UTM (Datum: WGS 84): Zona 30, hemisferio norte. Este (UTM X) 728034,9. Norte (UTM Y) 4378365,1.

2.2 PROSPECCIÓN.

Se realizarán sondeos mecánicos complementados con calicatas para la caracterización geotécnica del terreno y así deducir el perfil geomecánico. Por tanto, el reconocimiento debe aportar datos fiables sobre: la naturaleza de los diferentes estratos, con muestras de cada una de las capas representativas para su posterior estudio en laboratorio; sobre las características del nivel freático y los acuíferos atravesados, y la permeabilidad de los estratos cuando sea necesario.

Existen diversas tipologías de sondeos mecánicos, que permiten la extracción de material en casi cualquier tipo de terreno, con una calidad aceptable para su posterior tratamiento en laboratorio.

Sondeos a percusión: Consiste en el hincado en el terreno de tubos de acero mediante percusión de una maza. Posteriormente se realiza retirada del material, mediante cucharas, trépanos, etc. Este tipo de sondeos suele ser empleado en suelos granulares donde la resistencia a corte es muy baja, como limos, arenas, gravas, bolos y mezclas de los anteriores. Un inconveniente de este tipo de sondeos es su lentitud y, por ende, su coste económico. No obstante, mediante la propia hincada es posible conseguir cierta información de las características del terreno, tal y como si de un ensayo de penetración se tratase, de ahí la importancia de utilizar parámetros normalizados para el sondeo.

Sondeos a rotación: Dentro de este grupo se pueden distinguir dos tipos de sondeos a rotación; los sondeos mediante perforación con hélice, donde la muestra obtenida está alterada, o los sondeos de perforación a rotación con corona, donde se puede extraer un testigo continuo y por tanto una muestra menos alterada.

- **Perforación con hélice:** Utilizados en terrenos de consistencia blanda y cohesiva. Es posible conseguir una muestra inalterada con este método en caso de que la barrena helicoidal sea hueca (por el interior de la sonda). Las velocidades de rotación han de ser reducidas y se ha de permitir la subida y bajada de la hélice para la extracción del detritus, por lo que se emplea para sondeos pequeños. También es posible emplear únicamente una cabeza helicoidal para realizar agujeros de mayor diámetro y profundidad, normalmente empleado en pilotajes y fijación de postes.

- Perforación con corona: Disponen de una corona cortadora, habitualmente de widia o diamante. Permiten extraer un testigo continuo mediante baterías simples o dobles. Son empleadas en todo tipo de terrenos, ya sean suelos o rocas, aunque pueden aparecer problemas de abrasión de la corona en rocas, o acodalamientos en gravas gruesas. Se suele emplear agua para facilitar la perforación en suelos parcialmente cementados. La corona de widia es aconsejable en suelos y rocas blandas o medias, mientras que la de diamante es empleada en rocas duras o semiduras.

Sondeos a presión: Se realizan en suelos blandos, donde con el peso de un lastre es posible atravesar fácilmente la capa de terreno. Estos sondeos no suelen ser muy utilizados dada su escasa aplicabilidad y la poca profundidad que pueden alcanzar.

A continuación se muestra una tabla donde se exponen las características del terreno, favorables y desfavorables, para diferentes métodos de sondeos.

