

INFORME GEOTECNICO

Edificio de viviendas en C/ Luis Molini nº 12 y C/ de Pascual
Verdu nº 20, Ciudad Autónoma de Melilla

CLIENTE: EMPRESA MUNICIPAL DE LA VIVIENDA Y SUELO DE MELILLA

FECHA: Melilla, a 15 de Abril de 2.024

INDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. INFORMACIÓN PREVIA.....	1
2.1. Antecedentes.....	1
2.2. Normativa Vigente.....	4
2.3. Contenido del estudio.....	5
2.4. Aspectos geográficos de Melilla.....	6
2.5. Rasgos geológicos de Melilla.....	7
2.6. Geología de la zona.....	9
3. TRABAJOS REALIZADOS.....	11
3.1. Sondeo mecánico a rotación.....	12
3.2. Ensayos de penetración dinámica continua tipo DPSH.....	14
3.3. Ensayos de laboratorio.....	15
4. COMENTARIO GEOTÉCNICO.....	16
4.1. Estratigrafía del sondeo.....	16
4.2. Ensayos SPT.....	17
4.3. Ensayos de laboratorio.....	17
4.4. Interpretación ensayos DPSH.....	18
4.5. Niveles Geotécnicos.....	19
4.6. Nivel freático.....	21
4.7. Agresividad.....	21
5. ESTUDIO DE LA CIMENTACIÓN.....	22
5.1. Tipo de edificación.....	22
5.2. Características del terreno.....	23
5.3. Propuesta de cimentación.....	23

5.4. Consideraciones de presión vertical admisible (q_{adm}).....	24
5.5. Sismicidad.....	30
5.6. Supervisión del fondo de excavación.....	34
5.7. Excavación del terreno (ripabilidad).....	34
6. RESUMEN.....	35
7. INSPECCIÓN EN OBRA.....	38

ANEJOS

1. MAPA DE SITUACIÓN
2. MAPA GEOLÓGICO
3. CROQUIS DE SITUACIÓN DE LOS RECONOCIMIENTOS
4. REPORTAJE FOTOGRÁFICO
5. CORTE GRÁFICO DEL SONDEO
6. FOTOGRAFÍAS DE LAS CAJAS DE TESTIGO CONTINUO
7. ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA CONTINUA
8. ENSAYOS DE LABORATORIO

MEMORIA

1. INTRODUCCIÓN

Se tiene prevista la construcción de un edificio de viviendas en los solares correspondientes al nº 20 de la calle De Pascual Verdu y el nº 12 de la calle Luis Molini de la Ciudad Autónoma de Melilla.

A fin de determinar las características del subsuelo EMPRESA MUNICIPAL DE LA VIVIENDA Y SUELO DE MELILLA (EMVISMESA), ha encargado a SIAM INGENIERIA Y CONTROL, S.L. la realización de un reconocimiento del terreno, en el cual se proyecta la construcción del edificio.

El reconocimiento en este caso ha consistido en la realización de un sondeo mecánico a rotación, cuatro ensayos de penetración dinámica continua y toma de muestras y ensayos de laboratorio.

En el presente informe geotécnico se detallan los trabajos realizados, se analizan los resultados obtenidos, se hace un comentario de las características del subsuelo y se dan las conclusiones geotécnicas necesarias para determinar las características de la cimentación de la estructura proyectada.

2. INFORMACIÓN PREVIA

2.1. Antecedentes

El solar objeto de estudio corresponde con el nº 20 de la calle Pascual Verdu (referencia catastral \approx 4271201WE0047S0001TD: 105 m²) y nº 12 de la calle Luis Molini (referencia catastral \approx 4271202WE0047S0001FD: 132 m²), en el barrio de la Victoria de Melilla.

Localización. Las coordenadas aproximadas para su localización son: 35° 18' 23" N / 02° 57' 17" O (30S 504099 m E 3907031 m). Se encuentra a una altura media entre 100-105 metros sobre el nivel del mar.

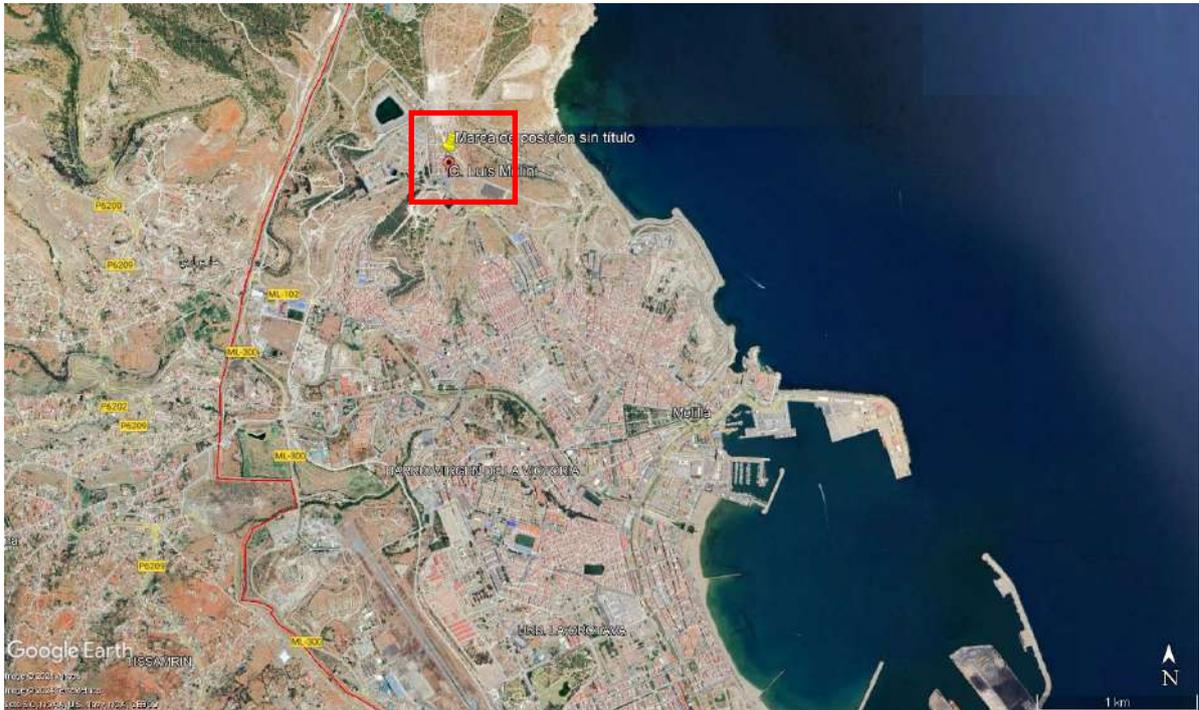


Figura nº 1: Localización solar en Melilla.



Figura nº 2: Vista aérea del emplazamiento en Melilla.

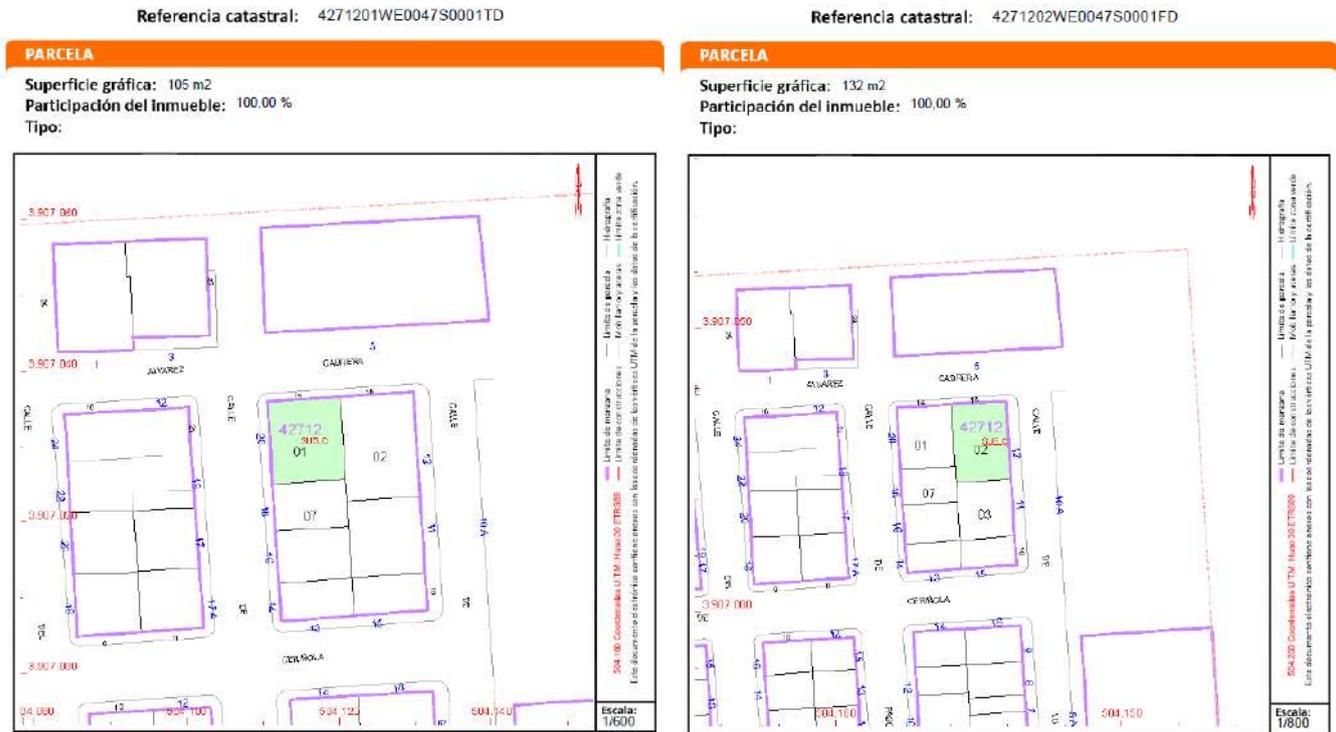


Figura n° 3: Localización catastral.

Emplazamiento. Las parcelas están diáfanas. Presentan un Los ensayos muro de cerramiento que delimita las parcelas.

Presenta medianeras al sur. Es necesario valorar la posible influencia de la obra en las estructuras del entorno. Se desconoce la cimentación de las edificaciones vecinas, por lo que se aconseja el seguimiento de la misma, así como los elementos de infraestructura que existan, durante el tiempo de construcción del edificio proyectado.

Proyecto. No se disponen de planos del proyecto. Se conoce que la edificación ocupará el cien de la superficie disponible ($105 + 132 \text{ m}^2$), de planta rectangular y constará de planta baja + dos altas. Se estiman que las cargas del mismo sean: 3.00 tn/m^2 de forjados + 1.50 tn/m^2 de cimentación + 0.50 Tn/m^2 casetón $\approx 5.00 \text{ Tn/m}^2$.



Figura nº 4: Estado actual del emplazamiento.

En el apartado de anejos se adjunta la localización geográfica del área de estudio.

2.2. Normativa Vigente

Este estudio está enmarcado dentro de la normativa vigente actualmente y que establece las indicaciones técnicas necesarias para su elaboración:

- Documento Básico Libro 3 Seguridad Cimientos del Código Técnico de la Edificación.
- Documento Básico Acciones de la Edificación del Código Técnico de la Edificación.
- Código Estructural del Hormigón 2021.
- Eurocódigo-7.
- Norma Española de construcción sismo-resistente NCSE-02.
- Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (MINISTERIO FOMENTO).

SIAM INGENIERÍA Y CONTROL S.L., es un laboratorio de ensayos para el control de calidad de la edificación inscrito en el registro del Código Técnico de la Edificación (C.T.E.) mediante Declaración Responsable ML-L-001.

2.3. Contenido del estudio

Este estudio recoge los aspectos relativos a la geotecnia que son necesarios para el proyecto de las edificaciones previstas (edificio plurifamiliar) en Melilla. Los apartados principales son los siguientes:

- Enumeración de antecedentes y recopilación de información del proyecto relativa al estudio geotécnico.
- Encuadre geológico general y local de la zona de estudio.
- Parámetros sísmicos relativos al proyecto.
- Trabajos geotécnicos realizados (campo y laboratorio).
- Estratigrafía del terreno.
- Posición del nivel freático.
- Agresividad del terreno frente a los hormigones de los elementos estructurales soterrados.
- Análisis de resultados.
- Escenario geotécnico del proyecto.
- Tipología de cimentación más adecuada y variantes si las hubiese.
- Condiciones de cimentación: presión de hundimientos, profundidad de apoyo o empotramiento y asientos.
- Medidas geotécnicas adicionales: sistemas de contención para la excavación, drenaje, etc.
- Resumen.

Se incluye un apartado de Anejos que recoge los siguientes contenidos: situación, mapa Geológico, croquis de reconocimientos, corte testificación de sondeo, fotografías cajas de sondeo, diagráfias de los ensayos de penetración DPSH, reportaje fotográfico y ensayos de laboratorio.

2.4. Aspectos geográficos de Melilla

El territorio de Melilla, de contorno aproximadamente ovoidal, ocupa unos 12.2 km². El núcleo de población más importante es, lógicamente, la propia ciudad de Melilla, cuyo casco urbano ocupa casi la mitad del territorio de soberanía española. En la zona próxima marroquí tan solo destaca Nador, localizada a unos 10 km al sur.

En los pasos fronterizos existentes entre el territorio melillense y Marruecos, han crecido las poblaciones (Beni Enzar al sur; Farhana al oeste, etc.), a favor del comercio entre ambos. Melilla se localiza en la parte occidental de una amplia ensanada, delimitada por los cabos de Agua (al este) y Tres Forcas (al noroeste).

La costa es abrupta o acantilada desde Melilla hacia el norte, hasta el cabo de Tres Forcas, mientras que hacia el sur es más baja, presentando incluso albuferas (Mar Chica). El relieve del territorio del entorno de Melilla es bastante suave y bajo, no sobrepasando, en general, los 200 m.; destaca no obstante, como accidente geográfico notable, el monte Gurugú, que se yergue a tan solo 7 km al sursuroeste de Melilla, alcanzando su cima los 893 m sobre el nivel del mar. Dentro de la zona de soberanía española, el cauce fluvial denominado Río de Oro o Uad Meduar (proveniente del oeste y, en último término de las laderas noroccidentales del Gurugú) divide el territorio en dos mitades geográficamente diferentes: la norte y sur.

