

INFORME GEOTÉCNICO

**EDIFICIO DE 15 VIVIENDAS, LOCAL Y GARAJES.
JUNTO A EDIFICIO PRIMAVERA I.
PRADO LLANO, SIERRA NEVADA (GRANADA)**

CLIENTE: ODESA, S.L.

TRABAJO: 0338/2015

FECHA: 30 DE JULIO DE 2015

INDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. INFORMACIÓN PREVIA	2
2.1. Situación geográfica de la parcela	2
2.2. Geología de la zona	3
2.3. Sismicidad.....	3
3. TRABAJOS REALIZADOS.	8
3.1. Sondeos mecánicos a rotación	8
3.2. Ensayo de penetración dinámica continua superpesada.....	10
3.3 Ensayos de laboratorio.....	12
4. COMENTARIOS GEOTÉCNICOS	13
4.1. Niveles geotécnicos	13
4.2. Nivel freático	22
4.3. Agresividad	22
5. RECOMENDACIONES ACERCA DE LA CIMENTACIÓN	23
5.1. Características del terreno.....	23
5.2. Tipo de estructura	25
5.3 Consideraciones geotécnicas de interés.....	26
5.4. Cimentación mediante losa de hormigón armado	27
5.5. Medidas de estabilización y contención	31
6. INSPECCIÓN DE OBRA	38



7. ANEJOS

7.1. MAPA DE SITUACIÓN

7.2. FOTOS DEL SOLAR

7.3. GEOLOGÍA DEL ÁREA

7.4. CROQUIS DE SITUACIÓN DE LOS RECONOCIMIENTOS

7.5. ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA CONTINUA

7.6. CORTE ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO

7.7. ENSAYOS DE LABORATORIO

Se tiene prevista la construcción de un edificio de viviendas en la localidad de Prado Llano, situada en Sierra Nevada (Granada).

A fin de determinar las características del subsuelo ODESA S.L. ha encargado a EGEA CALIDAD S.L. la realización de un reconocimiento de la parcela, en la cual se proyecta la construcción de la edificación.

El presente documento técnico consiste en el estudio del terreno, mediante el cual se pretende conocer las propiedades geotécnicas del subsuelo, deducibles a partir de trabajos realizados in situ y ensayos de laboratorio sobre las muestras obtenidas.

La investigación en este caso ha consistido en la ejecución de un sondeo mecánico a rotación con extracción de testigo continuo y toma de muestras (SPT), dos ensayos de penetración dinámica continua y ensayos de laboratorio sobre el material obtenido.

En este Informe Geotécnico se detallan los trabajos realizados, se analizan los resultados obtenidos, se hace un comentario de los parámetros del subsuelo y se dan las conclusiones geotécnicas necesarias para determinar las características de la cimentación de la estructura proyectada.

Los reconocimientos efectuados y la observación directa del emplazamiento de la construcción, ha permitido determinar la capacidad portante del terreno y su comportamiento geomecánico. La valoración de estos condicionantes permite proponer una tipología de cimentación y una serie de recomendaciones adicionales.

2. INFORMACIÓN PREVIA

2.1. Situación geográfica de la zona de estudio

La parcela objeto de estudio se encuentra en la localidad de Prado Llano, situada en Sierra Nevada (Granada), más concretamente en la Avenida Virgen de las Nieves.

La superficie de la misma presenta una forma triangular, con un área aproximada de 200 m². Sus lados limitan por la cara Norte con la propia Avenida Virgen de las Nieves, su lado Sureste con un edificio de viviendas colindante y su lado Suroeste con un talud que descansa en el límite del Edificio Monte Gorbea.

En la actualidad la zona investigada se encuentra completamente desocupada, exhibiendo una superficie prácticamente llana. Presenta una pendiente en la zona de la entrada (extremo Noroeste), coincidiendo con la parte más estrecha, elevando la entrada de la parcela a la cota de la Avenida.

2.2. Geología Regional

Desde un punto de vista geológico, según información extraída de la Carta Geológica nº 1027 (Güéjar-Sierra) E. 1:50.000 editada por el IGME, la zona de estudio se encuadra en la parte de Sierra Nevada Occidental. Los materiales que en ella afloran pertenecen a la Zona Interna de las Cordilleras Béticas. Se divide en los Complejos, Maláguide, Alpujárride y Nevado-Filábride.

Estas cordilleras representan el Orógeno Alpino PeriMediterráneo, constituido por una sucesión de cordilleras orientadas O-E, cuyo rasgo más característico es que presentan una estructura de mantos de corrimiento originados durante el Cretácico y el Terciario.

2.3. Geología de la zona

La zona de estudio se encuentra en el seno de la Unidad de Las Yeguas, perteneciente al Manto del Veleta. Dicho Manto se engloba, junto con el Manto del Mulhacén y la Formación de Mármoles Conglomeráticos en el Complejo Nevado-Filábride.

Se trata de un afloramiento de Micaesquistos Grafitosos del Paleozoico, con feldespatos, cloritoides y biotitas. A techo de esta formación encontramos cuarcitas feldespáticas del Permo-Triásico. Este manto se encuadra a muro del Complejo descrito, sin embargo en Sierra Nevada aflora como una gran ventana tectónica rodeada por los terrenos del Manto del Mulhacén.

2.4. 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:

$$a_b = 0.20g \text{ (Güéjar-Sierra)}$$

Coeficiente de riesgo (ρ)

Coeficiente 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 cimentación de la planta inferior.

En el siguiente cuadro se especifica el modelo geológico obtenido tras los sondeos efectuados. Es importante advertir que la profundidad máxima alcanzada en la investigación se sitúa a 20.00 m desde la cota de la parcela investigada, por ello la valoración del subsuelo existente hasta 30.00 metros, se estima en base a los conocimientos y criterios de geología regional.

Así, el terreno situado por debajo de la profundidad de investigación (20.00 m) se considera de Tipo II.

PROFUNDIDAD (m)	TIPO DE TERRENO	LITOLOGÍA / COMPACIDAD-CONSISTENCIA
0.00 - 3.80	TIPO IV	RELLENO ANTRÓPICO
3.80 – 10.00	TIPO III	MICASESQUISTOS. GRADO DE ALTERACIÓN IV
10.00 – 30.00	TIPO II	MICASESQUISTOS. GRADODE ALTERACIÓN III

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: $V_s \leq 200$ m/s
- TIPO III: $400 \text{ m/s} \geq V_s > 200$ m/s
- TIPO II: $750 \text{ m/s} \geq V_s > 400$ m/s

Coeficiente de suelo (C)

Coeficiente que también depende del tipo de terreno existente. Para el caso que nos ocupa:

TIPO IV	2.00
TIPO III	1.60
TIPO II	1.30

Para obtener el valor del coeficiente C de cálculo, se determinan los espesores e1, e2, e3 y e4 de terrenos de los tipos I, II, III y IV respectivamente, existentes en los 30.00 primeros metros bajo la superficie.

Se adopta 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:

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

Siendo **C** = Coeficiente del terreno = [(3.80 m x 2.00) + (6.20 m x 1.60) + (20.00 m x 1.30)] /30= **1.451**.

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:

$$K = 1.0$$

Coeficiente de amplificación del terreno (S)

Este coeficiente toma el valor de:

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

$$\text{Para } 0.1 \text{ g} < \rho \times a_b < 0.4 \text{ g} \quad S = \frac{C}{1.25} + 3.33 \times \left(\rho \times \frac{a_b}{g} - 0.1 \right) \times \left(1 - \frac{C}{1.25} \right)$$

$$\text{Para } 0.4 \text{ g} < \rho \times a_b \quad S = 1.0$$

Por tanto, **S = 1.107**

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 ρ , coeficiente adimensional de riesgo, para nuestro caso igual a 1.0:

$$a_c = S \times \rho \times a_b = 1.107 \times 1.00 \times 0.20 \text{ g} = \mathbf{0.221 \text{ g}}$$

Para construcciones de normal 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.

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.

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.

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

3. TRABAJOS REALIZADOS

El reconocimiento del solar se ha efectuado mediante un sondeo mecánico a rotación hasta los 20.00 m de profundidad, dos ensayos de penetración dinámica continua hasta obtener la condición de rechazo y ensayos de laboratorio sobre las muestras obtenidas.

Se ha efectuado visita técnica por parte de técnicos de EGEA CALIDAD, S.L. a la zona de reconocimiento. En dichas visitas se planificaron los trabajos de campo a realizar y se distribuyeron tal como muestra el croquis aportado en los anejos.

3.1. Sondeos mecánicos a rotación

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

La profundidad máxima alcanzada en estos sondeos, con la cota de boca en la superficie actual del terreno, fue de 20.00 m.

Los sondeos se han efectuado mediante una sonda a rotación modelo RL 48 y marca Rolatec, sobre orugas de goma.

Durante la ejecución del sondeo se procedió a la extracción continua de testigo y ejecución de ensayos de penetración estándar (S.P.T.).

Los ensayos de penetración standard (SPT) determinan la resistencia de los suelos a la penetración de un tomamuestras, permitiendo obtener muestras alteradas de suelo dentro de un sondeo para su identificación, y proporcionando a su vez información sobre la variabilidad y rigidez del suelo.

Este tipo de ensayos se hacen en el interior de los sondeos, en los cuales es necesario limpiar previamente el fondo de la perforación, manteniendo la entubación por encima del nivel de comienzo del ensayo.

El equipo necesario para la realización de esta prueba consta de un tomamuestras 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 tomamuestras 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 $N = \text{Rechazo}$.

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

El corte del sondeo, que figura en los anejos a esta memoria se ha realizado con la descripción del testigo continuo, efectuada por personal especializado.

En los anejos también se detalla la situación del sondeo y se incluyen las fotografías a color de las cajas de testigo continuo obtenidas.

Dado que la determinación indirecta de parámetros geotécnicos se realiza a través de los valores de N (número de golpes) del ensayo de penetración estándar (SPT) se establece aquí la relación entre N y N_B .

$$N = (0.9 \text{ a } 2.0) \times N_B$$

Quedándonos del lado de la seguridad tomaremos la unidad para golpes menores que $N = 30$. $N = N_B$

N = nº de golpes para 30 cm de penetración del SPT

N_B = nº de golpes para 20 cm de penetración del Borros.