METODO DE AVANCE	INYECC. DE AGUA	DESCRIPCION	DISPOSITIVO DE AVANCE	DIAMETRO DE PERFORACION Ø (mm)	TIPO DE SUELO EN QUE ES PRACTICABLE	TIPO DE SUELO EN QUE NO ES PRACTICABLE
Rotación, percusión o presión	No	Sondeo manual	Barrena espiral, gusanillo, cuchara cerrada o abierta.	80 - 200	Suelos flojos por encima del nivel freático. Suelos cohesivos por debajo del nivel freático.	Suelos duros o compactos, piedras o bolos mayores que Ø/3. Arenas sueltas.
Rotación	No	Barrenado mecánico	Hélice maciza o hueca, cuchara, etc.	85 - 2000	Todo tipo por encima del nivel freático (salvo exclusiones). Suelos cohesivos por debajo del nivel freático.	Suelos duros o cementados. Piedras o bolos mayores que Ø/3.
Rotación	No	Rotación convencional en seco	Tubo simple	65 - 150	Arcillas, limos y arenas arcillosas saturadas o húmedas. Gravas y gravillas arcillosas < Ø/3.	Suelos duros o cementados. Arenas sueltas. Gravas y bolos mayores que Ø/3.
Rotación	No	Rotación con tubo simple	Tubo simple	65 - 150	Suelos cohesivos muy consolidados. Rocas competentes y bloques. Suelos cementados.	Suelos granulares. Suelos cohesivos blandos. Gravas y bolos > Ø/3. Rocas deleznales.
Rotación	Si	Rotación con tubo doble	Tubo doble	65 - 150	Suelos con cohesión compactos, incluso con arena y gravilla. Suelos cementados. Rocas de cualquier tipo.	Suelos granulares sueltos o medios. Limos flojos. Gravas y bolos sueltos.
Rotación	Si	Rotación con tubo doble	Tubo doble con retenedor	65 - 150	Arcillas y limos de cualquier consistencia. Arenas con algunos finos.	Gravas medias a gruesas. Bloques.
Percusión o golpeo	No	Avance por percusión	Cable con dispositivos de percusión (cucharas)	150 - 400	Arenas, arenas arcillosas y suelos de transición (< Ø/3).	Gravas y bolos gruesos. Suelos cementados y arcillas consolidadas.
Percusión o golpeo	No	Avance por percusión	Tubo con borde cortante interior.	60 - 300	Suelos con tamaño máximo Ø/5.	Gravas con tamaño > Ø/2 y suelos muy compactos o cementados.
Percusión o golpeo	No	Avance por percusión	Tubo con borde cortante exterior	60 - 300	Suelos con tamaño máximo Ø/3.	Gravas con tamaño > Ø/2 y suelos muy compactos o cementados.
Presión	Si	Avance a presión hidráulica.	Tubo con borde cortante interior.	50 - 150	Arcillas y limos blandos. Arenas finas.	Arenas gruesas, gravas. Mezclas granulares con pocos finos. Arcillas medias a duras.

Figura 3. 7. Utilización de distintos métodos de sondeo. Rodríguez Ortiz (1989). Cuadro 1.1.

Ya que nos encontramos en una zona de limos y arcillas bajo el nivel freático, con escasas arenas, conviene emplear un sondeo por rotación convencional en seco mediante tubo simple, con un diámetro de perforación entre 60 y 150 milímetros. La percusión para este tipo de proyecto podría producir molestias en las viviendas colindantes por vibraciones.

2.3 ENSAYOS IN-SITU.

Estos ensayos se ejecutan directamente sobre el terreno natural, para proporcionar datos sobre resistencia, deformabilidad y características geotécnicas del terreno. Los ensayos a realizar son el Ensayo de Penetración Estándar o SPT, el ensayo de molinete, el ensayo de carga con placa y la toma de muestras mediante un Tomamuestras.

2.3.1 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR, SPT.

El ensayo más habitual es el ensayo de penetración estándar o SPT, por ser el único tipo de penetrómetro que se realiza exclusivamente en el interior de un sondeo durante su ejecución. Sin embargo, proporciona una medida discretizada de las propiedades del terreno, existiendo grandes intervalos entre ensayos. Como alternativa se pueden utilizar los ensayos de penetración dinámica con registro continuo, tales como el DPSH (Prueba de penetración dinámica superpesada), DPH (Prueba de penetración dinámica pesada), Borros o CPT, que son capaces de arrojar información más precisa a intervalos de unos 20 mm, por lo que permiten una caracterización continua de las propiedades mecánicas y establecer perfiles precisos.