La mitad septentrional está formada por un relieve tabular, de altiplanicie, que culmina a unos 125 m de altitud (y hasta 162 m en la zona neutral próxima), y que brusca y abruptamente cortado al este y noreste por un acantilado continuo., cuya base es sólo accesible por tierra en una zona concreta: la punta de Rostrogordo.

Desde lo alto de esta zona tabular descienden barrancos, a veces profundos y siempre con perfil longitudinal muy pendiente, hacia la margen izquierda del Río del Oro, o directamente hacia la zona portuaria. La parte septentrional de la ciudad se extiende sobre las estribaciones de estas mesetas (barrio de la Cañada de la Muerte, por ejemplo).

La mitad meridional del territorio melillense está formada, fundamentalmente, por un resto del relieve tabular anteriormente mencionado, que culmina a sólo unos 50 m sobre el nivel del mar (y sobre el que se edifican los barrios Virgen de la Victoria, Calvo Sotelo y del General Primo de Rivera, por ejemplo).

También está constituido por la parte más baja de las laderas que descienden directamente desde el Gurugú hasta la zona del aeropuerto, y que llegan directamente hasta la costa en la parte sur de la ciudad (barrio del Real y zona fronteriza Beni Enzar). El Río del Oro desembocaba en el mar a través del Parque Hernández, pero su cauce, desviado posteriormente para facilitar la planificación urbanística, lo hace actualmente a unos 700 m al sur del punto primitivo. Otro cauce desviado, por el mismo motivo, es el Arroyo de la Mezquita, que anteriormente discurría a través del barrio del Real y hoy en día lo hace por la frontera Beni Enzar.

El territorio de Melilla está comprendido por un ecosistema de tipo mediterráneo seco, con algunos pinos como especies arbóreas más importantes, particularmente la parte septentrional del territorio, donde fueron repoblados, y espartos y palmitos como matorrales más típicos.

2.5. Rasgos geológicos de Melilla

La Ciudad Autónoma de Melilla se encuentra en el arranque este del Cabo Tres Forcas. En la parte sur del cabo, adentrándose parcialmente en el territorio de la ciudad, se encuentra el complejo volcánico del Gurugú, cuyo edificio principal está formado por un estrato volcán complejo que alcanza los 900 metros de altura.

La parte central del cabo, incluyendo la práctica totalidad de Melilla, está cubierta por sedimentos marinos someros de edad Tortoniense y más recientes. El extremo norte está constituido por otro complejo volcánico de domos con cantidades subordinadas de tobas, formadas por riolitas de la serie calcoalcalina potásica.

Al sur de este complejo volcánico se encuentra un asomo de forma triangular de unos 5 km² de rocas metamórficas fuertemente tectonizadas.

Tres unidades metamórficas, claramente diferenciadas, se disponen separadas por fallas de bajo ángulo. El despegue se ve afectado por pliegues de gran radio cuyo eje hunde 10° hacia N 240.

Los pliegues involucran a los sedimentos circundantes que permiten datarlos como Tortoniense superior. La unidad inferior (Unidad de Tarita), que aparece penetrativamente foliada, está formada a muro con filitas grises con cloritoide y a techo cuarcitas y carbonatos.

Sobre ella se encuentra la Unidad de Taidant, que en las partes mejor preservadas muestra pizarras verdes oscuras y conglomerados con cantos de cuarzo y algunos restos de areniscas rojas micáceas.

Entre estas dos unidades tectónicas existe un cuerpo fusiforme de serpentinitas que está incluido, al igual que la mayor parte de las otras unidades, en una zona ancha de cizalla frágil con gran desarrollo de cataclasitas y estructuras indicativas de sentido de desplazamiento hacia el SO.

Discordante sobre estas rocas y sobre las rocas volcánicas se deposita un conjunto de sedimentos que comienza en el Tortoniense medio-superior en los que se ha llamado cuenca de Melilla. La sedimentación comienza siendo silicataclástica, con un nivel de conglomerados recubiertos por margas marinas, todo ello en la actualidad plegado y tectonizado.

Sobre estos sedimentos y el basamento se dispone el Tortoniense Superior-Messiniense formado por calcarenitas depositadas en ambientes de plataforma somera con intercalaciones de carbonatos arrecifales coralinos.

La secuencia estratigráfica es compleja, con alternancia de calcarenitas, calizas arrecifales y areniscas en los bordes de la cuenca, que hacia el centro pasan a ser predominantemente margas de cuenca pelágica.

El territorio de Melilla está constituido por materiales más propios de borde, observándose una secuencia de carbonatos arrecifales y calcarenitas a muro, una unidad detrítica intermedia depositada en ambientes deltáicos, y a techo calcarenitas oolíticas y calizas estromatolíticas.

La sedimentación es contemporánea con el vulcanismo del Gurugú, instalándose algunos de los arrecifes en las laderas del volcán.

Constituyendo el cuaternario de esta área se detectan depósitos travertínicos, aluviales, coluviales y marinos de playa. Los travertinos afloran al norte, estando constituidos por un paquete de potencia variable, de costras calcáreas que se sitúan sobre las areniscas infrayacentes.

Estos depósitos travertínicos no afloran al sur, apareciendo en este caso un conjunto de arcillas, arenas y gravas de naturaleza calcárea que forman parte de los depósitos coluviales.

Asociados a los cursos de agua de mayor entidad, aparece una alternancia de arenas, gravas y arcillas correspondientes a los depósitos aluviales. Los depósitos coluviales están formados por cantos y arenas de mineralogía volcánica, procedentes de la erosión de los montes situados en los alrededores de Melilla.

Por último, aparecen sedimentos cuaternarios de clara influencia marina, formados por las típicas arenas de playa.

En el Plioceno se destaca una serie estratigráfica constituida, de más antigua a más moderna, por margas, calizas y areniscas.

Las margas forman la base del Plioceno y sobre ellas se sitúan calizas arenosas con algunas intercalaciones arcillosas. Hacia el sur se reduce su espesor, aumentando la proporción de arcillas y arenas.

Sobre estas calizas aflora un paquete de areniscas silíceas de color amarillento que terminan como calcarenitas. Hacia el sur cambian lateralmente a arcillas.

También cabe destacar que la gran mayoría de los depósitos coluviales del cuaternario de la zona, proceden de la denudación de estos montes de origen volcánico.

2.6. Geología de la zona

En el solar objeto de reconocimiento afloran materiales pertenecientes a la Formación Pliocena desarrollada en el área y los sedimentos coluviales existentes en el territorio de Melilla.

Serie Pliocena

La serie estratigráfica de edad plioceno se encuentra representada en la parcela por un paquete de areniscas silíceas de color amarillento que se sitúan sobre unas calizas arenosas infrayacentes, que a su vez yacen sobre unas margas, las cuales son la base de la serie pliocena aflorante en la ciudad, estando estas areniscas bajo unas calcarenitas, que son el techo de la serie.

Depósitos Coluviales

Los depósitos coluviales procedentes de la denudación de los montes de origen volcánico existentes en el área (Monte Curugú).

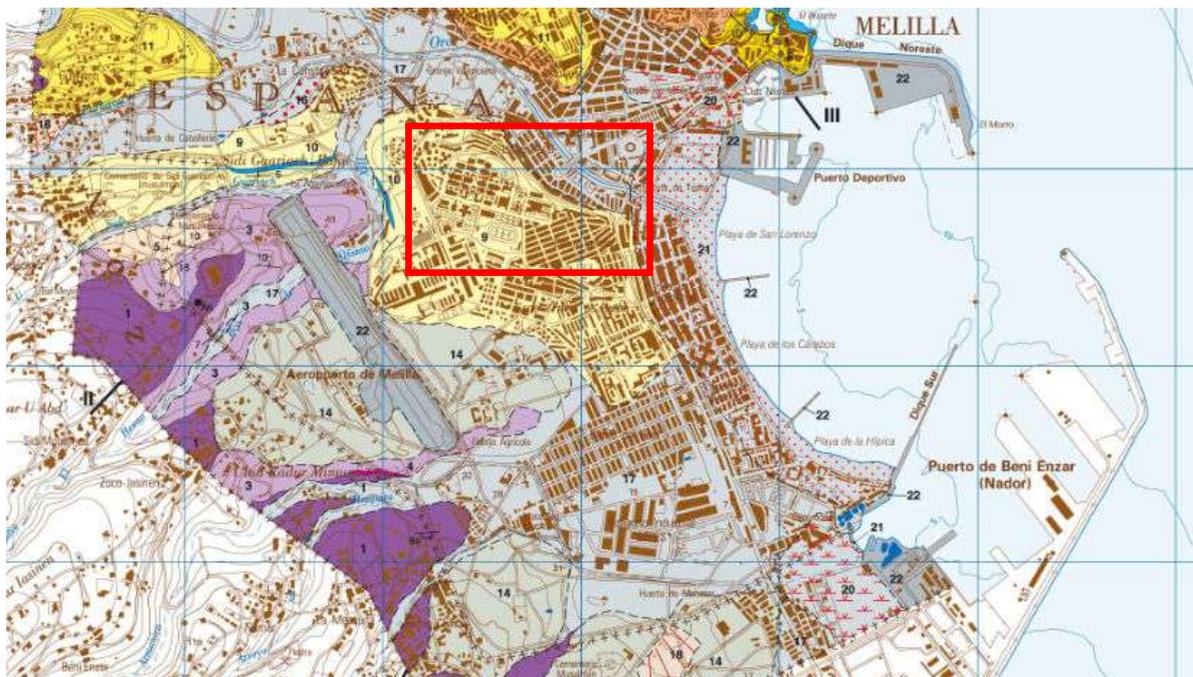
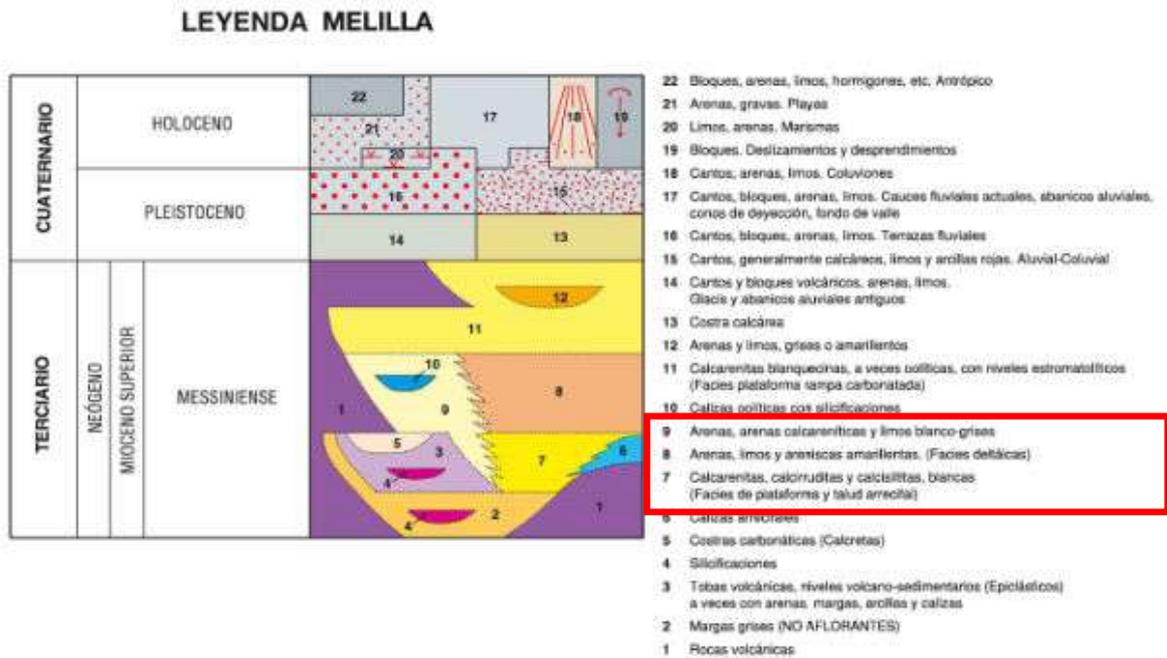


Figura nº 5: Encuadre geológico de la zona de estudio.

Estos depósitos están formados por un conjunto de arcillas, arenas y gravas de naturaleza calcárea en el interior de los cuales se detectan cantos y arenas de mineralogía volcánica y un veteado continuo de distinta naturaleza. Este tipo de material se dispone de modo subhorizontal enlazando con los mantos de derrubios que se extienden sobre los valles de la zona. La edad de estos mantos es Cuaternaria.

En el apartado correspondiente a Anejos se adjunta la localización geológica del área de estudio.

3. TRABAJOS REALIZADOS

El reconocimiento del emplazamiento previsto para el edificio, se ha efectuado mediante: un sondeo mecánico a rotación, dos ensayos de penetración dinámica continua DPSH y ensayos de laboratorio (marzo de 2024).

Tabla n° 1: Reconocimientos geotécnicos.

ENSAYO	PROFUNDIDAD
SONDEO SG-1	8.00 metros
DPSH P-1	1.00 metro
DPSH P-2	1.00 metro

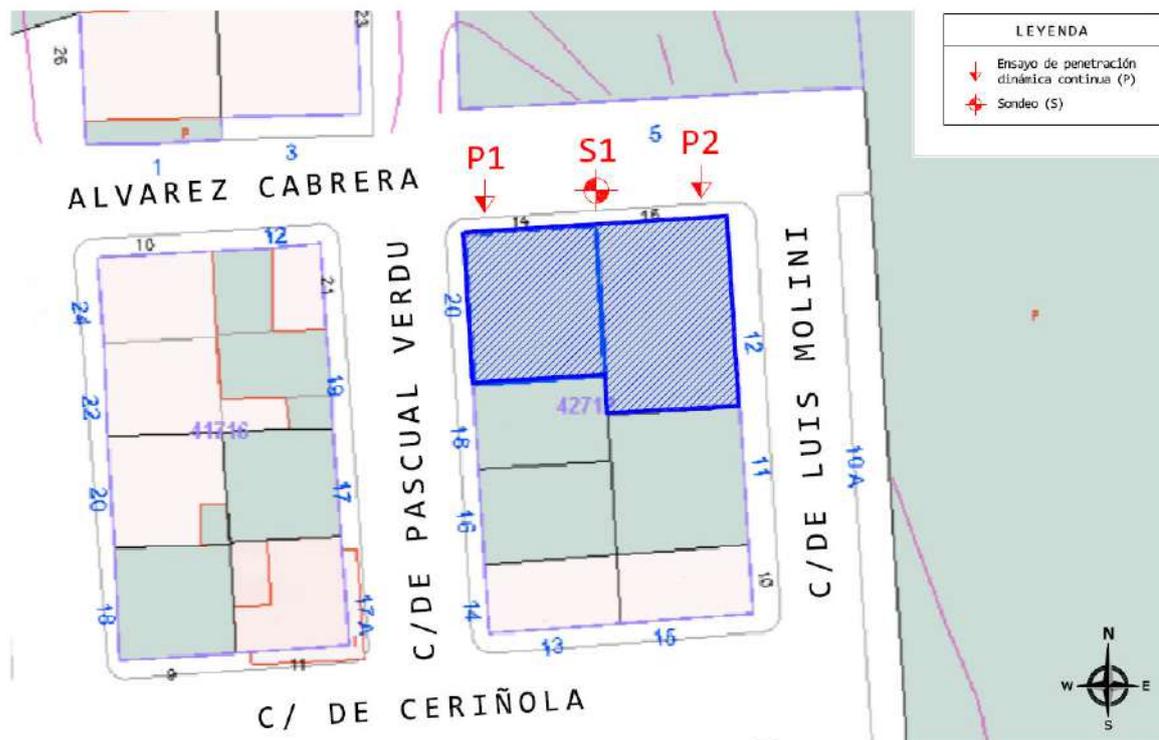


Figura nº 6: Emplazamiento de las exploraciones geotécnicas.