3.2. Ensayos de penetración dinámica superpesada (DPSH)

Los ensayos de penetración dinámica continua se han realizado con un penetrómetro de accionamiento automático tipo DPSH, montado sobre orugas de goma, modelo ML 76 A y marca Rolatec.

Según UNE 103-801-94 consisten en hacer penetrar en el terreno una puntaza de dimensiones normalizadas (área nominal de sección 20 cm^2) por aplicación de una energía de impacto fija, mediante el golpeo de una maza de 65 Kg., que se deja caer desde una altura de $76 \text{ cm} \pm 0.1 \text{ cm}$. Las puntazas utilizadas en este trabajo han sido recuperables.

En este ensayo se contabiliza el número de golpes cada 20 cm de penetración (Nb). 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.

Este ensayo proporciona una medida indirecta, casi continua con la profundidad, de la resistencia y deformabilidad del terreno, a través de correlaciones con otras técnicas de reconocimiento (sondeos, calicatas, ensayos de laboratorio, etc.), o de expresiones empíricas.

Para la caracterización geotécnica de la zona de estudio se han ejecutado dos ensayos de penetración dinámica continua, alcanzando una profundidad de rechazo de 6.20 m y 6.00 m en P1 y P2 respectivamente. El emplazamiento exacto de ambos ensayos se muestra en el croquis aportado en los anejos.

Dado que la determinación indirecta de parámetros geotécnicos se realiza a través de los valores de N (número de golpes) del ensayo de penetración estándar (SPT) establecemos aquí la relación entre N (SPT) y N20 (DPSH).

Según Jiménez Salas es posible tomar la siguiente correlación, $N_{SPT} = (25 \times \log (1.22 \times N_{DPSH}) - 15.16) / 1.27$.

En los anejos se pueden observar las diagráfias obtenidas, así como un croquis de la localización en planta en el solar de estos ensayos.

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:

Ensayos de identificación:

- Granulometría por tamizado (UNE-103100:95). 2 unidades
- Límites de Atterberg (UNE-103100:95/ 103104:95). 2 unidades

Ensayos químicos:

- Contenido en sulfatos solubles en suelo (UNE 103202:95). 1 unidad

En el apartado Anejos se adjuntan los resultados obtenidos de la realización de los ensayos anteriores.

4. COMENTARIO GEOTÉCNICO

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

4.1. Niveles Geotécnicos

Tras la recopilación de todos los datos obtenidos en la visita técnica efectuada al solar, el análisis de los resultados de los ensayos de campo (sondeo y ensayos de penetración dinámica continua), los ensayos de laboratorio, la geología regional de la zona, y atendiendo a criterios geotécnicos podemos distinguir dos niveles u horizontes geotécnicos principales en la profundidad investigada:

NIVEL I: RELLENO ANTRÓPICO.

NIVEL II: MICAESQUISTO GRAFITOSO

NIVEL I. Relleno Antrópico

Este primer nivel engloba un conjunto superficial, caracterizado por su comportamiento errático desde el punto de vista de la Geotecnia.

Este material se detecta en el sondeo ejecutado en la parcela, según muestra el croquis aportado en los anejos, desde la superficie de la misma hasta alcanzar 3.80 m de profundidad.

Desde la cota en la que comienza el sondeo, y con la potencia expuesta, se observa un relleno constituido por una arena limosa marrón grisácea con gravilla y grava de naturaleza poligénica, aunque en gran medida esquistosa y morfología angulosa, presentando también abundantes restos vegetales a techo.

Este material muestra vestigios de elementos antrópicos en superficie y embebidos en su seno, que denotan la génesis del mismo, pudiendo provenir de movimientos de tierra próximos dadas las construcciones colindantes.

Aunque no se han detectado potencias superiores a los 3,80 m, no se descarta la aparición puntual de mayores espesores, pudiendo existir concentraciones superiores de relleno no detectadas en los reconocimientos efectuados.

A lo largo de la potencia de este material se han realizado 2 ensayos de penetración estándar (SPT) dentro del sondeo, mostrando un registro de golpeo N entre 17-20. El relleno presenta una compacidad media según estos ensayos.

No se han efectuado ensayos de laboratorio sobre las muestras de este primer nivel geotécnico, considerándolo desde el punto de vista de la litología como una arena limosa con gravilla y grava.

Los ensayos de penetración dinámica continua realizados localizados según se muestra el apartado anejos, reflejaron valores de $N_{20} \leq 9$ lo cual confirma las pésimas características geotécnicas de este nivel de compacidad muy floja a floja. Si bien aparecen golpes mayores, son de manera puntual y se achacan a la presencia de bolos.

En general, la capacidad portante de esta capa es baja y su deformabilidad es grande y errática por su heterogeneidad, por lo que no se considera viable utilizarla como capa portante para ningún elemento de responsabilidad. Además, por su floja compacidad son susceptibles de experimentar asientos de colapso en condiciones de inundación bajo carga.

Por su naturaleza y génesis, este nivel se considera NO APTO para el apoyo de ningún tipo de cimentación, por la irregularidad de su espesor y propiedades geotécnicas.

Por tanto, esta cobertera deberá ser desmantelada, sustituida o atravesada por los elementos de cimentación.

Al efectuar la excavación proyectada para el encaje de las plantas bajo la cota de superficie, será necesario disponer de las medidas estabilizadoras oportunas, ya que este material se considera inestable y hay construcciones colindando con la parcela, pudiéndose producir roturas puntuales en los taludes o estructuras, originados por el cajeo.

Para este nivel geotécnico I, se recomienda adoptar los siguientes parámetros:

PARÁMETROS	VALORES
Índice SPT N_{30}	4-15
Densidad aparente γ_{ap}	1.55-1.65 t/m ³
Angulo de rozamiento ϕ	10-15°
Cohesión efectiva C	0.00 t/m ²
Módulo de deformación E	25-50 kg/cm ²

NIVEL II. Micaesquistos.

Este nivel geotécnico se detecta a muro del relleno previamente descrito y en toda la superficie investigada. En el corte estratigráfico del sondeo se observa la persistencia de los Micaesquistos cuya potencia se estima en varios centenares de metros según indica la Carta MAGNA.

La formación metamórfica aparece en nuestro caso constituida por una matriz de arena limo-arcillosa gris muy oscura. Se encuentran embebidas gran cantidad de gravilla y grava angulosa precedentes de la meteorización de los Micaesquistos.

En general este nivel se encuentra muy alterado, asociado normalmente a la acción directa de los agentes físicos y químicos, que degradan directamente las formaciones rocosas, así como de la tectonización del área.

La circulación de agua a través del material es uno de los agentes más perjudiciales que alteran la matriz rocosa del macizo, además la existencia de superficies de discontinuidad (fracturas, foliación, etc.) previamente presentes en el macizo rocoso condicionan en gran manera el gradiente de alteración.

El proceso produce cambios físico-químicos en los minerales que forman la roca, produciendo cambios en su textura y disminuyendo finalmente los parámetros geotécnicos del material.

En la siguiente tabla se indica la clasificación del grado de meteorización de un macizo rocoso según lo recomendado por la ISRM (1981):

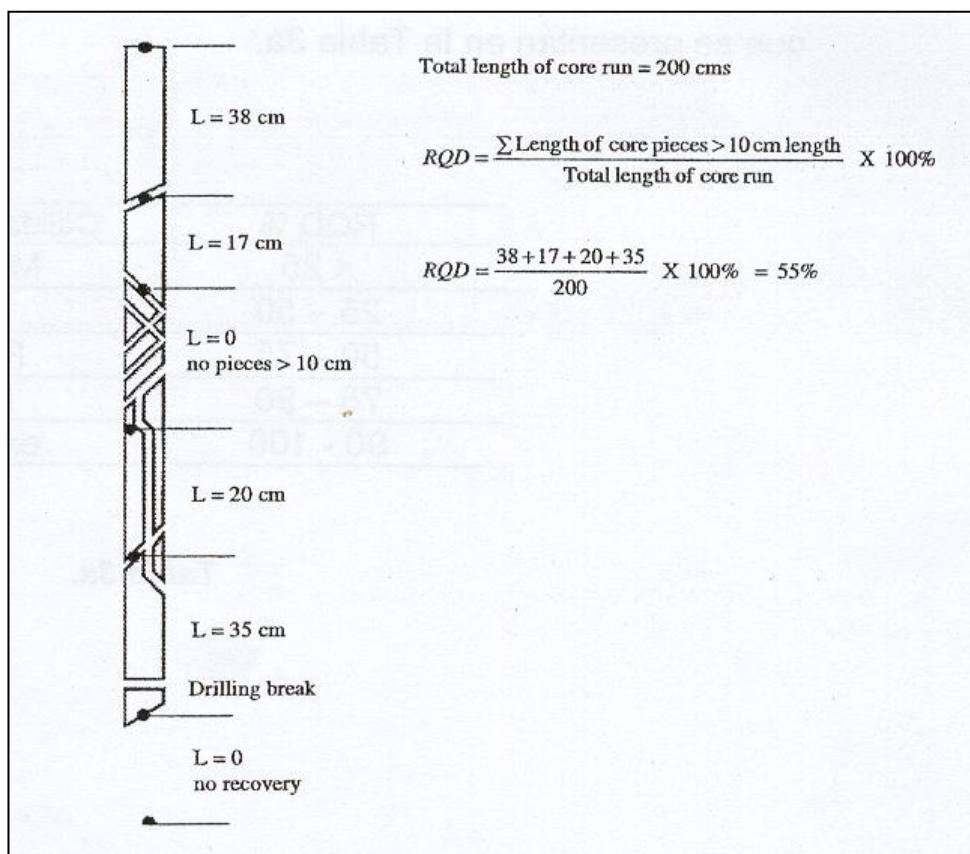
GRADO	TÉRMINO	DESCRIPCIÓN
I	Roca fresca	No aparecen signos de meteorización
II	Ligeramente meteorizada	La decoloración indica alteración del material rocoso y de las superficies de discontinuidad.
III	Moderadamente meteorizada	Menos de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado a suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados.
IV	Altamente meteorizada	Más de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado a suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados.
V	Totalmente meteorizada	Todo el macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado a suelo. Se conserva intacta la estructura del macizo rocoso.
VI	Suelo residual	Todo el macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado a suelo. Se ha destruido la estructura del macizo y la fábrica del material. Existe un gran cambio de volumen, sin embargo el suelo no ha sido transportado significativamente.