Estas ventajas son realmente aprovechables en casos donde la influencia de la cimentación es muy profunda, o se necesita una caracterización precisa por la magnitud y/o complejidad de la construcción. Sin embargo, emplear este tipo de ensayos con registro continuo, implica realizar a parte los sondeos geotécnicos, por lo que no suele estar justificado económicamente su empleo en proyectos de viviendas unifamiliares, como es el caso de aplicación. Por tanto el ensayo más comúnmente empleado en este tipo de proyectos es el ensayo de penetración estándar SPT.

El ensayo consiste en contar el número de golpes necesarios para introducir una cierta profundidad una cuchara cilíndrica y hueca con un diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros. El peso de la masa es de 63,5 Kilogramos, la cual cae desde una altura de 76 centímetros. Estas dimensiones y características están normalizadas y recogidas en la literatura y normas de aplicación.

El ensayo se realiza conjuntamente con la perforación de un sondeo mecánico, de tal forma que cuando se ha alcanzado la profundidad deseada se introduce el varillaje y Tomamuestras SPT, para posteriormente dejar caer libremente una masa con frecuencia constante sobre la zona superior del varillaje.

Con el procedimiento anterior se anota el número de golpes necesarios para hincar los primeros 15 centímetros. Posteriormente, se vuelve a realizar el golpeo para anotar dos veces más el número de golpes, para un total de 45 centímetros, de los cuales se desecharán los primeros 15 centímetros y se considerará el resultado del ensayo como la suma del número de golpes para los dos últimos tramos.

Cuando el número de golpes necesario para el hincado de cualquiera de los intervalos es superior a 50, entonces se considera rechazo y se da por finalizado el ensayo.

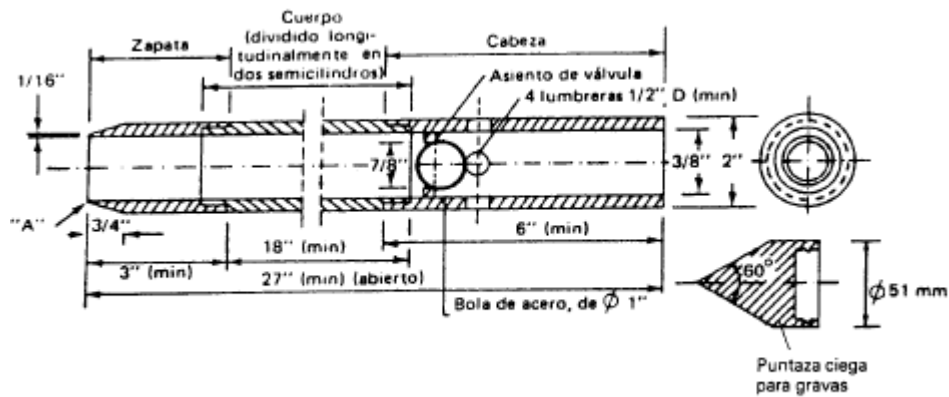


Fig. 1.4.—Cuchara del ensayo normal de penetración, SPT (Standard Penetration Test).

Figura 3. 8. Ensayo de Penetración Standard. Rodríguez Ortiz (1989). Figura 1.4.

Existen numerosas correlaciones entre el ensayo de penetración estándar y las propiedades geomecánicas de los suelos granulares, principalmente la compacidad y el ángulo de rozamiento interno, pues es difícil conseguir muestras inalteradas para ensayos de laboratorio, además de la dificultad para determinar su ángulo de rozamiento mediante los ensayos tradicionales como el triaxial o el ensayo de resistencia a corte.