Los ensayos (DPSH y sondeo) se ejecutaron junto al muro de cerramiento que delimita las parcelas.

3.1. Sondeo mecánico a rotación

Los sondeos consisten en perforaciones en el terreno para reconocer la naturaleza de los niveles del subsuelo a diferentes profundidades.

Perforación. Para ello se introduce un tubo hueco en cuyo extremo inferior va enroscada una corona que va efectuando la perforación mediante rotación.

El terreno perforado se aloja en este tubo hueco permitiendo así extraerlo y obtener un testigo continuo hasta la profundidad deseada, para su posterior análisis en laboratorio.

En el transcurso de la perforación se procede a la toma de muestras inalteradas del terreno y a la ejecución de ensayos de penetración estándar. El sondeo se ha realizado con batería simple tipo B con diámetro de perforación de 86 mm, revestimiento de 98 mm y equipada con corona de widia de perfil aserrado hasta el final de la profundidad investigada (8.00 m).

Con la técnica de extracción utilizada se obtuvo un testigo continuo con un porcentaje de recuperación medio-alto. Este testigo obtenido de la perforación fue debidamente colocado en cajas con las profundidades acotadas.

Ensayos SPT. Durante la ejecución del sondeo se procedió a la realización de ensayos de penetración estándar (SPT) según la norma XP-P94-202. Los ensayos SPT determinan la resistencia de los suelos a la penetración de un toma-muestras y permiten obtener muestras alteradas de suelo dentro de un sondeo para su identificación en laboratorio.

El equipo necesario para la realización de esta prueba consta de un toma-muestras bipartido de pared gruesa de 51 mm de sección acoplado a un varillaje rígido, en cuyo extremo se coloca la cabeza de golpe y contragolpe, sobre la que impacta una maza de 63.6 Kg en caída libre, desde una altura de 76.2 cm. En el procedimiento de realización del ensayo se distinguen dos fases.

Una primera o hincada de colocación de 15 cm, incluyendo la penetración inicial del toma-muestras bajo su propio peso y la segunda fase o ensayo de hincada propiamente dicho, en la cual se anota el número de golpes necesarios para penetrar adicionalmente 30 cm. Este número obtenido se denomina resistencia a la penetración N (índice SPT). Si los 30 cm de penetración no pueden lograrse con 100 golpes, el ensayo de hincada se dará por terminado, considerándose un valor de N = rechazo.

Las tandas de golpes registradas durante los ensayos SPT efectuados han sido los siguientes (**Tabla n° 2**):

SPT	GOLPEOS
SG-1 SPT 3.00-3.45 m	18/22/28
SG-1 SPT 6.25-6.50 m	28/50R

En el apartado de anejos se incluye el acta completa del sondeo, ensayos, datos más relevantes, etc.

3.2. Ensayos de penetración dinámica continua tipo DPSH

El ensayo de penetración dinámica continua se ha realizado con un penetrómetro de accionamiento automático tipo DPSH.

Consisten en hacer penetrar en el terreno una puntaza de dimensiones normalizadas (20 cm²) por aplicación de una energía de impacto fija, mediante el golpeo de una maza de 63.5 kg, que se deja caer desde una altura de 75 cm. En este ensayo se contabiliza el número de golpes cada 20 cm de penetración (N_{20}). El ensayo se da por finalizado cuando se necesitan más de 100 golpes para el avance de los 20 cm, considerando que se ha obtenido el rechazo.

Para definir los rangos de compacidad y/o consistencia del suelo se debe referir al ensayo DPSH con respecto al penetrómetro dinámico tipo borros, cuya equivalencia es $N_{borros} = 1.22 \times N_{dpsH}$.

Tabla n° 3: Profundidad de rechazo alcanzada en los ensayos DPSH.

ENSAYO	PROFUNDIDAD
DPSH P-1	1.00 metro
DPSH P-2	1.00 metro

Tabla n° 4: Rango adoptados para definir la compacidad y consistencia del material a partir del N_{20} borros).

COMPACIDAD SUELOS GRANULARES	
CLASIFICACIÓN	N_{20}
MUY FLOJA	1-4
FLOJA	5-10
MEDIA	11-30
DENSA	31-50
MUY DENSA	> 50

CONSISTENCIA SUELOS COHESIVOS

CLASIFICACIÓN	N ₂₀
MUY BLANDA	< 2
BLANDA	2-5
FIRME	5-10
RÍGIDA	11-20
DURA	21-40
MUY DURA	> 40

Del mismo modo los valores de penetración dinámica borros y DPSH se pueden relacionar con los del ensayo de penetración estático SPT mediante la siguiente formulación:

- En arenas:

$$N_{spt} = 25 \times \log N_{borros}$$

$$N_{spt} = 25 \times \log (1.22 \times N_{dpsh}) - 15.16.$$

- En arcillas:

$$N_{spt} = (13 \times \log N_{dpsh}) - 2.$$

En los anejos se encuentra el croquis de situación de los reconocimientos donde se puede apreciar la distribución en planta de estos ensayos, así como la representación gráfica del golpeo.

3.3. Ensayos de laboratorio

Según los criterios de representatividad del material y cota, se eligieron las diferentes muestras y la tipología de los ensayos a realizar. A continuación, se detallan los ensayos realizados:

Tabla nº 5: Ensayos de laboratorio realizados.

ENSAYO	UNIDADES	NORMA
ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN		
PREPARACIÓN DE MUESTRAS	1	UNE 103100:95
GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO	1	UNE 103101
LIMITES DE ATTERBERG	1	UNE 103103:94 - 103104:93
ENSAYOS QUÍMICOS		
SULFATOS SOLUBLES EN SUELO	1	UNE 103201 - 202

Los resultados de estos ensayos de laboratorio se incluyen en los anejos de esta memoria.

4. COMENTARIO GEOTÉCNICO

En este apartado se describen las características y condiciones geotécnicas de los materiales existentes en el terreno, indicando los resultados de los ensayos de laboratorio realizados a partir de las muestras tomadas durante la ejecución del sondeo a rotación, así como el análisis e interpretación de los diferentes ensayos de campo realizados.

4.1. Estratigrafía del sondeo

Los testigos recuperados mediante la perforación del sondeo evidencian una estratigrafía del terreno formada por dos niveles geotécnicos principales: una franja superficial correspondiente a elementos antrópicos y una serie de calcarenitas blanquecinas cementadas.

A continuación se realiza una descripción general de estos materiales:

- Pavimento exterior de **40 cm** de espesor.
- Serie de calcarenitas blanquecinas cementadas. Se describe entre **0.40 m** y **8.00 metros**.

4.2. Ensayos SPT

Se han registrado las siguientes tandas golpes SPT 3.00-3.45 m: 18/22/28 \approx N30 = 50 (resistencia elevada) y SPT 6.25-6.50 m: 28/50R (resistencia muy dura).

Tabla D.2. Compacidad de las arenas

Clasificación	Índice N_{SPT}
Muy floja	< 4
Floja	4-10
Media	11-30
Densa	31-50
Muy densa	>50

Tabla D.3. Consistencia de las arcillas

Clasificación	Resistencia a compresión simple q_u (kPa)
Muy blanda	0-25
Blanda	25-50
Media	50-100
Firme	100-200
Muy firme	200-400
Dura	> 400

Figura nº 7: Rangos de **compacidad** y **consistencia** del CTE.

4.3. Ensayos de laboratorio

En este apartado se detallan los ensayos de laboratorio realizados sobre las muestras obtenidas (**Tabla nº 6**).

MUESTRA	0.08	LL	LP	IP	CLASIFICACION
SG-1 SPT 3.00-3.45 m	7.70 %	NP	NP	NP	GP-GM

Abreviaturas. USCS: Unified Soil Classification System / LL: límite líquido / LP: límite plástico / IP: Índice de plasticidad / GP-GM: arena limosa / NP: no plástico.

4.4. Interpretación ensayos DPSH

A partir de las diagragías obtenidas en los *ensayos de penetración dinámica P1 y P2*, se puede realizar la siguiente interpretación:

Desde el inicio de los ensayos (0.00 m), los valores de golpes registran un ascenso continuo hasta alcanza de modo superficial (1.00 m) la condición de rechazo ($N_{20} > 100$).

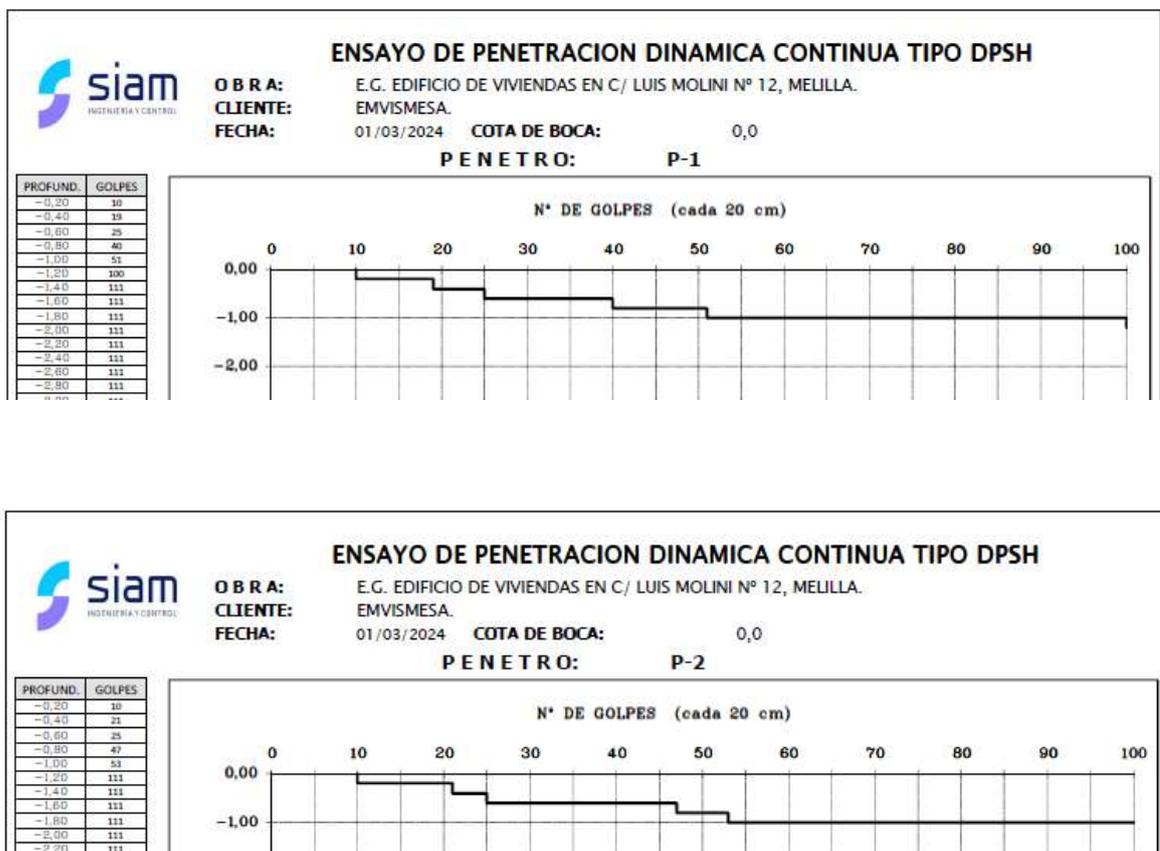


Figura nº 8: Encuadre geológico de la zona de estudio.

Se alcanza la condición de rechazo ($N_{20} > 100$) a una profundidad de 1.00 metro, en los dos los casos (P1 y P2).

4.5. Niveles Geotécnicos

Tras el análisis de los resultados del sondeo, el ensayo de penetración dinámica continua, los ensayos de laboratorio, y teniendo en cuenta la geología de la zona, podemos distinguir dos niveles u horizontes geotécnicos principales en la profundidad investigada:

NIVEL GEOTÉCNICO I: ELEMENTOS ANTRÓPICOS.

NIVEL GEOTÉCNICO II: SERIE CALCÁREA.

En función de los resultados obtenidos en los trabajos realizados y la bibliografía técnica de referencia se pueden disponer de los siguientes valores para los distintos parámetros geotécnicos de estos niveles geotécnicos.

Tabla n° 7-A: Parámetros geotécnicos **Nivel Geotécnico I** de **Elementos antrópicos**.

PARÁMETROS	VALORES
PESO ESPECÍFICO	$\gamma = 16.0-16.5 \text{ KN/m}^3$
ANGULO DE ROZAMIENTO	$\Phi = 27-28^\circ$
COHESIÓN	$C = 0.00 \text{ tm/m}^2$

Tabla n° 7-B: Parámetros geotécnicos **Nivel Geotécnico II** de **Calcarenitas blanquecinas**.