En líneas generales y atendiendo a la descripción previamente aportada, se puede determinar que la roca presenta a techo de este nivel un grado de alteración IV. Conforme se profundiza en el material, la calidad del macizo rocoso aumenta obteniendo a partir de una profundidad de 10.00 m un grado de alteración III.

Por otra parte, se procedió a la medida del índice RQD (rock quality designation) de este nivel. Dicho parámetro está basado en el porcentaje de testigos recuperados en el sondeo con longitudes mayores de 10 cm, por maniobra de perforación, quedando exentos los que presenten fracturas inducidas.

A continuación se detallan varias figuras explicativas de la determinación de este índice y de la estimación de la calidad de la roca (Jornadas de Ingeniería Geológica y G de infraestructuras lineales ICOG y AIGE. Madrid 2002).

RQD (%)	CALIFICACIÓN
0-25	Muy mala
25-50	Mala
50-75	Media
75-90	Buena
90-100	Excelente



A modo de resumen se puede estimar un valor menor al 10 % para el caso nos ocupa, calificándose la roca como muy mala.

Los ensayos de penetración estándar efectuados entre 4.50–18.40 m de profundidad, muestran valores de golpeo para el índice N SPT equivalente variables entre N= 16-Rechazo. En el siguiente cuadro se apuntan todos los registros obtenidos.

SONDEO/PROFUNDIDAD	TANDA DE GOLPEO	N SPT EQUIVALENTE
S1 SPT 3 4.50-5.10	7/6/10/9	16
S1 SPT 4 6.00-6.60	8/10/10/11	20
S1 SPT 5 8.30-8.90	11/11/18/15	29
S1 SPT 6 10.80-11.40	29/34/44/30	78
S1 SPT 7 15.00-15.37	6/38/50R	R
S1 SPT 8 18.00-18.40	12/32/50R	R

Los resultados obtenidos muestran una compacidad media a techo que aumenta hasta densa y muy densa conforme se profundiza en el material.

Han podido llevarse a cabo ensayos de laboratorio, efectuados concretamente entre 4.50 y 5.10 m la primera muestra ensayada y entre 8.30 y 8.90 m la segunda.

La primera de las muestras ensayadas califica el material como una arena arcillosa con grava (SC).

El porcentaje de suelo que pasa el tamiz UNE 0.08 es del 25%. El límite líquido es de 16.29, el límite plástico es de 8.75 y su índice de plasticidad es de 7.54.

La segunda de las muestras se define granulométricamente como una grava pobremente gradada con arcilla y arena (GP-GC).

El porcentaje que pasa el tamiz 0.08 es de 1.5%. El límite líquido es de 12.18, el límite plástico es de 7.78 y el índice de plasticidad de 4.40.

Los ensayos de penetración dinámica continua realizados alcanzaron la condición de rechazo de manera inminente una vez que la puntaza detecta la roca con menor grado de meteorización, lo cual corrobora el aumento de resistencia del material rocoso en profundidad.

De todas formas hay que advertir que los materiales que constituyen el subsuelo del solar están asociados a procesos metamórficos, donde la tectonización es muy importante, condicionando la estructura del conjunto.

Lo normal en este tipo de rocas es un importante grado de meteorización y deformación, lo que se traduce en la aparición de material retrabajado y accidentes tectónicos (fallas, pliegues, etc) complicando sobremanera la estratigrafía del solar.

En base a la observación directa de los materiales, la experiencia adquirida en este tipo materiales metamórficos, la consulta de otros informes geotécnicos realizados en la zona y la bibliografía técnica de referencia; estimamos para este segundo nivel con grado de alteración IV-V, los siguientes parámetros geotécnicos:

Para la zona alterada (hasta 10.00 m de profundidad):

PARÁMETROS	VALORES
Índice SPT N_{30}	16-25
Densidad aparente γ_{ap}	1.90-2.00 t/m ³
Angulo de rozamiento ϕ	20-22°
Cohesión efectiva C	0.50-1.50 t/m ²
Módulo de deformación E	100-200 kg/cm ²
Coeficiente de permeabilidad K	10 ⁻³ a 10 ⁻⁴ cm/s
Coeficiente de poisson ν	0.30

Para la zona sana (a partir de 10.00 m de profundidad):

PARÁMETROS	VALORES
Índice SPT N_{30}	Rechazo
Densidad aparente γ_{ap}	2.00-2.20 t/m ³
Angulo de rozamiento ϕ	25-28°
Cohesión efectiva C	1.00-3.00 t/m ²
Módulo de deformación E	250-350 kg/cm ²
Coeficiente de permeabilidad K	10 ⁻⁵ a 10 ⁻⁶ cm/s
Coeficiente de poisson ν	0.30

4.2. Nivel freático

No se ha detectado la presencia de agua en el taladro efectuado.

Se cuenta con experiencia en la zona objeto de estudio. La presencia de agua en el subsuelo en esta formación metamórfica en toda Sierra Nevada está asociada al flujo a través de fracturas y fallas en los micaesquistos. Esta agua procede sobretudo del deshielo de cotas superiores. Se trata de un flujo importante y muy localizado y asociado a estas discontinuidades tectónicas, zonas muy alteradas de mayor permeabilidad. Así pues, no se puede hablar de un acuífero en cuanto a la formación de micaesquistos, pero sí de la existencia de agua circulante por estas alineaciones, con elevadas presiones y que en excavaciones de cierta entidad han de ser tenidas en cuenta.

4.3. Agresividad

Se ha analizado una muestra de suelo para determinar el contenido de sulfatos solubles en el material descrito, resultando ser nulo en el ensayo realizado.

De acuerdo con la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE), para definir la agresividad a la que va a estar sometido cada elemento estructural se considera una clase general de exposición IIa.

No hay clase específica de exposición, así el tipo de ambiente es IIa, por lo que según esta norma no es necesario el uso de cemento sulforresistente en la elaboración del hormigón de los elementos de cimentación.

Por otro lado, para garantizar la durabilidad del hormigón, según la EHE el contenido de cemento debe ser como mínimo de 275 Kg/m³ y la relación máxima agua/cemento será 0.60. En un ambiente tipo IIa es necesario prever las reacciones álcali-árido. Con objeto de evitar fenómenos de corrosión en las

armaduras, el contenido total de cloruros en el hormigón debe ser inferior al 0.4% del peso del cemento.

5. PROPUESTA DE CIMENTACIÓN

Definimos en este apartado la cimentación más adecuada a partir de los datos obtenidos en los reconocimientos de campo efectuados (sondeo y ensayos de penetración dinámica continua), los ensayos de laboratorio y la experiencia adquirida en la zona.

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

5.1. Características del terreno

En cuanto al subsuelo existente en el solar, tal y como hemos visto en el apartado 4, correspondiente a Niveles Geotécnicos, está formado en líneas generales por dos niveles:

En *primer lugar*, tapizando toda la superficie del solar, se describe un manto superficial denominado nivel I. Está constituido por un relleno antrópico de escasos parámetros geotécnicos.

Los reconocimientos muestran desde la superficie hasta alcanzar al menos 3.80 metros de profundidad, arena limosa marrón grisácea con gravilla y grava de naturaleza poligénica. Presenta restos antrópicos y una textura desorganizada.

No se descarta la aparición puntual de mayores espesores de relleno a lo largo de la superficie de la parcela.

Por su naturaleza y génesis este nivel no se considera apto para el apoyo de ningún elemento de responsabilidad, debiendo en todo caso proceder a su eliminación, atravesar o a la sustitución del mismo.

En *segundo lugar*, se describe bajo el nivel I, prolongándose bajo la máxima superficie investigada, unos Micaesquistos muy alterados en superficie.

La formación metamórfica aparece constituida por una matriz de arena limo-arcillosa gris muy oscura. Se encuentran gran cantidad de gravilla y grava angulosa procedentes de la meteorización de los Micaesquistos.

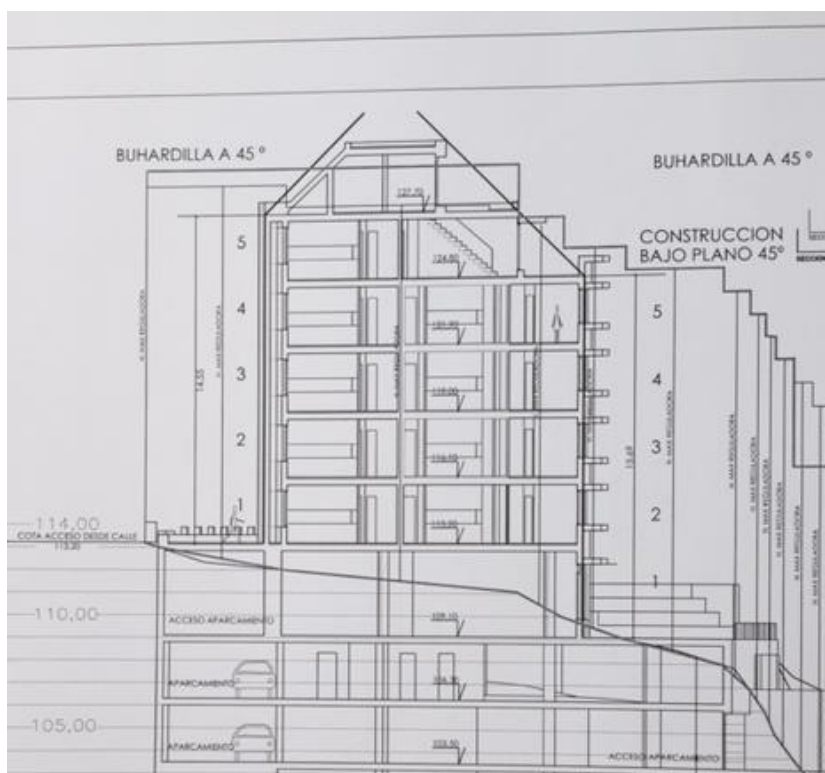
El conjunto presenta una alteración IV hasta 10 m, con compacidad media y pasa a un estado más sano en profundidad (grado III) y compacidad muy densa.