		<i>N</i>	<i>Compacidad</i>	ϕ (arenas)	
Ensayo de penetración estándar (S.P.T.)	N.º de golpes <i>N</i> para hincar 30 cm un cilindro hueco de dimensiones normalizadas. Golpeo con maza de 63,5 kg cayendo desde 76 cm				
		Compacidad de suelos granulares	<4	Muy floja	<29
			4-10	Floja	29-30
			10-30	Media	30-36
			30-50	Alta	36-41
		>50	Muy alta	>41	
		Resistencia de arcillas preconsolidadas por encima del N.F.	Sólo es orientativa		

Figura 3. 9. Correlaciones del Ensayo de Penetración Standard. Rodríguez Ortiz (1989). Cuadro 1.2.

El valor de golpeo del SPT se suele corregir mediante unos factores que tienen en cuenta la profundidad a la que se realiza el ensayo.

PRESIÓN VERTICAL EFECTIVA A COTA DE ENSAYO (kPa)	FACTOR DE CORRECCIÓN "f" ($N_{\text{CORREGIDO}} = f \cdot N$)
0	2,0
25	1,5
50	1,2
100	1,0
200	0,8
400 o mayor	0,5

Figura 3. 10. Factor de corrección para el SPT.

Como se ha mencionado anteriormente, existe gran variedad de correlaciones empíricas entre diferentes propiedades mecánicas de suelos granulares y el SPT. También han aparecido correlaciones entre el SPT y los ensayos de penetración dinámica con Penetrómetro continuo. Sin embargo, realizar estas correlaciones conlleva una gran dificultad, pues las características de los ensayos que se pretende comparar son radicalmente distintas.

2.3.2 TOMA DE MUESTRAS.

En la siguiente imagen se resume la aplicabilidad de los diferentes tipos de Tomamuestras. Para el caso de aplicación, parece razonable usar un Tomamuestras de pistón con pared delgada de 76 mm de diámetro, mediante presión.

TIPO DE MUESTREO	TIPO DE TOMA-MUESTRAS	DIAM. O DIMENSION MINIMO mm.	RECO- MENDADO mm.	METODO DE HINCA	TIPO DE SUELO IDONEO	CALIDAD DE LA MUESTRA OBTENIDA	TIPO DE SUELO EN QUE NO ES PRACTICABLE
Manual	Bloque	150	150	Tallada a mano	Suelos cohesivos de consistencia media a dura.	Excelente	Arenas flojas. Suelos disgregables. Gravass.
	Cilindro	150	250	Percusión a mano	Suelos cohesivos de consistencia blanda a media.	Excelente a Buena	Arenas sueltas. Gravass. Suelos muy compactos.
Mecánico	Abierto de pared delgada (Shelby)	76	88	Presión o percusión	Suelos arcillosos de consistencia blanda a media. Arenas sobre el nivel freático no muy compactas.	Buena a Regular	Grava. Arena bajo el nivel freático. Suelos arcillosos de consistencia compacta o muy compacta. Suelos estratificados gruesos.
	Abierto de pared gruesa (T. bipartido)	76	88	Percusión	Como el anterior con elementos gruesos hasta 20 mm.	Regular a Mediocre	Grava. Arenas bajo el nivel freático. Suelos arcillosos de consistencia compacta o muy compacta. Suelos estratificados gruesos.
	Pistón, pared delgada	76	76	Presión	Suelos arcillosos de consistencia muy blanda a media. Suelos sensibles. Arenas muy sueltas a sueltas.	Buena a Regular	Grava. Arenas compactas. Arcillas de consistencia compacta a dura. Suelos de grano grueso.
	Pistón, pared gruesa	76	88	Presión	Suelos arcillosos de consistencia blanda a muy compacta. Suelos sensibles.	Regular	Grava, arena. Arcilla compacta a dura. Suelos de grano grueso.
	Batería de perforación	76	100	Rotación	Suelos arcillosos de consistencia dura. Rocas no deletreables.	Regular a Buena (según terreno)	Gravass, bolos, arenas. Arcillas blandas a medias.
	Tubo doble con interior retráctil	76	100	Rotación	Suelos arcillosos de consistencia dura. Rocas blandas o disgregables.	Regular a Buena (según terreno)	Gravass, bolos, arenas. Arcillas muy blandas a compactas.