PARÁMETROS	VALORES
ÍNDICE SPT	$N_{30} = R$
PESO ESPECÍFICO	$\gamma = 22.0-23.0 \text{ Kn/m}^3$
ANGULO DE ROZAMIENTO	$\Phi = 37-38^\circ$
COHESIÓN	$C = 50.00 \text{ t/m}^2$
MÓDULO DE DEFORMACIÓN	$\Sigma = 325-350 \text{ Kg/cm}^2$
COEFICIENTE DE POISSON	$\nu = 0.30$
PERMEABILIDAD	$K = 10^{-4} / 10^{-5} \text{ m/s}$

Para la valoración de los parámetros geotécnicos se han considerado los resultados obtenidos en los diferentes ensayos de campo y laboratorio realizados, así como los valores orientativos que detalla el CTE (ver tablas siguientes):

Tabla D.8. Clasificación de las arcillas

Clasificación	Resistencia a compresión simple q_u (kPa)
Muy blanda	0-25
Blanda	25-50
Media	50-100
Firme	100-200
Muy firme	200-400
Dura	> 400

Tabla D.23. Valores orientativos de N_{SPT} , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos

Tipo de suelo	N_{SPT}	q_u (kN/m ²)	E (MN/m ²)
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 80	< 8
Suelos flojos o blandos	10 - 25	80 - 150	8 - 40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5.000	500 - 8.000
Rocas duras	Rechazo	5.000 - 40.000	8.000 - 15.000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40.000	>15.000

Tabla D.26. Valores orientativos de densidades de suelos

Tipo de suelo	γ_{cat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
Grava	20 - 22	15 - 17
Arena	18 - 20	13 - 16
Limo	18 - 20	14 - 18
Arcilla	16 - 22	14 - 21

Tabla D.27. Propiedades básicas de los suelos

Clase de suelo		Peso específico aparente (kN/m ³)	Ángulo de rozamiento interno
Terreno natural	Grava	19 - 22	34° - 45°
	Arena	17 - 20	30° - 38°
	Limo	17 - 20	25 - 32°
	Arcilla	15 - 22	16° - 28°
Rellenos	Tierra vegetal	17	25°
	Terraplén	17	30°
	Pedraplén	18	40°

Tabla D.24. Valores orientativos del coeficiente de Poisson

Tipo de suelo	Coeficiente de Poisson
Arcillas blandas normalmente consolidadas	0,40

SE-C-120

Documento Básico SE-C Cimientos

Arcillas medias	0,30
Arcillas duras preconsolidadas	0,15
Arenas y suelos granulares	0,30

Figura nº 9: Tablas D.23, D26 y D.27 CTE Libro 3 SE-C.

4.6. Nivel freático

En ocasiones el agua utilizada en la perforación puede afectar a la medida del nivel freático, por lo que se ha dejado introducida tubería piezométrica en los sondeos, para realizar un seguimiento de la evolución de este nivel si fuera necesario, así como para poder tomar muestras de agua.

No se ha detectado la presencia del nivel freático en el sondeo realizado en el solar, durante el periodo de elaboración de este estudio. Por tanto, en principio, no va a afectar a la cimentación del edificio.

4.7. Agresividad

Se ha analizado una muestra de suelo perteneciente al terreno natural (futuro portante de la cimentación), determinándose un contenido en sulfatos 0.03 % (400 mg/kg de suelo).

Según el **Artículo 27** del **Código Estructural** “criterios específicos para las estructuras de hormigón”, se determinan tres tipos de exposición ante la agresividad química (por agua y suelo).

El ambiente de agresividad se clasifica según la tabla 27.1b del **Código Estructural** (Real Decreto 470/2021):

Tabla 27.1.b Clasificación de la agresividad química

Tipo de medio agresivo	Parámetros	Tipo de exposición		
		XA1	XA2	XA3
		Ataque débil	Ataque medio	Ataque fuerte
AGUA.	VALOR DEL pH, según UNE 83952.	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
	CO ₂ AGRESIVO (mg CO ₂ / l), según UNE-EN 13577.	15 - 40	40 - 100	> 100
	IÓN AMONIO (mg NH ₄ ⁺ / l), según UNE 83954.	15 - 30	30 - 60	> 60
	IÓN MAGNESIO (mg Mg ²⁺ / l), según UNE 83955.	300 - 1000	1000 - 3000	> 3000
	IÓN SULFATO (mg SO ₄ ²⁻ / l), según UNE 83956.	200 - 600	600 - 3000	> 3000
	RESIDUO SECO (mg / l), según UNE 83957.	75 - 150	50 - 75	< 50
SUELO.	GRADO DE ACIDEZ BAUMANN-GULLY (ml/kg), según UNE-EN 16502.	> 200	(*)	(*)
	IÓN SULFATO (mg SO ₄ ²⁻ / kg de suelo seco), según UNE 83963.	2000 - 3000	3000 - 12000	> 12000

(*) Estas condiciones no se dan en la práctica.

Figura nº 10: Ambientes agresividad Código Estructural del Hormigón.

Para el **contenido en sulfatos del suelo** que esté en contacto con los elementos estructurales:

Clase Específica XA1 ≈ Ataque débil, para un contenido en sulfatos 2000-3000 mg/kg de suelo.

Clase Específica XA2 ≈ Ataque débil, para un contenido en sulfatos 3000-12000 mg/kg de suelo.

Clase Específica XA3 ≈ Ataque débil, para un contenido en sulfatos > 12000 mg/kg de suelo.

Si el grado de acidez baumann gully es > 200 mg/kg de suelo ≈ agresividad débil XA1 (determinado según la norma UNE-EN 16502).

Los ensayos de laboratorio *no muestran agresividad, por parte del terreno, frente al hormigón armado.*

5. ESTUDIO DE LA CIMENTACIÓN

Los dos condicionantes fundamentales a la hora de definir la cimentación a utilizar son: el tipo de edificación y el tipo de terreno existente en el solar.

5.1. Tipo de edificación

La edificación ocupará el cien de la superficie disponible (105 + 132 m²), de planta rectangular y constará de planta baja + dos alturas. Se estiman que las cargas del mismo sean: 3.00 tn/m² de forjados + 1.50 tn/m² de cimentación + 0.50 Tn/m² casetón ≈ 5.00 Tn/m².

5.2. Características del terreno

La estratigrafía del sondeo evidencia un terreno constituido por dos niveles geotécnicos: elementos antrópicos y un sustrato de calcarenitas cementadas \approx terreno natural.

Nivel Geotécnico I de relleno antrópico (0.00 m a 0.40 metros).

Nivel Geotécnico II de calcarenitas blanquecinas cementadas.

Una vez se atraviesa el tramo de relleno, se describe el terreno natural de la zona de estudio, el cual se ha englobado en el nivel geotécnico II y se prolonga por debajo de la profundidad investigada.

Compacidad del terreno

La compacidad del NG I de relleno es despreciable y se debe considerar nula. Se ha descrito una potencia que alcanza una profundidad variable de 0.40 metros (en el exterior de la parcela).

La compacidad del terreno natural (NG II) es densa a muy densa.

Nivel freático \approx no se aprecia.

Ambiente CE \approx no existe agresividad del terreno frente al hormigón armado, en contacto con el terreno.

5.3. Propuesta de cimentación

A la vista de los factores geotécnicos que juegan un papel notable en el proyecto, se propone estudiar la opción de utilizar una cimentación directa mediante **zapatas arriostradas** o bien **losa de hormigón armado** apoyada sobre el NG II de terreno natural.

Nivel Geotécnico I de relleno (acerado y elementos de futura demolición). De modo general, la capacidad portante de esta capa es muy baja y su deformabilidad es grande y errática por su heterogeneidad, por lo que **no** se considera viable utilizarla como capa portante para cualquier elemento de responsabilidad. Por tanto, deberán ser desmantelados o atravesados por los elementos de cimentación. Además, por su estructura floja son susceptibles de experimentar asientos de colapso en condiciones de inundación bajo carga.

Se deberá prestar especial atención a la eliminación de cualquier resto de material perteneciente a esta capa que pueda existir a la hora de cimentar.

Profundidad de empotramiento \approx - 0.50 m a 0.75 metros bajo la cota actual.

Medianeras. El solar presenta medianeras en una linde. Se desconoce el tipo de cimentación de esta estructura, por lo cual sería necesario valorar como puede influir la construcción de una nueva estructura en el entorno.

Es recomendable el seguimiento de las estructuras vecinas así como los elementos de infraestructura que existan, durante el tiempo de construcción del edificio proyectado.

En los siguientes apartados se comprueba, las condiciones de profundidad, carga admisible y medidas adicionales.

5.4. Consideraciones de presión vertical admisible (q_{adm})

El material estudiado presenta variaciones en la proporción de elementos finos, aunque predominan los niveles granulares respecto de los niveles arcillosos, así, se podría abordar el cálculo de la tensión admisible mediante formulación en material granular.

Según el nuevo Código Técnico de la Edificación, en estos suelos granulares la presión admisible para las cimentaciones viene dada, a excepción de cimentaciones angostas en suelos flojos, por condiciones de asientos más que por carga de hundimiento (Apartado 4.3.3 Libro 3 SE-C CTE). Cuando la superficie del terreno sea marcadamente horizontal (pendiente inferior al 10%), la inclinación con la vertical de la resultante de las acciones sea menor del 10% y se admita la producción de asientos de hasta 25 mm, la presión vertical admisible de servicio podrá evaluarse mediante las siguientes expresiones basadas en el golpeo NSPT obtenido en el ensayo SPT: Para $B^* \geq 1.20$ m:

$$q_{adm} = [8 N_{SPT} (1 + (D/3B^*)) (S_v/25) ((B^* + 0.3)/B^*)^2]$$

S_f = asiento total admisible, en mm = 25 / N_{SPT} = valor medio de los resultados, obtenidos en una zona de influencia de la cimentación comprendida entre un plano situado a una distancia $0,5B^*$ por encima de su base y otro situado a una distancia mínima $2B^*$ por debajo de la misma. Para el cálculo se considera un golpeo $N_{30} = 27-28$ / D = profundidad de empotramiento = 1.50 m / B^* = ancho equivalente de la cimentación = 10 m.

Operando correctamente, se obtiene una presión vertical admisible igual a: $q_{adm} = 8 N_{SPT} (1 + (D/3B^*)) (S_f/25) ((B^*+0.3)/B^*)^2 = [(8 \times 27-28) \times (1.03) \times (1) \times (1.06)] = 2.50 \text{ kp/cm}^2$, para un asiento de 25 mm.

De acuerdo con esto se recomienda tomar como valor referencia para la **presión vertical admisible** (valores totales), para un valor máximo de asiento de 1 pulgada, cimentando a una profundidad de 0.50-0.75 m, de: $q_h = 2.50 \text{ Kp/cm}^2$.

Los valores estimados se consideran para cimentaciones empotradas en el NC II de terreno natural.

Por otra parte, la naturaleza esencialmente granular del mismo supone que el asentamiento se produciría a corto plazo, por la disipación de las presiones intersticiales, es decir, la carga se aplica con drenaje, alcanzando el asentamiento máximo con carácter inmediato a la terminación de la obra de construcción.

Cálculo de asientos

Procedemos a continuación a la realización de una comprobación de asientos cuyo cálculo se abordará con el modelo matemático de multicapa elástica sobre base rígida.

Supone que el suelo se comporta como un semiespacio estratificado en capas, donde cada una presenta un comportamiento elástico lineal, isótropo y homogéneo diferente, bajo una capa rígida que supone la desaparición del asiento que corresponde al semiespacio que ocupa y que altera la distribución de tensiones en las capas compresibles.

Un cálculo aproximado del módulo de deformación elástica de las diferentes capas deformables, se puede estimar a partir de los valores del número de penetración N_{30} (S.P.T.) o en su defecto por N_{20} , según las correlaciones realizadas por Schmertmann, entre aquellos y la resistencia a la penetración estática con cono.

Así tenemos:

$$E \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = 5 \times N_{30} \text{ ó } N_{20} \text{ (arcilla/limo/marga)}$$

$$E \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = 7.5 \times N_{30} \text{ ó } N_{20} \text{ (arenas)}$$

Para el cálculo de asientos empleamos el método aproximado de Steinbrenner. El asiento de cada capa es: $S_i = S_o - S_z$.

Siendo: S_o y S_z el asiento a techo y muro de la capa, calculado mediante la siguiente ecuación (para el asiento medio de la cimentación);

$$S_z = K \times \frac{q \times B}{2E} (M \phi_1 - N \phi_2)$$

Siendo: K : coeficientes dependientes del módulo de Poisson considerado / q = presión neta de la cimentación / B = ancho de la cimentación (m) / E = módulo de deformación elástica (Tn/m^2) / M y N : funciones dependientes de las dimensiones de la cimentación / ϕ_1 y ϕ_2 = coeficientes que dependen de las dimensiones de la cimentación y de la profundidad de cada capa. El asiento total, S , se obtiene sumando los asientos de cada capa. El asiento en el centro se obtiene por combinación del asiento en la esquina de cuatro rectángulos iguales cuya superficie total coincide con la de la superficie cargada.

El asiento medio, con una distribución parabólica del asiento bajo la cimentación es aproximadamente:

$$S_{\text{medio}} = S_{\text{esquina}} + 0.66 \times (S_{\text{centro}} - S_{\text{esquina}}) \text{ / (Este asiento no incluye la influencia de cimentaciones cercanas).}$$

En el siguiente cuadro figuran los datos del terreno tenidos en cuenta para este cálculo de asientos, considerando que una cota de desplante de la placa de cimentación a una profundidad de 0.50 metros, considerando una profundidad de influencia de 10 metros, una base de cimentación de 20 x 15 m y una carga neta transmitida de 0.50 kg/cm^2 :

DATOS DEL TERRENO (HIPÓTESIS DE CÁLCULO)

CAPA	PROFUNDIDAD	MÓDULO de DEFORMACIÓN E	POISSON ν
1	1.00-3.00 m	175 kg/cm ²	0.30
2	3.00-5.00 m	250 kg/cm ²	0.30

Realizando los cálculos con la formulación propuesta por Steinbrenner, para el caso de una losa de cimentación de 20 m x 15 m, se obtiene un *asiento medio total* de 1.60 cm, siendo de 2.00 cm en el centro y de 0.90 cm en la esquina. Según NBE/AE/88, el asiento general máximo admisible que pueden tolerar una estructura de hormigón armado de gran rigidez, cimentado sobre losa es de 5.00 cm (2 pulgadas).