No se ha detectado la presencia de agua en el sondeo, pero la experiencia en la zona hace prever la posibilidad de que aparezcan flujos acuosos en fracturas y zonas de fallas.

Según la norma EHE, la agresividad del terreno clasifica un ambiente de exposición IIa.

5.2. Tipo de estructura

El solar presenta una geometría triangular de unos 200 m², donde se proyecta la construcción de un edificio de viviendas, con local y garajes. Constará de dos plantas sótano, semisótano, planta baja, cuatro alturas y buhardilla. La estructura irá encajada en el talud existente de forma que se prevé una excavación vertical en la parte trasera en torno a 10 m en la zona de mayor profundidad.



5.3 Consideraciones geotécnicas de interés

Antes de valorar las diferentes opciones de cimentación que ofrezcan garantías para las edificaciones previstas, es necesario puntualizar una serie de factores que inciden directamente en las mismas.

En primer lugar existe un factor primordial a la hora de la opción de cimentación a elegir y es la elevada pendiente original de la parcela. En efecto, este hecho implica la necesidad de ejecutar excavaciones importantes en el área al objeto de encajar la edificación proyectada.

Las pendientes naturales observadas en la zona se consideran metaestables e incluso inestables en algunos casos, mostrando algunos síntomas de desorden a lo largo de los afloramientos de micaesquisto aflorante.

Al modificar las condiciones originales con la ejecución de excavaciones de hasta 10.00 metros se introduce un factor de riesgo importante que puede desestabilizar el equilibrio precario existente en el material.

El funcionamiento de la cimentación de la estructura prevista dependerá directamente de que se garantice la estabilidad del conjunto mediante los elementos necesario.

En segundo lugar la existencia de un macizo rocoso competente bajo el nivel de apoyo de la cimentación garantizará un adecuado nivel de empotramiento para la estructura. Esta afirmación ha de ser la máxima a seguir en el diseño de los elementos de cimentación, los cuales en cualquier caso han de atravesar los posibles rellenos existentes y las zonas más alteradas y empotrarse en la formación rocosa.

5.4. Cimentación mediante losa de hormigón armado.

Así pues, según la información obtenida y el tipo de construcción prevista, se podría cimentar mediante **losa de hormigón armado** una vez se efectué la excavación prevista hasta alcanzar la planta sótano inferior.

En cualquier caso es necesario asegurar que la excavación prevista dismantelará el manto de relleno existente y parte de la zona muy alterada de la formación rocosa infrayacente, empotrando al menos un canto la cimentación en el nivel II.

En una cimentación con losa, como los puntos débiles del terreno están distribuidos al azar sus efectos sobre el asiento del área cargada se contrarrestan parcialmente unos con otros. Por este motivo y debido también a la rigidez de la losa de cimentación, la estructura asienta como si el subsuelo cargado fuera más o menos homogéneo. El asiento no es necesariamente uniforme, pero adquiere una forma bastante definida en lugar de la errática que se obtiene en las zapatas aisladas.

Frente a un terreno con elevada heterogeneidad una cimentación mediante placa garantiza un adecuado reparto de tensiones, atenuando en gran medida problemas relacionados con asientos diferenciales, tan perjudiciales para este tipo de estructuras.

Profundidad de cimentación

Una vez se efectué la excavación necesaria hasta alcanzar la cota de apoyo de la planta sótano inferior se recomienda la ejecución de una losa de hormigón armado empotrada en el micaesquisto grafitoso.

En cualquier caso es importante asegurar que se elimina o se atraviesa completamente el nivel de rellenos. A la cota de excavación existirán áreas en la zona Norte en la cual el terreno se puede encontrar más sano (grado de

meteorización III) que en el límite Sur, punto en el que la menor excavación puede suponer que no se alcancen los micaesquistos sanos.

Consideraciones de tensión admisible

En macizos rocosos fracturados, el comportamiento mecánico de las discontinuidades, depende de la rigidez de las mismas (relación entre los esfuerzos de corte aplicados y los desplazamientos tangenciales producidos). En general, el comportamiento de las discontinuidades es muy parecido al de la matriz rocosa, con la particularidad de que aquellas siempre rompen a favor del plano preexistente.

El estudio de la seguridad frente al hundimiento mediante fórmulas analíticas es complicado, pues no existen modelos de comportamiento en rotura sobre los que se tenga experiencia práctica suficiente.

En casos de rocas muy débiles ($q_u < 1$ MPa), se recomienda considerar la roca como si se tratase de un suelo.

En caso de rocas menos débiles, se puede determinar una presión admisible a partir de los datos siguientes:

- Resistencia a compresión simple de la roca sana, q_u .
- Tipo de roca.
- Grado de alteración medio.
- Valor del RQD y separaciones de las litoclasas.

Estos parámetros deben ser los representativos del comportamiento del volumen de roca situado bajo la cimentación hasta una profundidad de $1,5 B^*$, medida desde su plano de apoyo.

La presión admisible puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$P_{v adm} = p_0 \times \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \sqrt{(q_u / p_0)}$$

donde:

$p_{v adm}$ = Presión admisible.

P_0 = Presión de referencia. Deberá tomarse un valor de 1 MPa.

Q_u = Resistencia a compresión simple de la roca = **10-15 MPa**.

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ = Parámetros adimensionales que dependen del tipo de roca, de su grado de alteración y del espaciamiento de las litoclasas, según se indica a continuación. En este caso: $\alpha_1 = 0.4$ (tipo 4), $\alpha_2 = 0.5$ (grado III) y para el cálculo de α_3 , el índice RQD 5% se obtiene **0.22**.

De acuerdo con estos valores se obtiene un rango de valor para la tensión admisible del terreno (1.41-1.73 kg/cm²), considerando un valor de compresión simple para el manto rocoso aflorante en torno a 100-150 kp/cm².

Así, se recomienda adoptar un valor para la tensión admisible del terreno, en el caso de cimentar mediante losa empotradas al menos a un canto de profundidad dentro de los micaesquistos de **1.4-1.7 kp/cm²**, siendo recomendable mantenerse por el lado de la seguridad y optar por un valor de **1.5 kp/cm²**.

En ningún caso deberán apoyar los elementos de cimentación directamente sobre coberteras de menor capacidad portante (suelo y/o relleno) existentes en el terreno, las cuales deberán ser completamente eliminadas, o atravesadas.

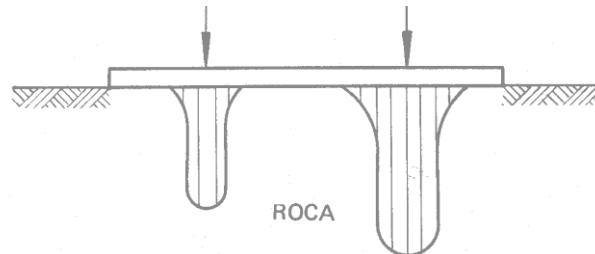
Se recomienda que sobre la plataforma de excavación se proceda al vertido de una pequeña capa material granular con el objetivo de conseguir un apoyo homogéneo de la losa y disponer de un mayor grado de garantía de funcionamiento de la cimentación.

El coeficiente de balasto no es una constante del terreno, sino que depende del nivel de tensiones alcanzado y de las dimensiones del área cargada. Como valor de referencia, para placa de 0.30 x 0.30 (K_{30}), en un manto rocoso de compacidad densa (curso aplicado de cimentaciones COAM), se recomienda tomar el valor:

$$K_{30} = 10.00-15.00 \text{ Kp/cm}^3.$$

La carga neta a la cota de cimentación de una losa es igual a la carga total de lo construido menos el peso efectivo del suelo excavado hasta la cota de cimentación.

Cuando la losa apoya sobre la roca, las cargas de los pilares pueden transmitirse al terreno a través de un área muy pequeña centrada bajo los mismos, dando lugar a una distribución de presiones del estilo de la esquematizada en la siguiente figura:



La presión unitaria media real en este tipo de construcciones es prácticamente nula y desde luego muy inferior a la tensión admisible por el terreno existente. Así que con la construcción prevista y con el terreno existente, no va a haber problemas frente al hundimiento del terreno. Al ser la presión unitaria media prácticamente nula el asiento previsto también va a ser casi despreciable.

5.5. Medidas de estabilización y contención

En términos generales, cuando una ladera o un talud sufren modificaciones en su geometría que impliquen riesgo de inestabilidad, deben adoptarse medidas de estabilización.

Tal y como se comentó con anterioridad para el encaje de la promoción en la parcela es necesario ejecutar una excavación de unos 10 m. Dicha movilización se acometerá a media ladera, existiendo vial colindante en la zona Norte, Edificio de viviendas en el límite Este y un talud y vial en la zona Sur.

Tras la información recopilada al aplicar los diferentes métodos de análisis de estabilidad y ante las modificaciones previstas, es posible concluir la necesidad de ejecutar medidas de estabilización que garanticen la estabilidad del conjunto terreno-edificación.

Las medidas de estabilización aplicables en los taludes rocosos se pueden reducir a dos tipos: medidas de estabilización modificando la geometría del talud, o bien medidas encaminadas a la construcción de elementos de contención y protección.

Mediante la modificación de la geometría del talud se redistribuyen las fuerzas debidas al peso de los materiales, obteniéndose una configuración más estable. La excavación de la cabecera de un talud o mediante un sistema de bermas, para conseguir una disminución del ángulo general del talud, es una solución recomendable para la estabilización de la ladera. En este caso concreto, no existe posibilidad alguna de adoptar este tipo de solución ya que tanto aguas arriba como aguas abajo existen limitaciones.

Al no ser factible la modificación de la geometría del talud, será necesario plantearse la ejecución de medidas de estabilización sobre el mismo, mediante elementos de contención oportunos. La elección de los diferentes elementos de contención dependerá en gran medida del material existente, altura de excavación prevista, existencia de agua, etc.