Figura 3. 11. Elección del tipo de Tomamuestras. Rodriguez Ortiz (1989). Cuadro 1.4.

En el apartado 3.2.4 del Código Técnico de la Edificación en el Documento Básico de Seguridad Estructural/Cimientos, se define las características necesarias de los Tomamuestras según las propiedades a determinar. Para no limitar los posteriores ensayos de laboratorio se utilizará un Tomamuestras de categoría A, la cual hace referencia a las propiedades que se mantienen inalteradas. Estas propiedades son: estructura, densidad, humedad, granulometría, plasticidad y componentes químicos estables.

En la siguiente tabla se muestran las características necesarias de los Tomamuestras de categoría A.

Tipo de suelo	Sistema de hincado	Diámetro interior D_i	Despeje interior D	Relación de Áreas R_a	Espesor Zapata del tomamuestras E	Angulo de zapata de corte
Arcillas, Limos, Arenas finas	Presión	$> 70 \text{ mm}$	$\leq 1\%$	≤ 15	$\leq 2 \text{ mm}$	$\leq 5^\circ$
Arenas medias Arenas gruesas Mezclas	Presión Golpeo	$> 80 \text{ mm}$	$\leq 3 \%$	≤ 15	$\leq 5 \text{ mm}$	$\leq 10^\circ$

Figura 3. 12. Características requeridas para los Tomamuestras de categoría A. Código Técnico de la Edificación. Documento Básico de Seguridad Estructural/Cimientos. Tabla 3.6.

Se elegirá un Tomamuestras con las características adecuadas para arcillas, limos y arenas finas, tal y como se indica en la tabla 3.6 del Código Técnico de la Edificación.

2.3.2.1 ENSAYO DE MOLINETE O VELETA.

Se emplea para medir la resistencia a corte sin drenaje de los suelos cohesivos con consistencia media-blanda, en los que la resistencia a corte sin drenaje es inferior o igual a 50 KPa.

El ensayo consiste en hacer girar unas aspas introducidas en el terreno con medidas normalizadas, de forma que al conocer el par aplicado se deduce la resistencia a corte sin drenaje.

Las el molinete se compone de un varillaje de 20 mm de diámetro y de 55 o 65 mm de ancho por 110 o 130 mm de largo.

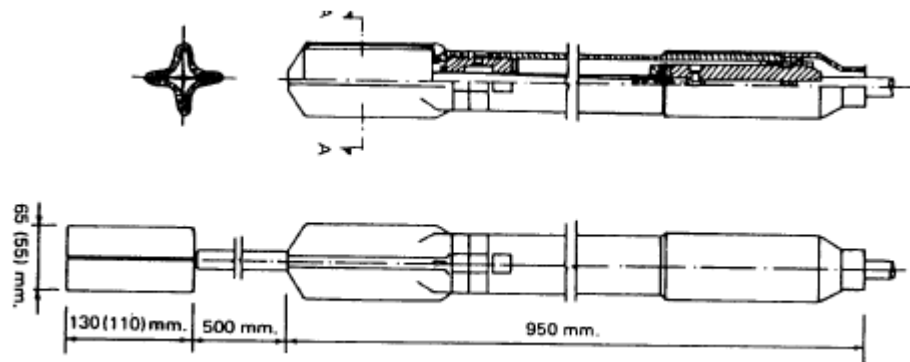


Figura 3. 13. Ensayo de molinete. Rodríguez Ortiz (1989). Figura 1.5.