Según CTE SE-C, los valores límites de servicio de los movimientos de la cimentación del edificio podrán adoptarse a los siguientes valores de **distorsión angular** (β):

TIPO de ESTRUCTURA	Límite
Estructuras isostáticas y muros de contención	1/300
Estructuras reticuladas con tabiquería de separación	1/500
Estructuras de paneles prefabricados	1/700
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia arriba	1/1000
Muros de carga con flexión cóncava hacia abajo	1/200

Asientos estimados

A título orientativo la Norma NBE-AE-88 (derogada) fija los asientos admisibles según se indica en la tabla siguiente:

Características del edificio	Asientos general máximo (mm)	
	Terrenos sin cohesión	Terrenos cohesivos
Obras de carácter monumental	12	25
Edificios con estructura de hormigón armado de gran rigidez	35	50
Edificios con estructura de hormigón armado de pequeña rigidez	50	75
Estructuras metálicas hiperestáticas	50	75
Edificios con muros de fábrica	50	75
Estructuras metálicas isostáticas	50*	75*
Estructuras de madera	50*	75*
Estructuras provisionales	50*	75*

Nota (*): comprobando que no se produce desorganización en la estructura ni en los cerramientos

Los valores estimados para *los asientos de la cimentación propuesta son admisibles* de acuerdo al CTE.

Presión admisible de servicio (q_s)

Se define la presión admisible de servicio como aquella que cumple con el criterio de seguridad frente al hundimiento y que no genera asientos inadmisibles. En definitiva, la presión admisible de la cimentación es el valor de entre la presión admisible frente al hundimiento y la presión admisible por asientos. Una vez se ha realizado el cálculo de asientos, se considera adecuado tomar como referencia para la **presión admisible de servicio** (valores totales), un valor de: $q_s = 2.50 \text{ Kp/cm}^2$.

Coefficiente de Balasto

El coeficiente de balasto K_s ; se define como el cociente entre la presión vertical (q), aplicada sobre un determinado punto de un cimiento directo y el asiento (s), experimento por dicho punto: $K_s = q / s$. Esta (K_s), no es una constante del terreno, sino que depende del nivel de tensiones alcanzado y de las dimensiones del área cargada.

Para conocer este valor con exactitud es necesario: efectuar ensayos de placa de carga en el material sobre el que se apoye la cimentación o la realización de ensayos in situ o de laboratorio para determinar parámetros de deformabilidad representativos del terreno bajo la zona de influencia de la cimentación.

Como valor de referencia, para placa de $0.30 \times 0.30 \text{ m}^2$ (K_{30}), en arena de compactidad densa (según COAM, Cuadro 4.2.- Curso Aplicado de Cimentaciones propuesto por Terzaghi, 1955) se recomienda $K_{30} = 10.00 \text{ Kp/cm}^3$. Según el CTE para una arena compacta se debe tomar como referencia un valor entre 90 MN/m^3 (Tabla D.29).

Tabla D.29. Valores orientativos del coeficiente de balasto, K_{30}

Tipo de suelo	K_{30} (MN/m ³)
Arcilla blanda	15 – 30
Arcilla media	30 – 60
Arcilla dura	60 – 200
Limo	15 – 45
Arena floja	10 – 30
Arena media	30 – 90
Arena compacta	90 – 200
Grava arenosa floja	70 – 120
Grava arenosa compacta	120 – 300
Margas arcillosas	200 – 400
Rocas algo alteradas	300 – 5.000
Rocas sanas	>5.000

Figura n° 11: Valores K_{30} CTE Libro 3 SE-C.

Balasto global. La conversión del módulo para placa de 30 cm (K_{30}), al coeficiente de referencia (K_s), se puede obtener mediante las expresiones:

- Para zapata cuadrada, de ancho B, en terreno cohesivos: $K_s = K_{30} (0.30/B)$.
- Para zapata cuadrada, de ancho B, en terrenos granulares: $K_s = K_{30} (B + 0.30/2B)^2$.
- Para zapata rectangular de ancho B, en cualquier tipo de terreno: $K_s = K_{30} (1 + B/2L)$.

Siendo. B: ancho del cimiento / L: longitud.

5.5. Sismicidad

Para la consideración de la acción sísmica en las futuras construcciones de esta zona es de aplicación la Norma de Construcción Sismorresistente (Parte General y Edificación) NCSE-02 publicada en el B.O.E. el 11 de Octubre de 2002.

El cálculo de las acciones sísmicas según la citada norma se realizará en base a los siguientes parámetros:

Importancia de las **construcciones**

Las construcciones se clasifican de acuerdo con el uso a que se destinan. Para este caso se considera que esta construcción es de **normal** importancia.

Aceleración sísmica básica (a_b)

Parámetro que depende de la localización geográfica de la parcela dentro del territorio nacional.

La aceleración sísmica básica se expresa en función de la aceleración de la gravedad ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$). Para el caso de la parcela objeto de este estudio: $a_b = \mathbf{0.16g}$ (Ciudad Autónoma de Melilla).

Coeficiente de contribución (K)

Coeficiente que tiene en cuenta la distinta contribución a la sismicidad de cada punto de la sismicidad de la Península y la sismicidad de la falla Azores-Gibraltar. En este lugar: $K = \mathbf{1.0}$.

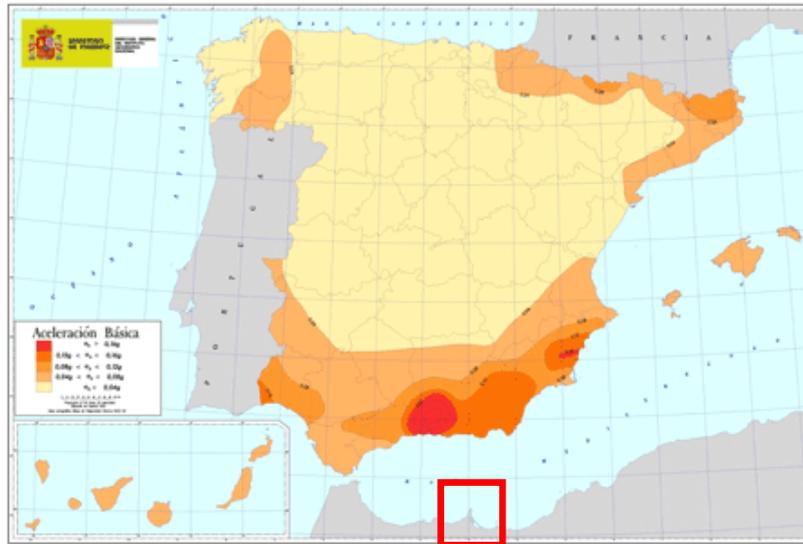


Figura nº 12: Aceleración sísmica básica en España (IGN).

Coefficiente de riesgo (ρ)

Coefficiente que depende de las características de la construcción y del periodo de vida para el que se proyecta. Para el caso de construcciones de normal importancia (Periodo de vida $t = 50$ años): $\rho = 1.00$.

Tipo de terreno

El terreno se clasifica según su naturaleza, su compacidad y su consistencia.

Se consideran los 30.00 primeros metros de terreno situados bajo la superficie del solar objeto de estudio considerando la cota 0.00 la cota de ejecución de los sondeos: Terreno II de 0.00 m a 15.00 metros y Tipo I de 15.00 m a 30.00 metro.

Dado que las prospecciones realizadas no alcanzaron la profundidad de 30.00 metros, se hace una estimación del tipo de terreno existente a cotas profundas, basándose en criterios de geología regional.

Así, el terreno situado por debajo de la profundidad de investigación, se considera de Tipo I.

Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales (V_s)

Depende del tipo de terreno existente; A continuación se detalla la velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales en el caso que nos ocupa: TIPO IV $\rightarrow V_s \leq 200 \text{ m/s}$ / TIPO III $\rightarrow 400 \geq V_s > 200 \text{ m/s}$ / TIPO II $\rightarrow 750 \geq V_s > 400 \text{ m/s}$.

Coefficiente de suelo (C)

Coefficiente que también depende del tipo de terreno existente. Para el caso que nos ocupa: TIPO IV $\rightarrow 2.00$ / TIPO III $\rightarrow 1.60$ / TIPO II $\rightarrow 1.30$.

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, IV respectivamente, existentes en los 30.00 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:

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

Entonces, $C = \text{Coeficiente del terreno} = [(15 \text{ m} \times 1.30) + (15 \text{ m} \times 1.00) / 30.00 \text{ m}] = 1.15$.

Coefficiente de amplificación del terreno (S)

Este coeficiente toma el valor de:

$$\text{Para } p \times a_b \leq 0.1g \quad S = \frac{C}{1.25}$$

Por tanto, $S = 1.15 / 1.25 = 0.92$.

Aceleración sísmica de cálculo (a_c)

Es la aceleración sísmica a utilizar en todos los cálculos. Consiste en el producto de la aceleración sísmica básica (a_b), por S y por p , coeficiente adimensional de riesgo, para nuestro caso igual a 1.0:

$$a_c = S \times p \times a_b = 0.92 \times 1.00 \times 0.16g = \mathbf{0.1472g}$$

Para construcciones de normal importancia o especial importancia si la aceleración sísmica de cálculo (a_c) es igual o superior a 0.04g, como es nuestro caso, *la norma NCS-02 es de obligado cumplimiento.*

Reglas de diseño y prescripciones constructivas de la NCSR-02

Debe evitarse la coexistencia, en una misma unidad estructural, de sistemas de cimentación superficiales y profundos.

Es recomendable que la cimentación se disponga 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. Es también recomendable que los elementos de cimentación estén enlazados entre sí en dos direcciones perpendiculares mediante vigas de atado, para evitar desplazamientos horizontales diferenciales. Otro aspecto importante de la sismicidad es la posible influencia de los seísmos sobre el comportamiento del conjunto cimentación-terreno, bien por las sobretensiones que se pueden originar, bien por los incrementos de presiones intersticiales y los cambios de resistencia y deformabilidad a que pueden dar lugar.

Estas vigas tendrán que dimensionarse de forma que sean capaces de resistir un esfuerzo axial de valor de a_c veces la carga vertical transmitida en cada punto.

Tabla n° 8: Parámetros sísmicos.

PARÁMETRO	VALOR
IMPORTANCIA DE LA CONSTRUCCIÓN	Normal
ACELERACIÓN SÍSMICA BÁSICA (a_b)	0.16g
COEFICIENTE DE RIESGO (ρ)	1.00
COEFICIENTE DE CONTRIBUCIÓN (k)	1.00
TIPO de TERRENO	Tipo II 15 m Tipo I 15 m
COEFICIENTE DE SUELO (C)	1.15
COEF. AMPLIF. DEL TERRENO (S)	0.92
ACEL. SÍSMICO DE CÁLCULO (a_c)	0.1472g

En general se aplicarán las reglas de diseño especificadas en el apartado 4.3 referente a la cimentación de estructuras de la citada Norma.

5.6. Supervisión del fondo de excavación

De cara a la confirmación de la plataforma de arranque de las cimentación de cada edificación (nivel geotécnico y cota-profundidad), se aconseja que un técnico competente gire una visita a obra y corrobore las premisas geotécnicas establecidas en este informe.

5.7. Excavación del terreno (ripabilidad)

La ripabilidad es la facilidad que presenta un material para ser excavado con medios mecánicos. Este factor depende de los siguientes parámetros del del terreno: resistencia a la compresión simple de la roca / resistencia a tracción / velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el medio rocoso / Grado de fracturación del macizo (RQD) / características de las discontinuidades: espaciamento, continuidad, abertura, etc. / estructura y estratificación de la roca, alternancia de niveles de distinta competencia, etc. / También depende de las características propias de los equipos de excavación.

Tabla nº 9: Criterio general de ripabilidad basado en la velocidad de las ondas sísmicas.

VELOCIDAD	EXCAVABILIDAD
< 1.500 m/seg.	Rocas excavables con mototraillas, excavadoras ó tractores. No precisan voladuras.
1.500 - 2.000 m/seg.	Ripado fácil. Excavación de estratos sin volar, algo difícil para excavadoras ó tractores con riper.
2.000 - 2.500 m/seg.	Ripado algo costoso. Voladuras ligeras (grandes longitudes de retacado, bajo consumos específicos).
2.500 - 3.000 m/seg.	Se precisan voladuras ligeras. Prevoladuras.
> 3.000 m/seg.	Voladuras importantes (esquemas de perforación cerrados, pequeñas longitudes de retacado, altos consumos específicos).

Rango de ripabilidad. Los materiales a excavar se caracterizan por una ripabilidad: media a difícil (posible uso puntual del martillo hidráulico).

6. RESUMEN

Se tiene prevista la construcción de un edificio de viviendas en los solares correspondientes al nº 20 de la calle De Pascual Verdu y el nº 12 de la calle Luis Molini de la Ciudad Autónoma de Melilla.

Localización. El solar objeto de estudio corresponde con el nº 20 de la calle Pascual Verdu (referencia catastral \approx 4271201WE0047S0001TD: 105 m²) y nº 12 de la calle Luis Molini (referencia catastral \approx 4271202WE0047S0001FD: 132 m²), en el barrio de la Victoria de Melilla.

Las coordenadas aproximadas para su localización son: 35° 18' 23" N / 02° 57'17" O (30S 504099 m E 3907031 m). Se encuentra a una altura media entre 100-105 metros sobre el nivel del mar.

Proyecto. La edificación ocupará el cien de la superficie disponible (105 + 132 m²), de planta rectangular y constará de planta baja + dos alturas. Se estiman que las cargas del mismo sean: 3.00 tn/m² de forjados + 1.50 tn/m² de cimentación + 0.50 Tn/m² casetón \approx 5.00 Tn/m².

Es necesario valorar la posible influencia de la obra en las estructuras del entorno. Se desconoce la cimentación de las edificaciones vecinas, por lo que se aconseja el seguimiento de la misma, así como los elementos de infraestructura que existan, durante el tiempo de construcción del edificio proyectado.

Campaña geotécnica. El reconocimiento del emplazamiento previsto para el edificio, se ha efectuado mediante: un sondeo mecánico a rotación, dos ensayos de penetración dinámica continua DPSH y ensayos de laboratorio.

ENSAYO	PROFUNDIDAD
SONDEO SG-1	8.00 metros
DPSH P-1	1.00 metro
DPSH P-2	1.00 metro

Características del terreno

La estratigrafía del sondeo evidencia un terreno constituido por dos niveles geotécnicos: elementos antrópicos y un sustrato de calcarenitas cementadas ≈ terreno natural.

Nivel Geotécnico I de relleno antrópico (0.00 m a 0.40 metros).

Nivel Geotécnico II de calcarenitas blanquecinas cementadas.

Una vez se atraviesa el tramo de relleno, se describe el terreno natural de la zona de estudio, el cual se ha englobado en el nivel geotécnico II y se prolonga por debajo de la profundidad investigada.