A continuación se proponen algunas medidas aconsejables, en función de un balance razonado entre los requerimientos de la economía y de la seguridad:

Medidas de contención y sostenimiento.

Existen varios factores decisivos que van a jugar un papel importante de cara a la elección de las medidas que garanticen una cierta estabilidad del área.

Por un lado los materiales implicados presentan un comportamiento geotécnico diverso (litología, compacidad, permeabilidad, etc.) existiendo:

- Una cobertera de compacidad suelta asociada con el nivel de relleno (3.00-4.00 m).
- Zona de micaesquistos muy alterados hasta una profundidad de 10.00 m.
- Micaesquistos con grado III e índice RQD <10% en el resto.
- No se ha detectado la presencia de agua aunque no se descarta la aparición de ella en el frente de excavación, asociado a discontinuidades (fallas y fracturas que gobiernan la permeabilidad secundaria del macizo rocoso).
- Se prevé excavación verticalizada de 10.00 metros de altura en el límite Norte.
- En la actualidad existen edificación medianera de importancia en el límite Este y vial en la zona Norte.

Se descarta por completo optar por la ejecución de las excavaciones de forma directa con maquinaria convencional pesada, mediante bataches apropiados a cada situación.

Cimentación mediante muros anclados.

Se trata de la ejecución de muros en sentido descendente, ejecutados por bataches contra el terreno y anclados.

Se puede plantear tres fases para llegar a la cota de losa, cada anillo de unos 3 m de altura, comenzando en coronación y mediante la técnica de bataches alternos.

Para las zonas perimetrales con esquinas se puede hacer uso de codales metálicos, disminuyendo el número de anclajes.

Para diseñar este sistema de muros anclados se deberán hacer uso de los parámetros geotécnicos expuestos en el apartado 4. Para los anclajes se recomienda adoptar una adherencia límite (sin minoración) de 1.5 Kg/cm^2 en la zona más alterada (primeros 8 m) y 2.5 Kg/cm^2 en el resto.

Es importante destacar que la presencia de flujos de agua puntuales puede generar problemas en la obra. Se trataría de áreas con presencia de agua a grandes presiones que pueden dificultar las labores de excavación. Es típico que durante la perforación de los anclajes, alguno pueda atravesar una falla o fractura por donde circule agua. Es importante revisar y asegurar que la ejecución de cada anclaje sea correcta, así como su tesado. Si en algún caso se encontrase con una situación de este tipo, se aconseja trasladar ese emplazamiento a otro punto. Para atenuar los posibles problemas derivados de la presencia de estos flujos acuosos, se aconseja que los anclajes se ejecuten mediante el protocolo de inyección repetitiva, de forma que se consiga una inyección lo más homogénea y continua posible.

Para el tesado de los anclajes se seguirá lo establecido en la “Guía para el Diseño y Ejecución de Anclajes al Terreno en Obras de Carretera”.

Por otro lado, si es posible, se aconseja diseñar algún sistema de drenaje en caso de que aparezcan puntos de agua en el frente de excavación.

Otra opción más segura pero económicamente más cara es la ejecución de un muro pantalla realizado con hidrofresa. Dadas las dimensiones pequeñas de la parcela, parece lógico plantear como opción viable la del muro descendente anclado.

Pantalla de micropilotes.

Otra posible opción es la ejecución de pantalla de micropilotes y disponer de varias filas de anclajes.

Se puede plantear la ejecución de una pantalla de micropilotes, previa a la excavación proyectada. Esta pantalla actuará como elemento de contención. Los micropilotes podrían tener un diámetro de 180 mm y estar separados sus ejes 0.50 m. Las cabezas de los micropilotes se podrían recoger mediante una viga de atado de 0.80 x 0.80 m. De todas formas será necesario ejecutar un adecuado proyecto en el cual se especifique el elemento proyectado.

Para mejorar la funcionalidad de esta pantalla se podrían ejecutar los micropilotes verticales unos y otros de forma alterna inclinados 15º hacia el interior del terreno. Estos elementos deberán quedar perfectamente empotrados para asegurar la estructura monolítica capaz de amortiguar los empujes que se produzcan.

La pantalla de micropilotes ha de ser analizada y calculada tanto a cortante como a esfuerzos de tracción-compresión.

Tomando el corte estratigráfico considerado más desfavorable del subsuelo y el método de Bustamante (1980), basado en numerosos ensayos reales de micropilotes con inyección IGU e IRS, se obtienen las siguientes resistencias en fuste de los materiales atravesados:

NIVEL	PROFUNDIDAD	N ₃₀	R FUSTE MPa
RELLENO	0.00-3.50	—	- 1.00
MICAESQUITO MUY ALTERADO	3.50-10.00	10-20	0.08-0.10
MICAESQUITOS ALTERADOS	10.00 en adelante	30-50	0.20-0.25

Hay que destacar el valor negativo de la resistencia en fuste de los rellenos descritos, habrá que tenerlo en cuenta a la hora de realizar el cálculo de los micropilotes.

Su ejecución se realizará con las medidas especiales de cuidado con los edificios medianeros.

De todas formas, es necesario que la excavación permanezca abierta el mínimo tiempo posible antes de completar las plantas subterráneas para evitar alteraciones en el terreno.

La profundidad final de estos elementos queda sujeta a la decisión de la dirección facultativa, la cual contempla una visión completa de la obra, pudiendo considerar todas las variantes constructivas posibles.

Una vez realizada la pantalla de micropilotes se ejecutara la excavación. Para aumentar la estabilidad de estas pantallas es posible optar por la ejecución de una o varias filas de anclaje.

En el caso de optar por este método constructivo se ha de tener en cuenta la caída de material a través del espacio abierto entre la sección de los micropilotes. En casos normales este tipo de problema se resuelve mediante el gunitado del frente de las pantallas. No obstante, esta solución ha de ser considerada con precaución pues la existencia de zonas húmedas en el interior del relleno y micaesquistos alterados puede reducir notablemente la vida de esta proyección de gunita. Puede resultar útil el refuerzo de este gunitado mediante mallas metálicas o la proyección de varias capas sobre el frente.

Posteriormente a la construcción de la pantalla de micropilotes se construirán los muros sótano de hormigón armado a lo largo de las excavaciones proyectadas. Para la ejecución de los mismos se recomienda que estos sean verticales y que no se hormigonen directamente contra el terreno, sino que deberán separarse de éste por medio de un relleno granular, no compactado de unos 0.30-0.50m. de espesor, con salida de agua de las filtraciones.

Es necesario comentar que se cuenta con la experiencia de la ejecución de una excavación con pantalla de micropilotes aguas debajo de esta parcela, donde actualmente se ubica el Edificio Monte Gorbea. Dicha excavación, de lago más de 20 m, en estos mismos materiales se intentó contener con una pantalla de micropilotes y anclajes. Se produjo la rotura repentina del frente de excavación, expulsando con violencia varios anclajes y produciéndose un deslizamiento de cierta entidad. La presencia de un flujo acuoso importante generó dicha inestabilidad. También es posible que la ejecución de los anclajes no fuese la correcta y al encontrarse con estas corrientes subterráneas con gran presión, se generó el fallo del tirante.

Así pues, esta solución aunque es válida, cuenta con menor grado de fiabilidad que la de muros descendentes anclados. De optar por los micropilotes se ha de tener en cuenta los hechos ocurridos en esta obra mencionada y prestar especial cuidado con la ejecución de micros y anclajes y su interacción con los flujos de agua en la roca.

Otra posible opción sería emplear la técnica de soil-nailing, ejecutando excavaciones parciales de no más de 2-3 m de altura (en sentido descendente) y estabilizando mediante mallazo bulonado y gunitado del mismo.

Esta técnica permite ahorrar tiempo en la fase de excavación ya que a la vez que se va ejecutando la excavación se procede a su estabilización.

Se trata de una técnica basada en el empleo de bulones pasivos, por lo que no son llevados a una tensión previa. Dada la naturaleza de los materiales a bulonar se recomienda el uso de barras autoperforantes.

La presencia del relleno superior, el elevado estado de alteración de los micaesquistos y la posible presencia de agua en la roca hace poco aconsejable adoptar esta opción.

Recomendaciones adicionales.

Es importante destacar que el material aflorante en la zona, se erosiona con facilidad una vez expuesto ante los agentes atmosféricos. La irregularidad meteorológica es una realidad del clima mediterráneo, que rompe año tras año medias y máximas y es muy difícil realizar previsiones a diferentes plazos. En este tipo de terrenos, si las precipitaciones son extraordinarias, la acción erosiva debida al agua de escorrentía puede ser importante.

En laderas de acusada pendiente, la acción erosiva del agua es incipiente, formándose frecuentemente agua de escorrentía, que finalmente puede variar las condiciones de equilibrio existentes en el terreno.

Los aportes periódicos de agua producen una serie de procesos de disolución y otros cambios físico-químicos en el terreno que provocan una disminución de las características resistentes de los materiales aflorantes.

De todas formas, es necesario que la excavación permanezca abierta el mínimo tiempo posible antes de completar las plantas subterráneas para evitar alteraciones en el terreno.

6. INSPECCIÓN EN OBRA

Dado el carácter puntual de los reconocimientos realizados, se recomienda que al inicio de la obra algún técnico competente confirme que el subsuelo hallado está en consonancia con las conclusiones anteriores ya 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.

La elección de la cota de cimentación, la verificación de las tensiones admisibles y asentos, consideradas en el cálculo, e idoneidad de la cimentación a diseñar, deberán ser aprobadas en último término por la Dirección Facultativa de la Obra.

Todos los datos que aparecen en el informe así como los cálculos basados en ellos están referidos a la situación existente en el momento de la ejecución del estudio y por tanto no son válidos si dichas condiciones variasen de forma importante.