Ensayo de corte con molinete (Vane Test)	Medida del par de giro M necesario para romper el terreno haciendo girar dos aspas en cruz introducidas verticalmente	Resistencia al corte sin drenaje de suelos cohesivos blandos	$c_u = \frac{2M}{\pi D^2 (H + D/3)}$ <p>H = altura de las aspas D = diámetro del molinete</p>
--	---	--	---

Figura 3. 14. Ensayo de molinete. Rodríguez Ortiz (1989). Cuadro 1.2.

2.3.3 ENSAYO DE CARGA CON PLACA.

El ensayo de carga con placa consiste en aplicar presión en el terreno mediante una placa cuadrada metálica de dimensiones normalizadas, normalmente de 30 cm de lado, para así poder medir el asiento provocado en el terreno por una determinada carga aplicada. El ensayo se realiza para presiones cada vez mayores y se anotan los asientos producidos, obteniendo una curva presión-deformación.

La pendiente inicial de la curva presión-deformación, determina el módulo de balasto, el cual relaciona los asientos con el nivel de presiones aplicado por medio de la siguiente expresión.

$$K_s = \frac{q}{s} \quad (3. 1)$$

A pesar de ello, los asientos varían en función del ancho de cimentación por la variación en el volumen de terreno afectado, por lo que el módulo de balasto para el ensayo de carga con placa cuadrada normalizada de 30 cm de lado ha de corregirse para las dimensiones de la cimentación.

2.4 ENSAYOS DE LABORATORIO.

Tras la toma de muestras del terreno, se realizarán los ensayos de laboratorio correspondientes para clasificar e identificar el suelo, obtener los parámetros geotécnicos de su resistencia y deformabilidad, e identificar patologías o posibles problemas que se pudieran dar en la cimentación del edificio.

- **Ensayos de clasificación e identificación.**

Para clasificar el suelo serán necesarios los ensayos de granulometría por tamizado según los estándares de referencia y ensayos de plasticidad para determinar los límites de Atterberg.

Será también necesario determinar el peso específico aparente, el peso específico seco, el peso específico de las partículas y el contenido de humedad.

Otras propiedades como el peso específico saturado, la porosidad o el índice de huecos se pueden determinar mediante las siguientes relaciones entre propiedades índice.

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} \quad \begin{matrix} (3. \\ 2) \end{matrix}$$

Donde:

γ_s : Es el peso específico de las partículas sólidas.

γ_d : Es el peso específico seco.

$$n = \frac{e}{e + 1} \quad (3.3)$$

Donde:

n : Es la porosidad.

e : Es el índice de huecos.

$$\gamma_{Sat} = \gamma_d + \gamma_w \cdot n \quad (3.4)$$

Donde:

γ_{Sat} : Es el peso específico saturado.

γ_w : Es el peso específico del agua.

- **Ensayos de resistencia.**

Se realizarán los ensayos de compresión simple, de corte directo y el ensayo triaxial.

- **Ensayos de deformabilidad.**

Se realizará el ensayo edométrico, el ensayo para determinar la presión de hinchamiento, el ensayo de hinchamiento libre, el ensayo de Lambe y otros ensayos para identificar suelos colapsables.

El módulo de elasticidad y módulo edométrico están relacionados por medio del coeficiente de Poisson, según la siguiente expresión.

$$E_m = \frac{E'}{1 - \frac{2 \cdot v'^2}{1 - v'}} \quad \begin{matrix} (3. \\ 5) \end{matrix}$$

Donde:

E_m : Es el módulo edométrico.

E' : Es el módulo de elasticidad con drenaje.

v' : Es el coeficiente de Poisson con drenaje.

- **Otros ensayos.**

Será conveniente, además de los ensayos anteriores, realizar ensayos para determinar el contenido en sulfatos, carbonatos y materia orgánica. También se deberán hacer ensayos de permeabilidad con carga constante y variable.

El análisis del agua freática también resulta de interés para determinar elementos contaminantes, sales solubles y el PH, sobre todo si se deseara instalar intercambiadores de circuito abierto para el sistema geotérmico.