Compacidad del terreno

La compacidad del NG I de relleno es despreciable y se debe considerar nula. Se ha descrito una potencia que alcanza una profundidad variable de 0.40 metros (en el exterior de la parcela).

La compacidad del terreno natural (NG II) es densa a muy densa.

Nivel freático \approx no se aprecia.

Ambiente CE \approx no existe agresividad del terreno frente al hormigón armado, en contacto con el terreno.

Propuesta de cimentación. *Se propone estudiar la opción de utilizar una cimentación directa mediante zapatas arriostradas o losa de hormigón armado apoyada sobre el NG II de terreno natural.*

Parámetros geotécnicos $\approx 2.50 \text{ kp/cm}^2$ para la profundidad de cimentación prevista 0.50-0.75 metros (siempre sobre el terreno natural y no sobre relleno). Como valor de referencia del coeficiente de balasto, para placa de $0.30 \times 0.30 \text{ m}^2$ (K_{30}), se recomienda $K_{30} = 10.00 \text{ kp/cm}^3$.

Rango de ripabilidad. Los materiales a excavar se caracterizan por una ripabilidad: media a difícil (posible uso puntual del martillo hidráulico).

Síntesis geotécnica

PARÁMETRO GEOTÉCNICO	VALOR ESTIMADO
TIPOLOGÍA DE CIMENTACIÓN	ZAPATAS o LOSA
PROFUNDIDAD APOYO	0.50-0.75 m
SUSTRATO PORTANTE	NG II Calcarenitas
TENSIÓN ADMISIBLE	2.50 kp/cm^2
COEFICIENTE BALASTO	$10.00 \text{ kp/cm}^3 / 10 \text{ MN/m}^3$
ACEL. SÍSMICO DE CÁLCULO (α_c)	0.1472g

7. INSPECCIÓN EN OBRA

Dado el carácter puntual de los reconocimientos realizados (sondeo y ensayos de penetración) y la ejecución de los mismos sobre el acerado, se recomienda que al inicio de la obra algún técnico competente confirme que el subsuelo hallado está en consonancia con las conclusiones anteriores. Debido a que la información suministrada por la campaña de reconocimientos, es solo totalmente fidedigna en los puntos explorados y en la fecha de su ejecución, de modo que su extrapolación al resto del terreno objeto de estudio no es más que una interpretación razonable según el estado actual de la técnica.

De acuerdo con lo prescrito en el CTE DB-S-C, una vez iniciada la obra e iniciadas las excavaciones, a la vista de terreno excavado y para la situación precisa de los elementos de la cimentación, el director de la obra apreciará la validez y suficiencia de los datos aportados por el estudio geotécnico, adoptando en caso de discrepancias con el informe geotécnico, las medidas oportunas para la adecuación de la cimentación y del resto de la estructura a las características geotécnicas del terreno.

Melilla, a 15 de Abril de 2024

Técnico Autor del Informe

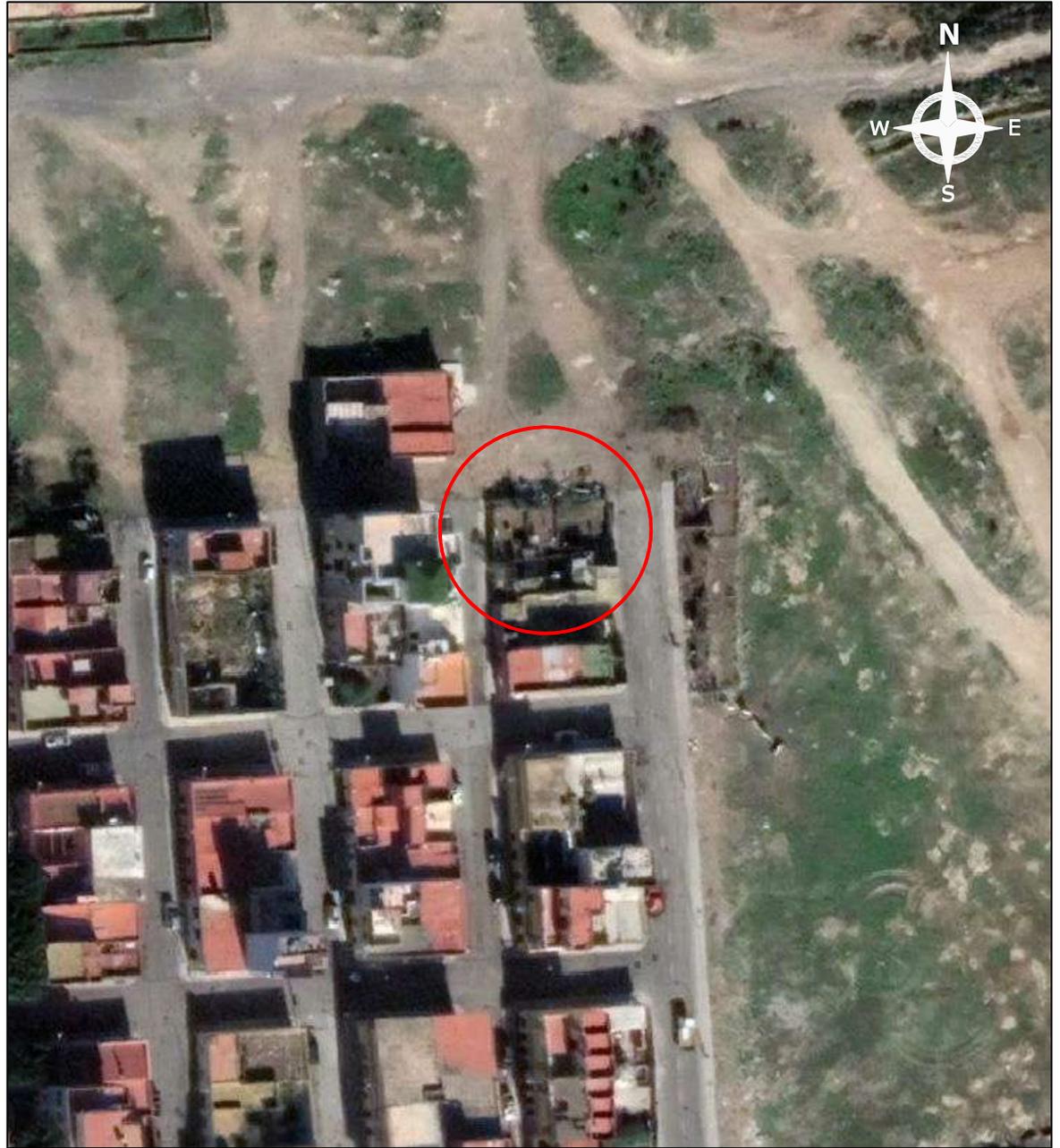
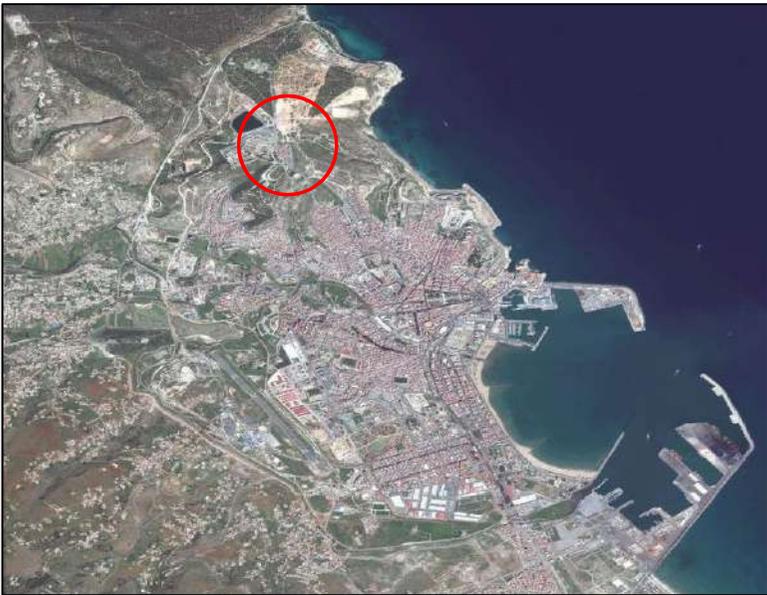


Fdo.: Xavier Artero Orellana
Geólogo Colegiado nº 439 ICOGA

Este documento consta de una memoria de treinta y ocho (38) páginas numeradas correlativamente y una serie de anejos adjuntos.

ANEJOS

1. MAPA DE SITUACIÓN



OBRA:
E.G. EDIFICIO DE VIVIENDAS EN C/ LUIS MOLINI Nº 12, CIUDAD AUTONOMA DE MELILLA.

PLANO:
SITUACION DEL SOLAR

ESCALA:
S/E

Nº PLANO:
1



2. MAPA GEOLÓGICO

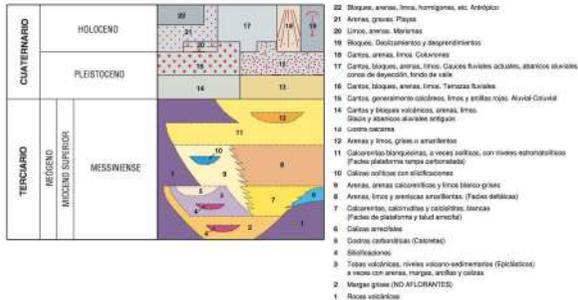
MAPA GEOLÓGICO DE ESPAÑA

Escala 1:25.000

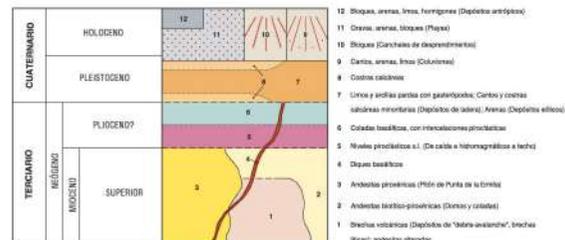
MELILLA 1111-3
21-53



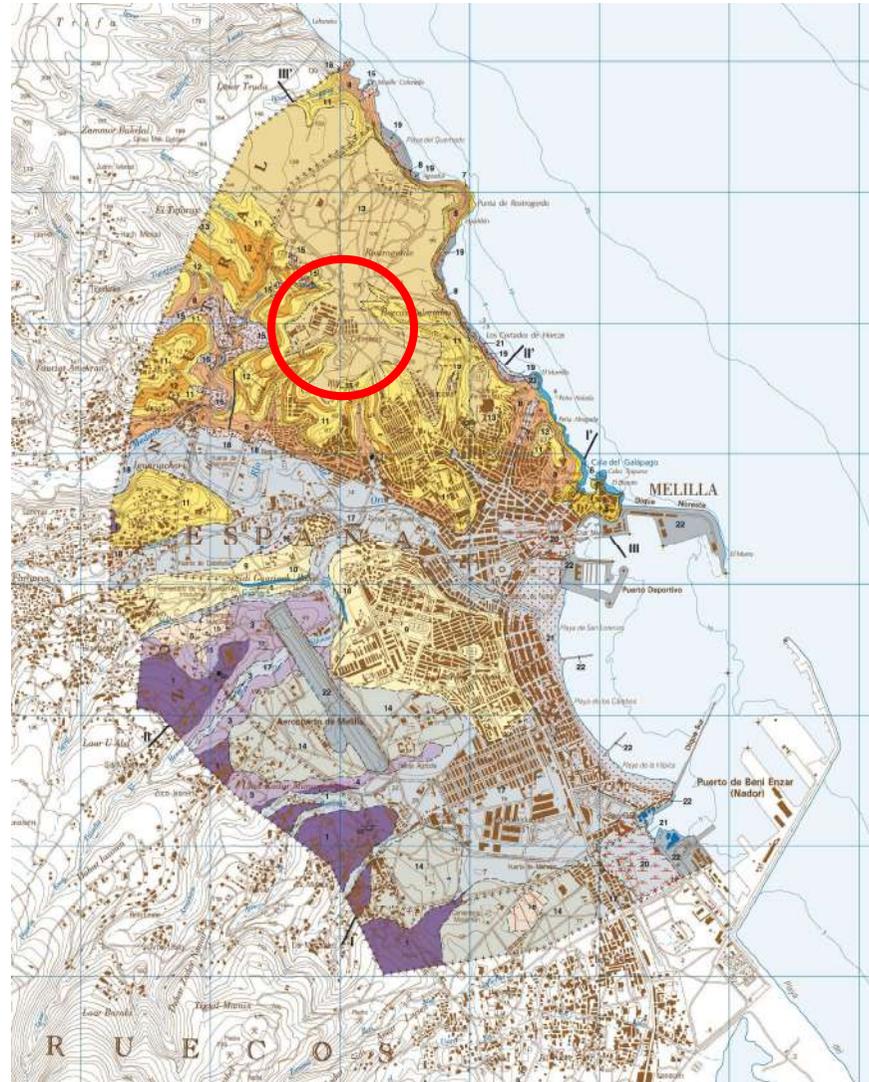
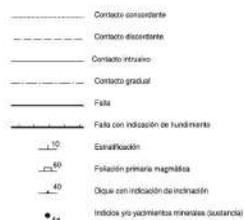
LEYENDA MELILLA