Granada, 31 de Julio de 2015



Glicerio Fernández Jodar

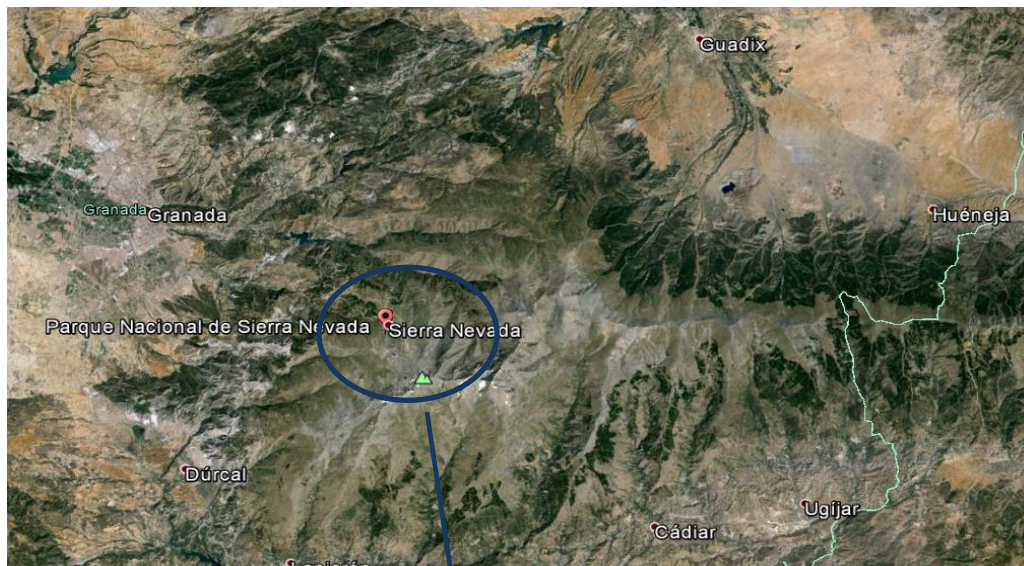
Geólogo

Colegiado ICOGA nº 200

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

7. ANEJOS

7.1. MAPA DE SITUACIÓN



Localización geográfica

Obra: 0338/2015 IG EDIFICIO PARA 15 VIVIENDAS, LOCAL Y GARAJES. JUNTO A EDIFICIO PRIMAVERA I. PRADO LLANO, SIERRA NEVADA

7.2. FOTOS DEL SOLAR



Ejecución penetrómetro P1



Ejecución penetrómetro P2

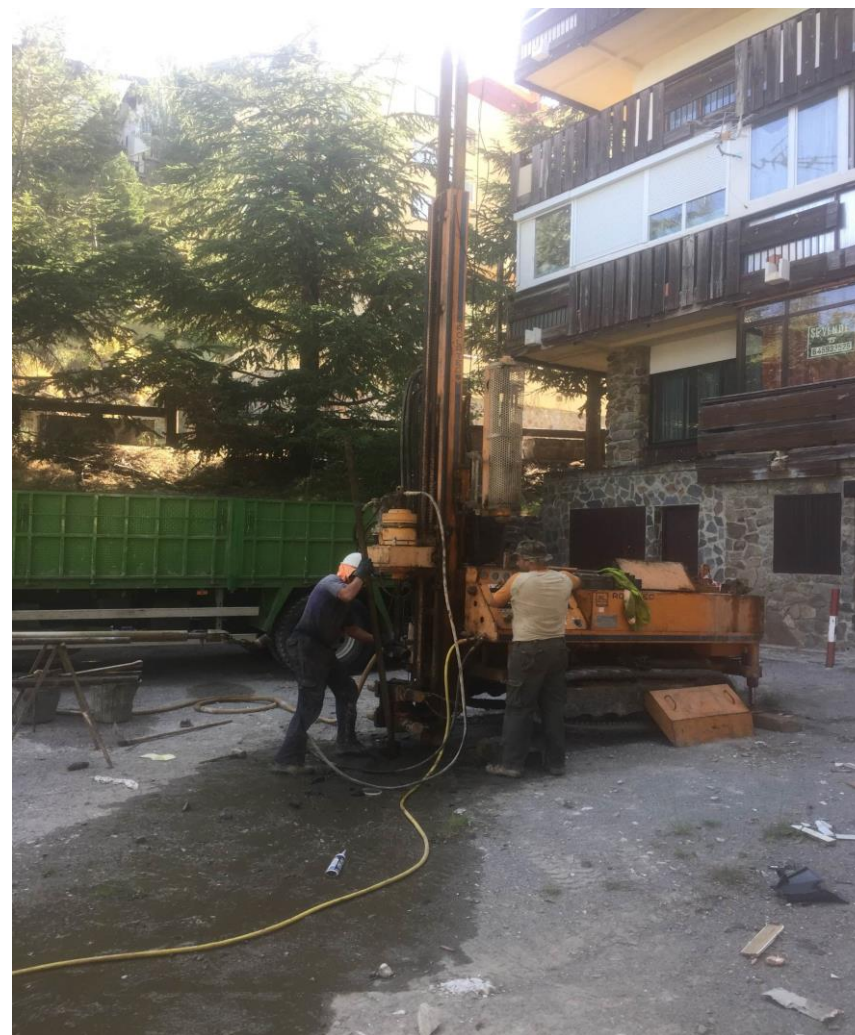


Fotos del solar

Obra: 0338/2015 IG EDIFICIO PARA 15 VIVIENDAS, LOCAL Y GARAJES. JUNTO A EDIFICIO PRIMAVERA I. PRADO LLANO, SIERRA NEVADA



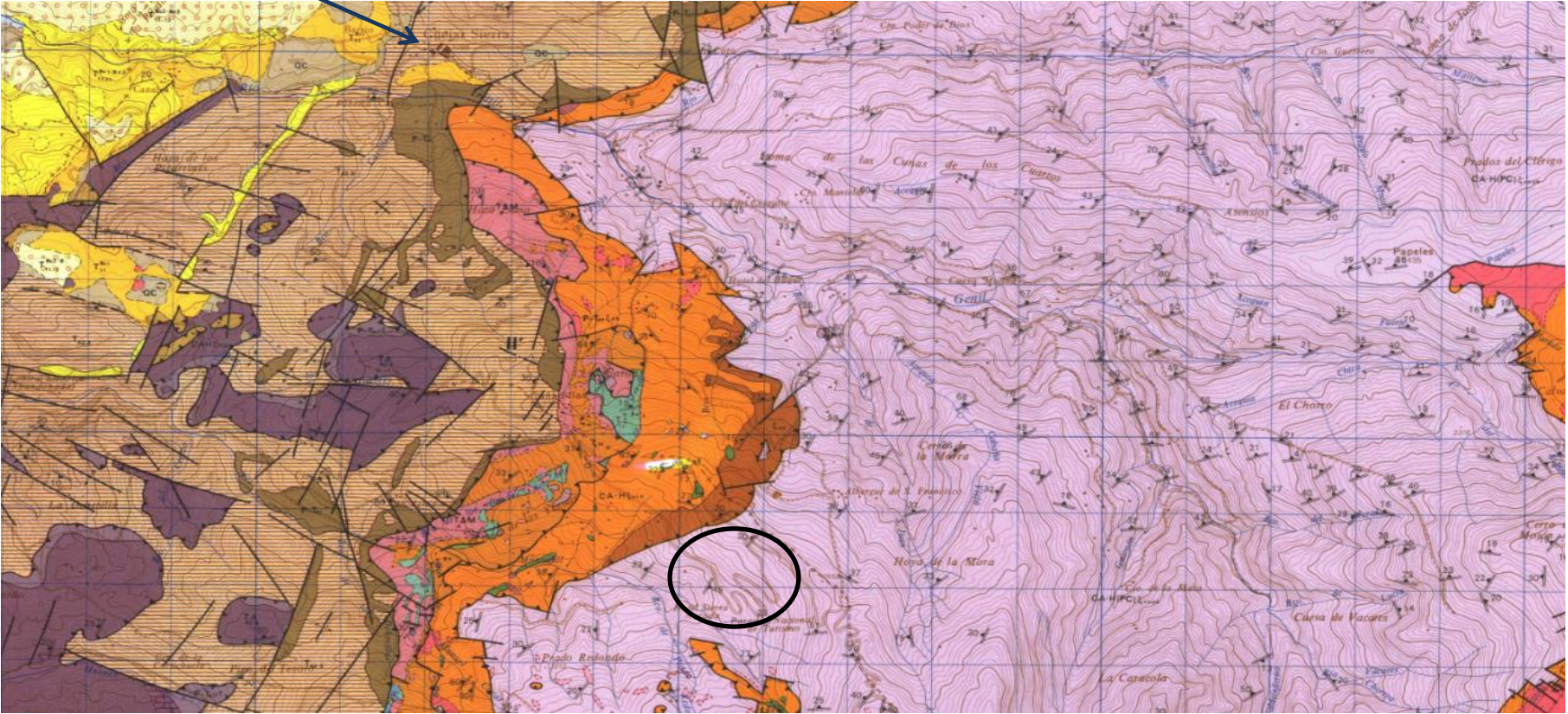
Ejecución Sondeo 1

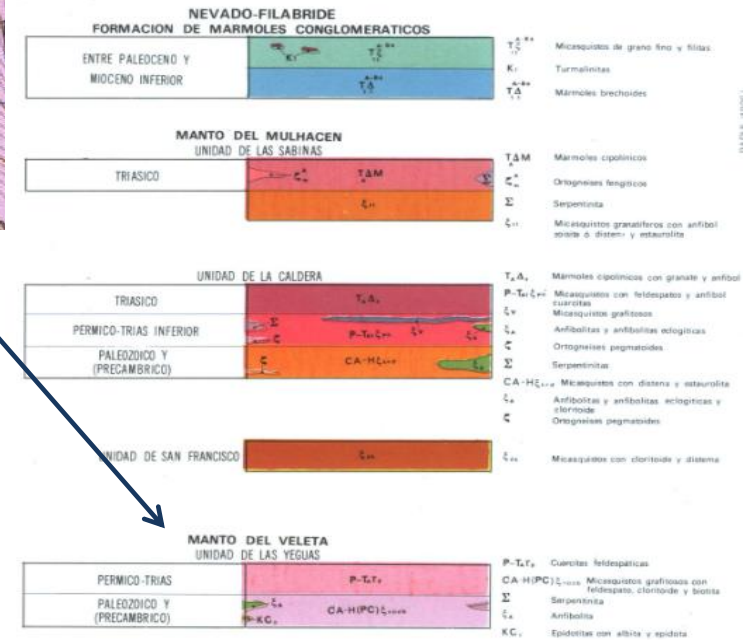
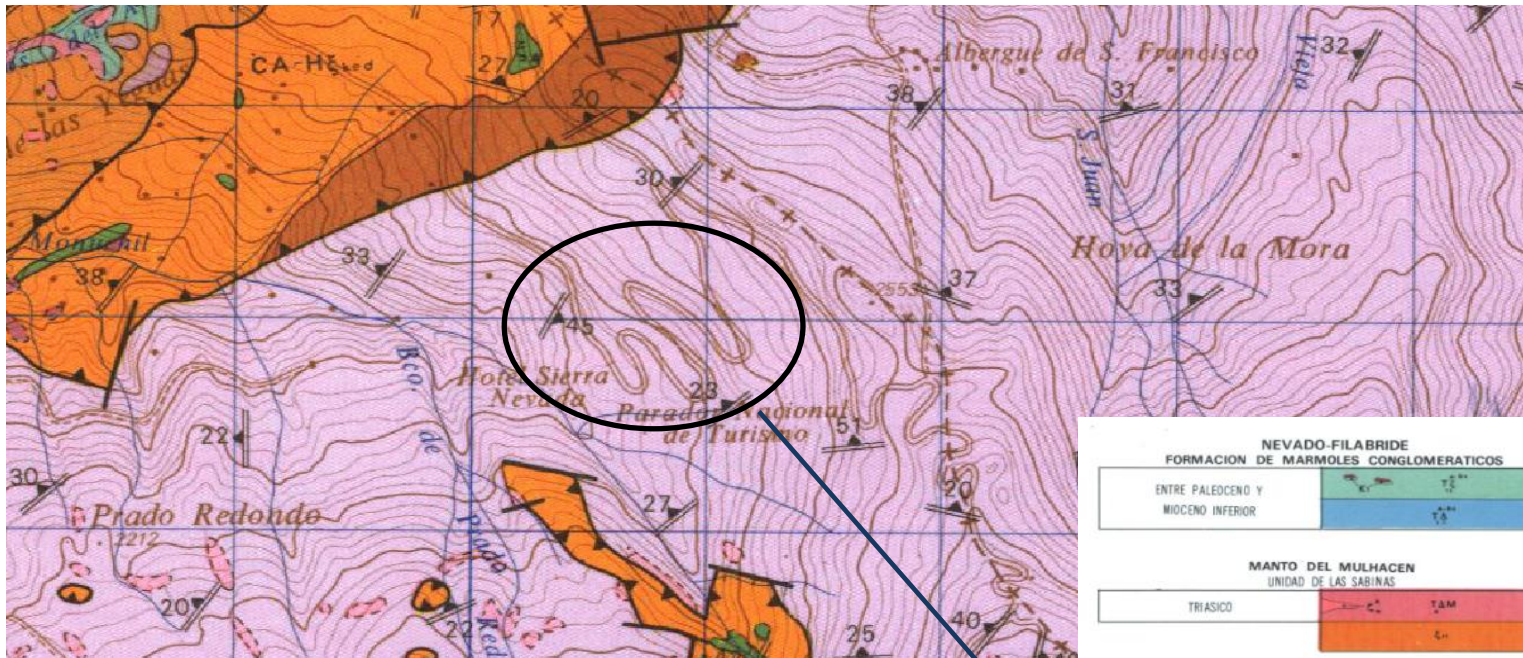


7.3. GEOLÓGÍA DEL ÁREA

GÜÉJAR-SIERRA

MAPA GEOLÓGICO GÜÉJAR-SIERRA