LEYENDA ISLAS CHAFARINAS



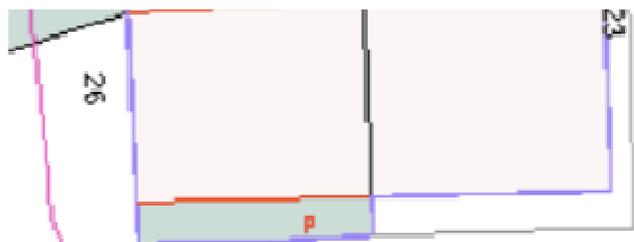
SIGNOS CONVENCIONALES



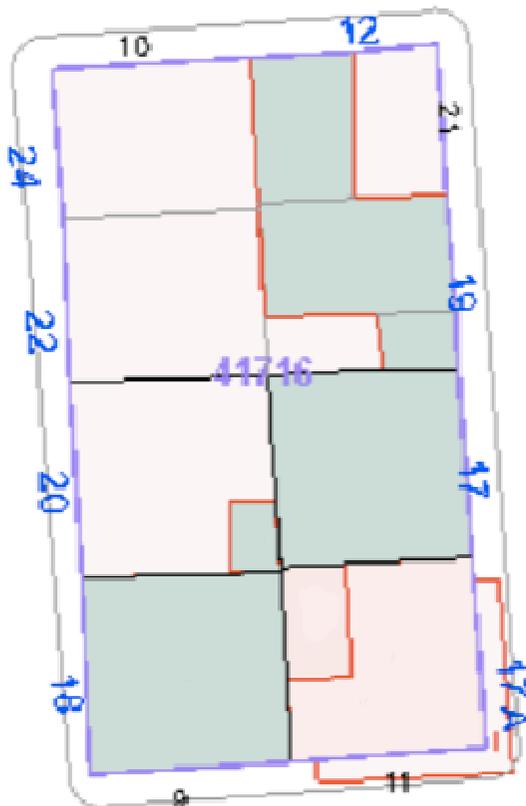
ESQUEMA MORFOESTRUCTURAL



3. CROQUIS DE SITUACIÓN DE LOS RECONOCIMIENTOS

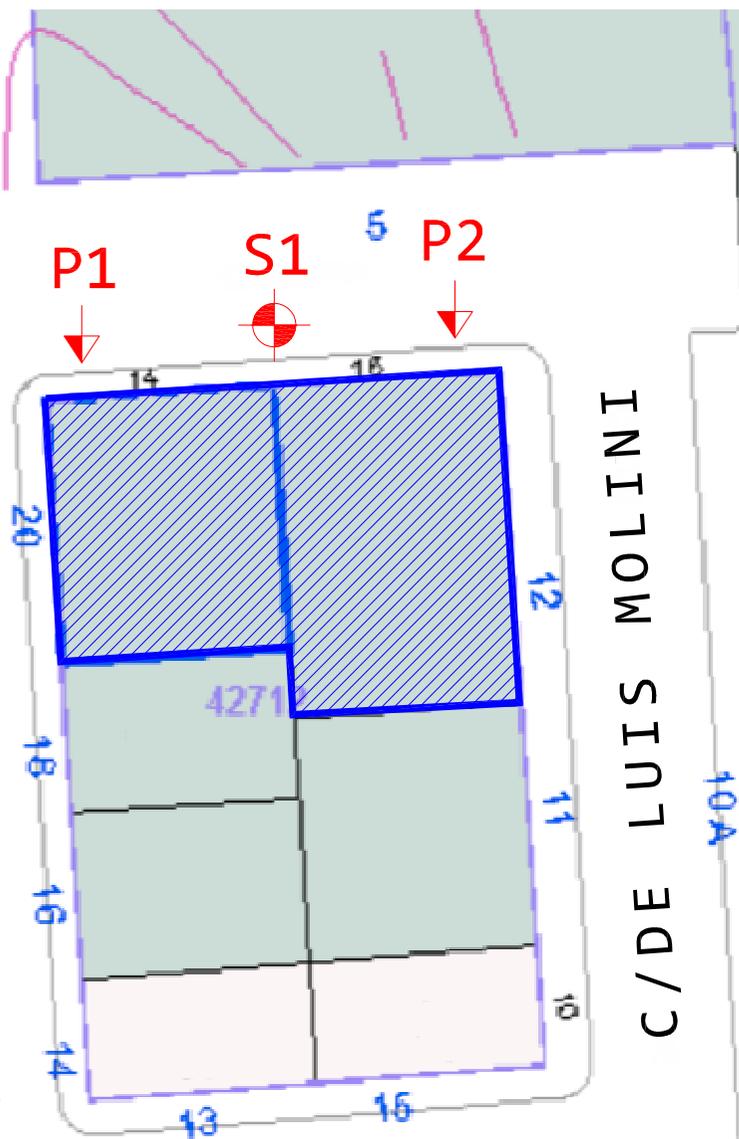


ALVAREZ CABRERA



C/ DE CERIÑOLA

C DE PASCUAL VERDU



C DE LUIS MOLINI 12/C

LEYENDA	
	Ensayo de penetración dinámica continua (P)
	Sondeo (S)



OBRA:
E.G. EDIFICIO DE VIVIENDAS EN C/ LUIS MOLINI Nº 12 , CIUDAD AUTONOMA DE MELILLA.

PLANO:
SITUACION RECONOCIMIENTOS GEOTECNICOS

ESCALA:
S/E

Nº PLANO:
1

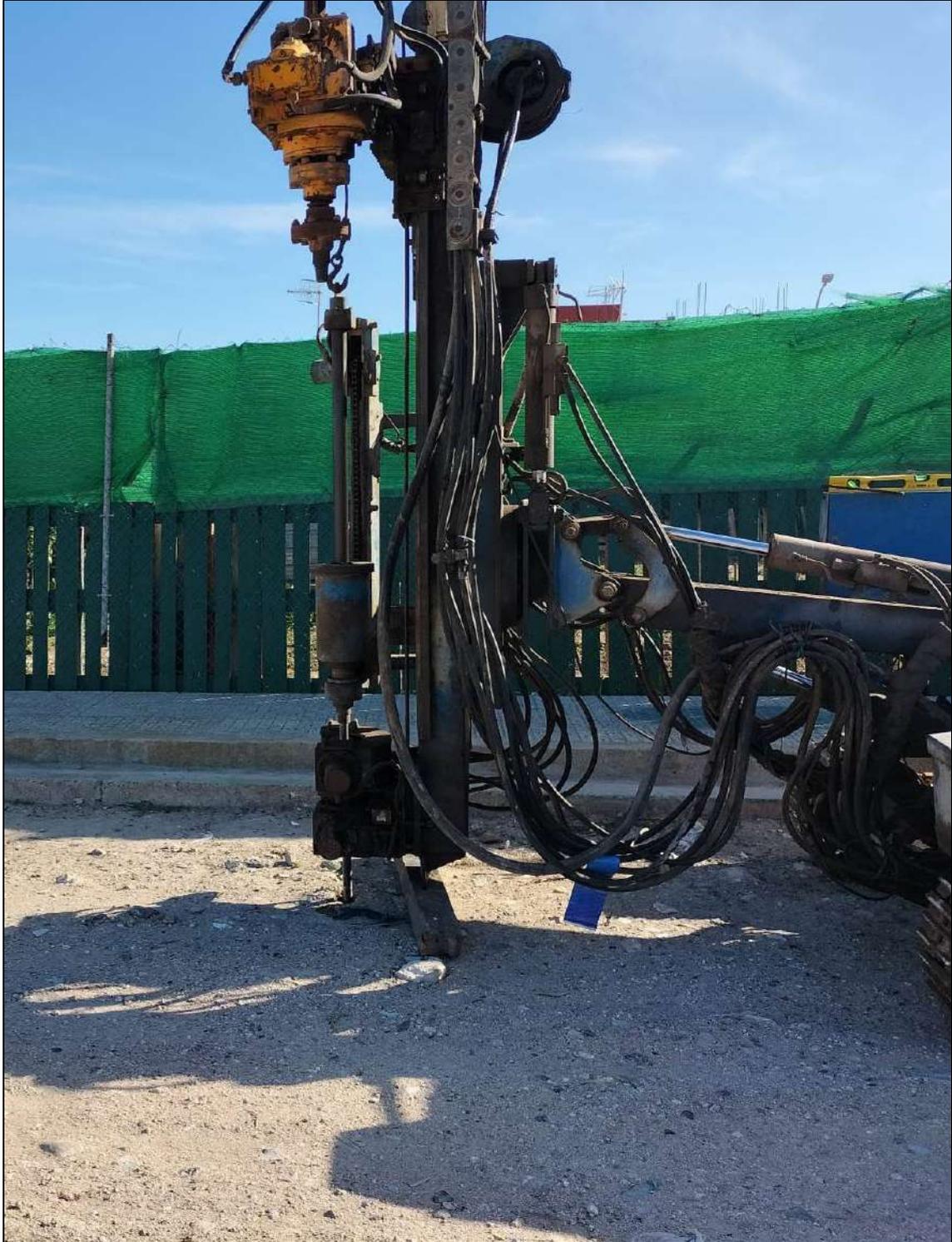


4. REPORTAJE FOTOGRÁFICO

VISTAS GENERALES DEL SOLAR



EMPLAZAMIENTO DEL SONDEO SG-1



EMPLAZAMIENTO DEL PENETRO P1



EMPLAZAMIENTO DEL PENETRO P2



5. CORTE GRÁFICO DEL SONDEO

OBRA: E.G. EDIFICIO DE VIVIENDAS EN C/ LUIS MOLINI Nº 12, CIUDAD AUTÓNOMA DE MELILLA.

SONDEO: SG-1

CLIENTE: EMPRESA MUNICIPAL DE LA VIVIENDA Y SUELO DE MELILLA (EMVISMESA)

FECHA: 01/03/2024

Profundidad	Perforación	Recuper. (%)	NF	CORTE GEOLÓGICO	DESCRIPCION DEL TERRENO	MUESTRAS INALT.	SPT	LIMITES DE ATTERBERG			GRANULOMETRIA			Clasif.	SULFATOS SO ₃ (%)	MATERIA ORGÁNICA (%)	BAUMAN GULLY m1/Kg	OBSERVACIONES
								LL	LP	IP	5	0,4	0,08					
0,0				0,40														No se detectada Nivel Freático.
1,0																		
2,0																		
3,0							3,00											
4,0							18/22/28		NO PLÁSTICO		18,0 10,0 7,7	GP-GM	0,03			2,00		
5,0					Calcarenitas blanquecinas cementadas.		3,45											
6,0							6,25											
7,0							28/50R											
8,0							6,50											
9,0																		
FIN DEL SONDEO A 8,00 METROS																		

SIAM INGENIERIA Y CONTROL, S.L.

ENSAYO CON DECLARACIÓN RESPONSABLE ANTE CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACION ML-L-001.

6. FOTOGRAFÍAS DE LAS CAJAS DE TESTIGO CONTINUO

CAJAS SONDEO SG-1



7. ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA CONTINUA

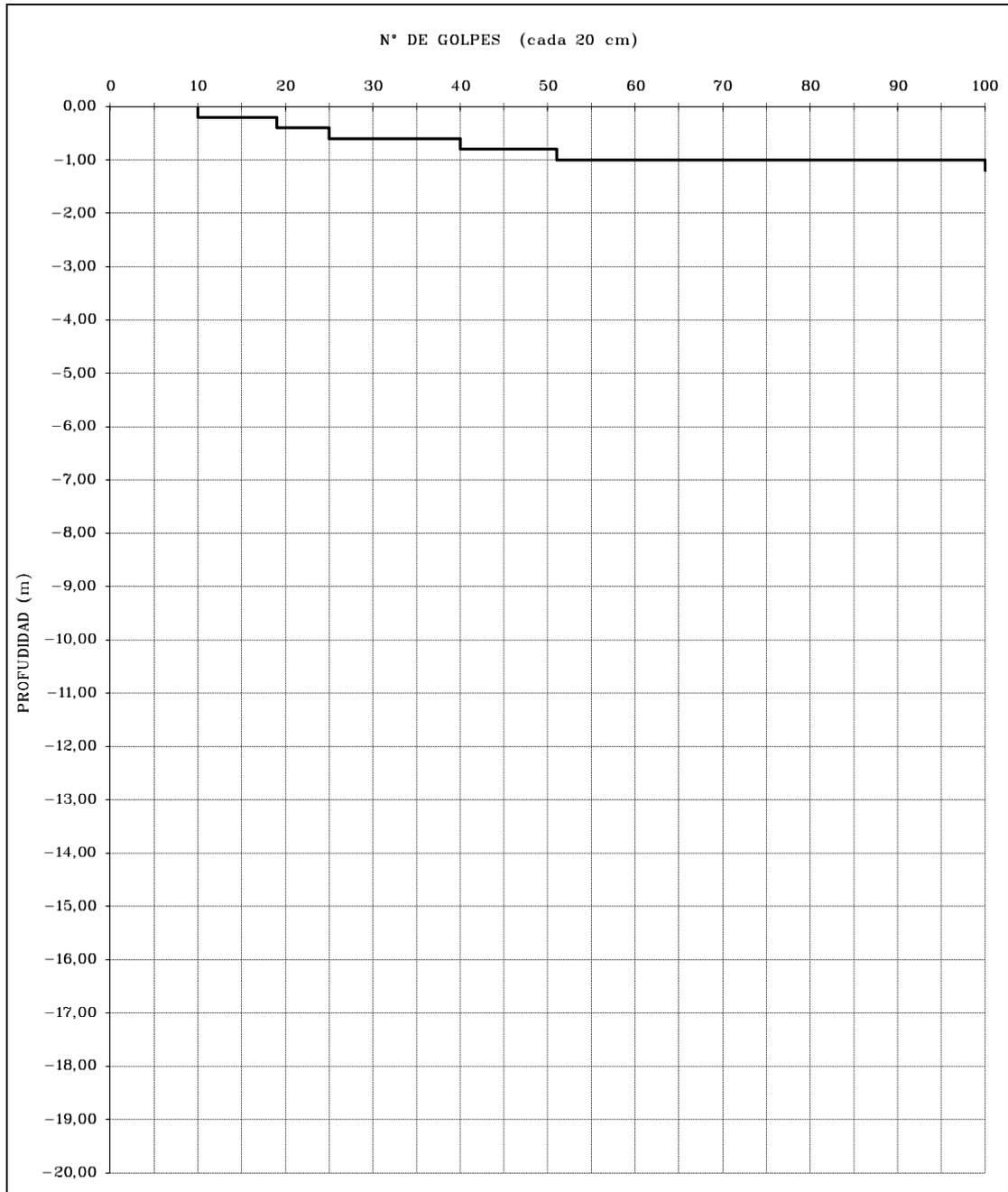


ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA CONTINUA TIPO DPSH

O B R A: E.G. EDIFICIO DE VIVIENDAS EN C/ LUIS MOLINI Nº 12, MELILLA.
CLIENTE: EMVISMESA.
FECHA: 01/03/2024 **COTA DE BOCA:** 0,0

PENETRO: P-1

PROFUND.	GOLPES
-0,20	10
-0,40	19
-0,60	25
-0,80	40
-1,00	51
-1,20	100
-1,40	111
-1,60	111
-1,80	111
-2,00	111
-2,20	111
-2,40	111
-2,60	111
-2,80	111
-3,00	111
-3,20	111
-3,40	111
-3,60	111
-3,80	111
-4,00	111
-4,20	111
-4,40	111
-4,60	111
-4,80	111
-5,00	111
-5,20	111
-5,40	111
-5,60	111
-5,80	111
-6,00	111
-6,20	111
-6,40	111
-6,60	111
-6,80	111
-7,00	111
-7,20	111
-7,40	111
-7,60	111
-7,80	111
-8,00	111
-8,20	111
-8,40	111
-8,60	111
-8,80	111
-9,00	111
-9,20	111
-9,40	111
-9,60	111
-9,80	111
-10,00	111
-10,20	111
-10,40	111
-10,60	111
-10,80	111
-11,00	111
-11,20	111
-11,40	111
-11,60	111
-11,80	111
-12,00	111
-12,20	111
-12,40	111
-12,60	111
-12,80	111
-13,00	111
-13,20	111
-13,40	111
-13,60	111
-13,80	111
-14,00	111
-14,20	111
-14,40	111
-14,60	111
-14,80	111
-15,00	111
-15,20	111
-15,40	111
-15,60	111
-15,80	111
-16,00	111
-16,20	111
-16,40	111
-16,60	111
-16,80	111
-17,00	111
-17,20	111
-17,40	111
-17,60	111
-17,80	111
-18,00	111
-18,20	111
-18,40	111
-18,60	111
-18,80	111
-19,00	111
-19,20	111
-19,40	111
-19,60	111
-19,80	111
-20,00	111



PROFUNDIDAD DE RECHAZO (m): -1,00

DIAMETRO VARILLAJE: 33 mm PESO MAZA GOLPEO: 63.5 kg
 ÁREA NOMINAL: 20 cm² ALTURA CAIDA MAZA: 760 mm
 MASA TOTAL GOLPEO: < 115 kg

OBSERVACIONES: 0

SIAM INGENIERIA Y CONTROL, S.L.

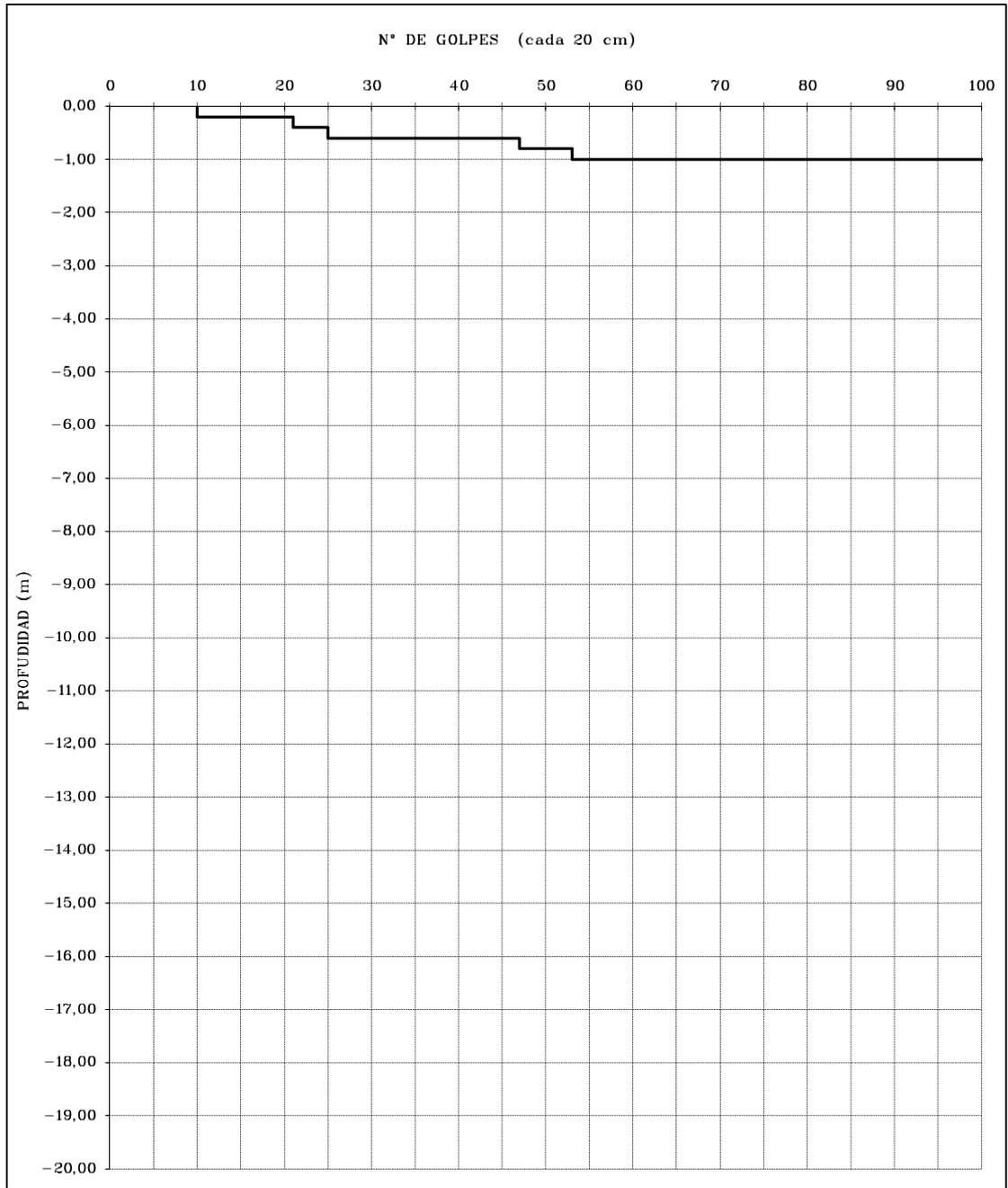


ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA CONTINUA TIPO DPSH

O B R A: E.G. EDIFICIO DE VIVIENDAS EN C/ LUIS MOLINI Nº 12, MELILLA.
CLIENTE: EMVISMESA.
FECHA: 01/03/2024 **COTA DE BOCA:** 0,0

PENETRO: P-2

PROFUND.	GOLPES
-0,20	10
-0,40	21
-0,60	25
-0,80	47
-1,00	53
-1,20	111
-1,40	111
-1,60	111
-1,80	111
-2,00	111
-2,20	111
-2,40	111
-2,60	111
-2,80	111
-3,00	111
-3,20	111
-3,40	111
-3,60	111
-3,80	111
-4,00	111
-4,20	111
-4,40	111
-4,60	111
-4,80	111
-5,00	111
-5,20	111
-5,40	111
-5,60	111
-5,80	111
-6,00	111
-6,20	111
-6,40	111
-6,60	111
-6,80	111
-7,00	111
-7,20	111
-7,40	111
-7,60	111
-7,80	111
-8,00	111
-8,20	111
-8,40	111
-8,60	111
-8,80	111
-9,00	111
-9,20	111
-9,40	111
-9,60	111
-9,80	111
-10,00	111
-10,20	111
-10,40	111
-10,60	111
-10,80	111
-11,00	111
-11,20	111
-11,40	111
-11,60	111
-11,80	111
-12,00	111
-12,20	111
-12,40	111
-12,60	111
-12,80	111
-13,00	111
-13,20	111
-13,40	111
-13,60	111
-13,80	111
-14,00	111
-14,20	111
-14,40	111
-14,60	111
-14,80	111
-15,00	111
-15,20	111
-15,40	111
-15,60	111
-15,80	111
-16,00	111
-16,20	111
-16,40	111
-16,60	111
-16,80	111
-17,00	111
-17,20	111
-17,40	111
-17,60	111
-17,80	111
-18,00	111
-18,20	111
-18,40	111
-18,60	111
-18,80	111
-19,00	111
-19,20	111
-19,40	111
-19,60	111
-19,80	111
-20,00	111



PROFUNDIDAD DE RECHAZO (m): -1,00

DIAMETRO VARILLAJE: 33 mm PESO MAZA GOLPEO: 63.5 kg
 ÁREA NOMINAL: 20 cm² ALTURA CAIDA MAZA: 760 mm
 MASA TOTAL GOLPEO: < 115 kg

OBSERVACIONES: 0

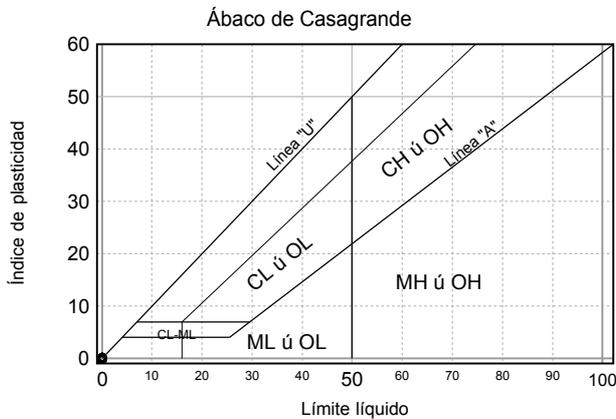
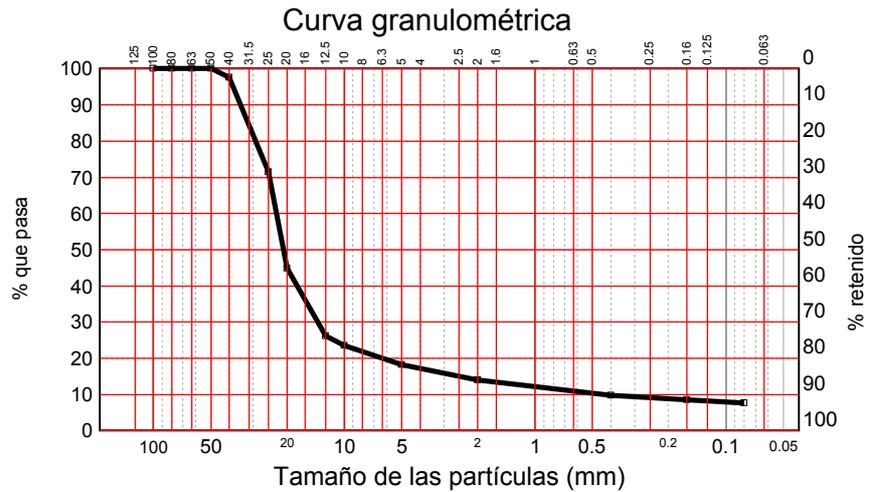
SIAM INGENIERIA Y CONTROL, S.L.

8. ENSAYOS DE LABORATORIO

El informe de ensayos sólo afecta a los elementos sometidos a ensayo. Este informe no deberá reproducirse parcialmente sin la aprobación por escrito del laboratorio. Este informe no contiene ningún consejo o recomendación derivado de los resultados de los ensayos.

ACTA: 1 **MUESTRA:** .2024/761 **FECHA REGISTRO:** 02/04/2024
Nº OBRA: 10631 **Nº ALBARÁN:** GEOTECNIA-761
PETICIONARIO: SIAM INGENIERIA Y CONTROL S.L. **DESCRIPCION:** SG-1 SPT 3.00 -3.45
CONTRATISTA:
OBRA: 10631: E.G. PROYECTO EN C/ PASCUAL VERDÚ Y C/ LUIS MOLINI, CIUDAD AUTÓNOMA DE MELILLA.

Tamiz (mm)	Pasa (%)
100	100
80	100
63	100
50	100
40	98
25	71
20	45
12.5	26
10	23
5	18
2	14
0.4	10
0.16	9
0.08	7.7

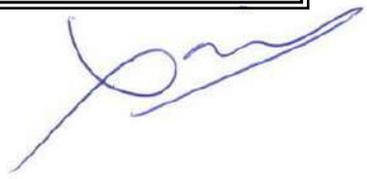


Método de análisis: Lavado y tamizado

Límite líquido	No obtenible
Límite plástico	No plástico
Índice de plasticidad	No plástico

Clasificación USCS S/ASTM D2487
 GP-GM : Grava pobremente gradada con limo

Clasificación AASHTO M145 (ASTM D3282)
 Grupo: A-1-a (0)
 Materiales granulares. Fragmentos de roca, grava y arena

Málaga, 5 de abril de 2024

Fdo.: Juan Miguel González Palomo
 Director del laboratorio

Fdo.: Xavi Artero Orellana
 Responsable de ensayos EH

SERVICIOS INTEGRADOS DE GEOTECNIA Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN, S.L.
 Inscrito con el número AND-L-221 en el Registro de Laboratorios de Ensayos para el Control de Calidad de la Junta de Andalucía, según Decreto 67/2011. ÁREAS DE ACTUACIÓN:
 EA, EFA, EH, EM, GT, VS DE EFIFICACIÓN Y OL-A, OL-B, OL-C Y OL-D DE INGENIERÍA CIVIL.

El informe de ensayos sólo afecta a los elementos sometidos a ensayo. Este informe no deberá reproducirse parcialmente sin la aprobación por escrito del laboratorio. Este informe no contiene ningún consejo o recomendación derivado de los resultados de los ensayos.

ACTA: 2 **MUESTRA:** .2024/761 **FECHA REGISTRO:** 02/04/2024
Nº OBRA: 10631 **Nº ALBARÁN:** GEOTECNIA-761
PETICIONARIO: SIAM INGENIERIA Y CONTROL S.L. **DESCRIPCION:** SG-1 SPT 3.00 -3.45
CONTRATISTA:
OBRA: 10631: E.G. PROYECTO EN C/ PASCUAL VERDÚ Y C/ LUIS MOLINI, CIUDAD AUTÓNOMA DE MELILLA.

Ensayo - SULFATOS SOLUBLES S/UNE 103202:2019

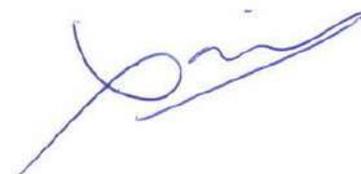
%SO3	%	0.0327
SO4	mg/kg	397.1133

Ensayo - BAUMANN-GULLY S/UNE-EN 16502:2015 (CE)

ACIDEZ DE BAUMANN-GULLY	ml/kg	2
-------------------------	-------	---



Fdo.: Juan Miguel González Palomo
Director del laboratorio



Fdo.: Xavi Artero Orellana
Responsable de ensayos EH

Málaga, 5 de abril de 2024

SERVICIOS INTEGRADOS DE GEOTECNIA Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN, S.L.
Inscrito con el número AND-L-221 en el Registro de Laboratorios de Ensayos para el Control de Calidad de la Junta de Andalucía, según Decreto 67/2011. ÁREAS DE ACTUACIÓN:
 EA, EFA, EH, EM, GT, VS DE EFIFICACIÓN Y OL-A, OL-B, OL-C Y OL-D DE INGENIERÍA CIVIL.