7.4. CROQUIS DE SITUACIÓN DE LOS RECONOCIMIENTOS



Localización de los
trabajos

Obra: 0338/2015 IG EDIFICIO PARA 15 VIVIENDAS, LOCAL Y GARAJES. JUNTO
A EDIFICIO PRIMAVERA I. PRADO LLANO, SIERRA NEVADA

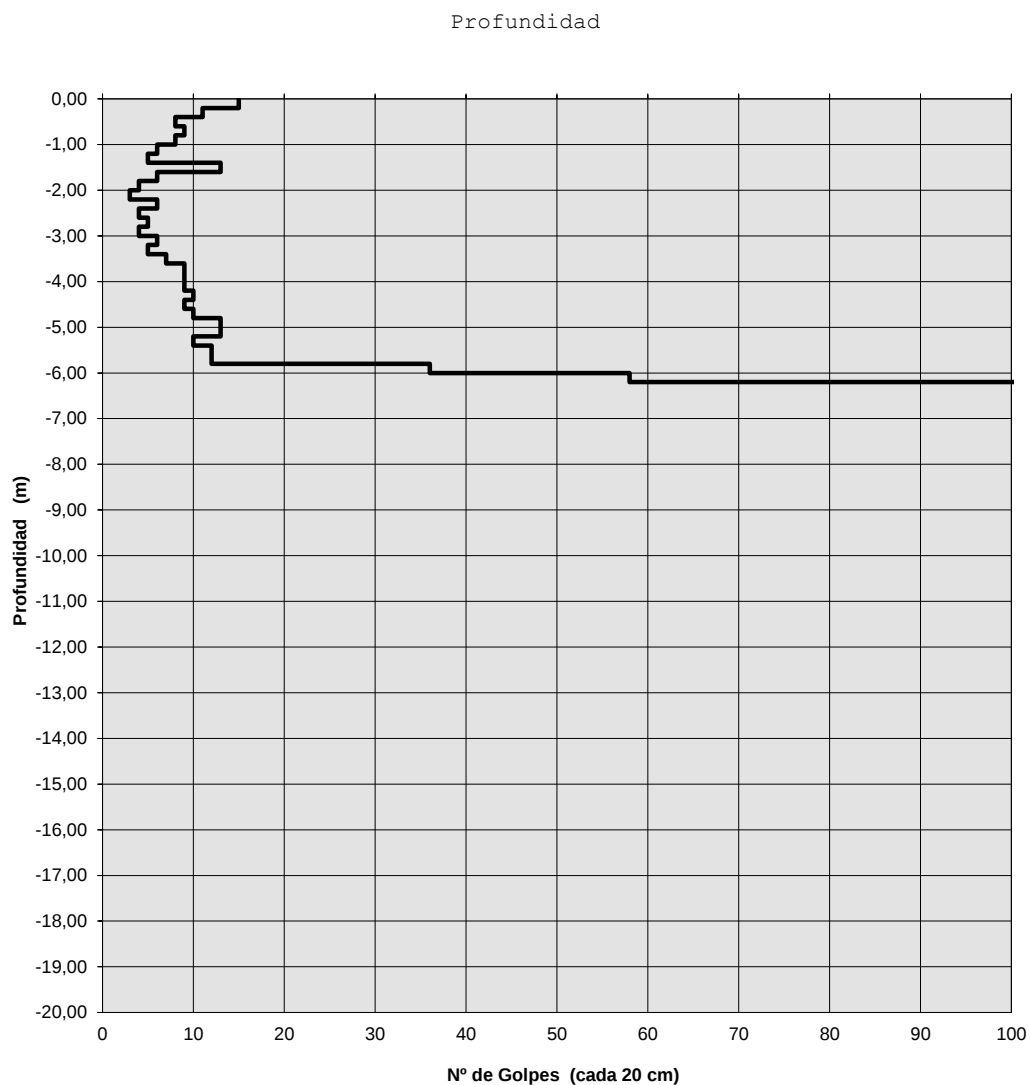
7.5. ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA CONTINUA

Ensayo de Penetración Dinámica Continua

Obra:..... 0338/2015 IG EDIFICIO PARA 15 VIVIENDAS, LOCAL Y GARAJES. JUNTO A
EDIFICIO PRIMAVERA I. PRADO LLANO, SIERRA NEVADA

Cliente:..... ODESA S.L.

Ensayo N°:..... P1



Fecha:..... 10/07/2015

Profundidad de Rechazo (m) -6,20

Cota de boca:..... 0,00

Penetrómetro tipo:..... DPSH

Peso de la maza:..... 63,5 kg.

Diámetro varillaje:..... 33 mm.

Area Nominal:..... 20cm²

Altura de caída:..... 760 mm

Masa total golpeo:..... ≤115 kg.

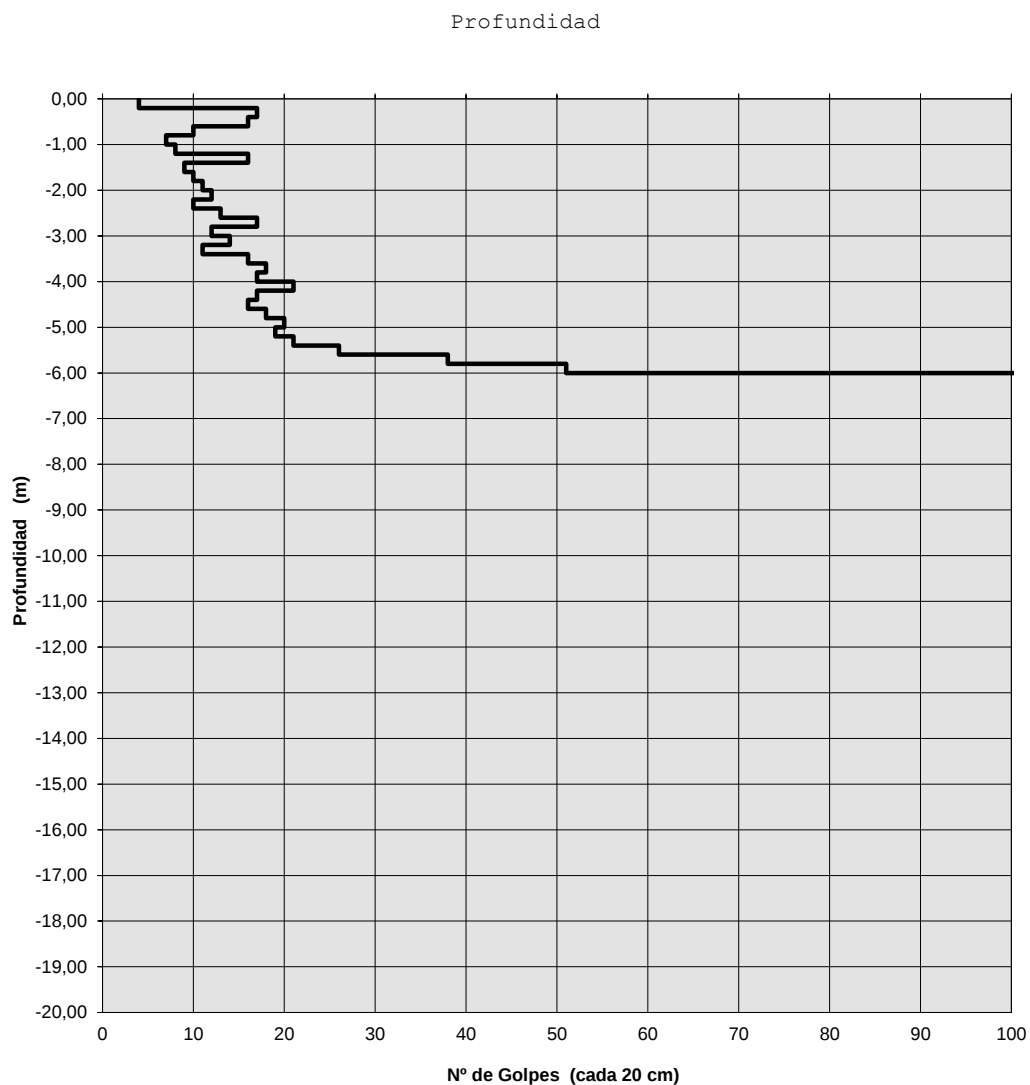
Observaciones:

Ensayo de Penetración Dinámica Continua

Obra:..... 0338/2015 IG EDIFICIO PARA 15 VIVIENDAS, LOCAL Y GARAJES. JUNTO A
EDIFICIO PRIMAVERA I. PRADO LLANO, SIERRA NEVADA

Cliente:..... ODESA S.L.

Ensayo N°:..... P2



Fecha:..... 10/07/2015

Profundidad de Rechazo (m) -6,00

Cota de boca:..... 0,00

Penetrómetro tipo:..... DPSH

Peso de la maza:..... 63,5 kg.

Diámetro varillaje:..... 33 mm.

Area Nominal:..... 20cm²

Altura de caída:..... 760 mm

Masa total golpeo:..... ≤115 kg.

Observaciones:

7.6. CORTE ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO

[illegible]

7.7. ENSAYOS DE LABORATORIO

CODIGO ACTA	CODIGO OBRA	EXPEDIENTE	MUESTRA	FECHA DE ACTA
2015/70	720	338	.2015/44	31/07/2015

Granulometría por tamizado. Preparación de muestra S/UNE 103101:1995 y UNE 103-100/95

ACTA DE RESULTADOS

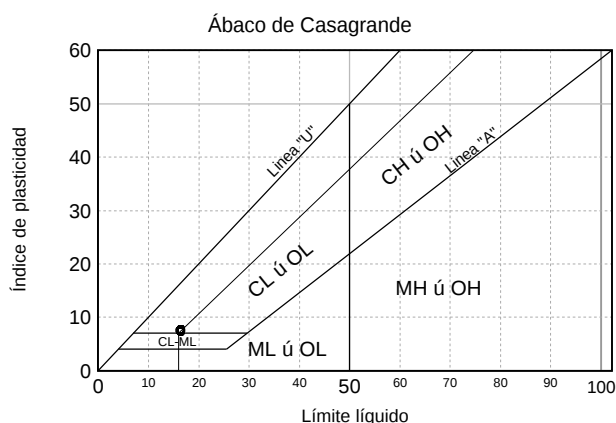
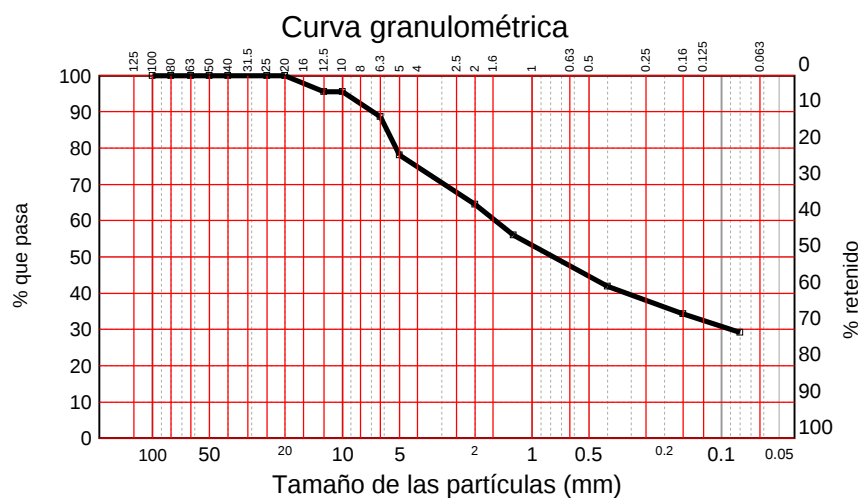
Obra: INFORME GEOTÉCNICO EDIFICIO PARA 15 VIVIENDAS, LOCAL Y GARAJES
JUNTO A EDIFICIO PRIMAVERA 1. PRADOLLANO, SIERRA NEVADA
Peticionario: ODESA, S.L.
Procedencia: S1 SPT 4,50-5,10 m
Descripción del material: Micaesquisto
Nº Albarán: M0796

DESTINATARIO

ODESA, S.L.
Calle Mesones, 1. 3ºF
18001-Granada

RESULTADOS DEL ENSAYO

Tamiz (mm)	Pasa (%)
100	100
80	100
63	100
50	100
40	100
25	100
20	100
12,5	95
10	95
6,3	89
5	78
2	64
1,25	56
0,4	42
0,16	34
0,08	29,1



Método de análisis	Lavado y tamizado
--------------------	-------------------

TÉCNICO RESPONSABLE DE ENSAYO

(Signature)

Antonio Cherino

Copias enviadas a:
ODESA, S.L.

Vº Bº DIRECTOR,

(Signature)

Glicerio Fernández

EGEA CALIDAD S.L.	Ensayos de laboratorio de Geotecnia	EGEA CALIDAD S.L. Nº AND-L-109	
-------------------	-------------------------------------	-----------------------------------	--

CODIGO ACTA	CODIGO OBRA	EXPEDIENTE	MUESTRA	FECHA DE ACTA
2015/70	720	338	.2015/44	31/07/2015

Límite líquido	16,29
Límite plástico	8,75
Índice de plasticidad	7,54

Clasificación USCS

SC : Arena arcillosa con grava

TÉCNICO RESPONSABLE DE ENSAYO

Copias enviadas a:
ODESA, S.L.

Vº Bº DIRECTOR,



Antonio Cherino



Glicerio Fernández

Pag. 2/2

ENS. ACREDITADO	Ensayos de laboratorio de Geotecnia	EGEA CALIDAD SL AND-L-109	
-----------------	-------------------------------------	------------------------------	--

CODIGO ACTA	CODIGO OBRA	EXPEDIENTE	MUESTRA	FECHA DE ACTA
2015/71	720	338	.2015/45	31/07/2015

Granulometría por tamizado. Preparación de muestra S/UNE 103101:1995 y UNE 103-100/95

ACTA DE RESULTADOS

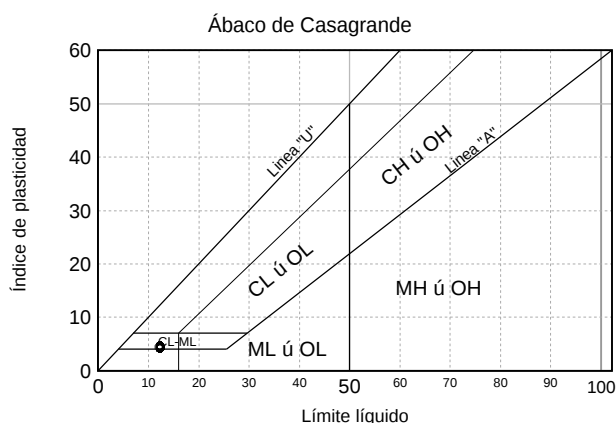
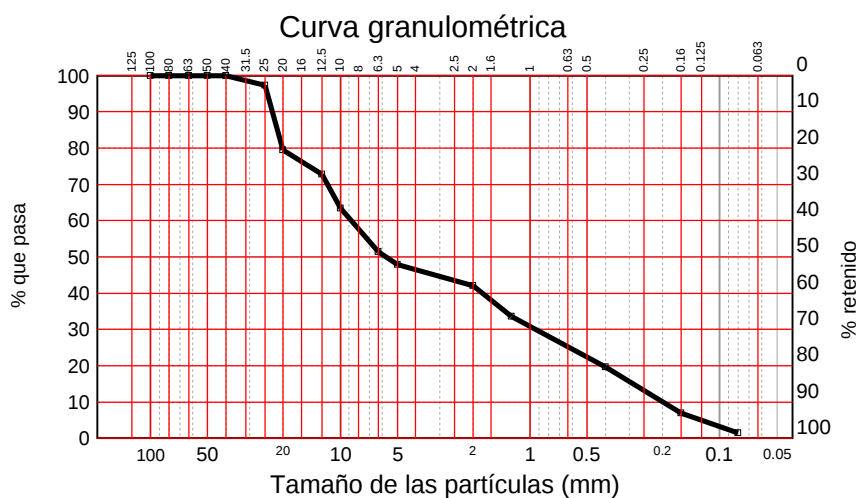
Obra: INFORME GEOTÉCNICO EDIFICIO PARA 15 VIVIENDAS, LOCAL Y GARAJES
JUNTO A EDIFICIO PRIMAVERA 1. PRADOLLANO, SIERRA NEVADA
Peticionario: ODESA, S.L.
Procedencia: S1 SPT 8,30-8,90 m
Descripción del material: Micaesquisto
Nº Albarán: M0797

DESTINATARIO

ODESA, S.L.
Calle Mesones, 1. 3ºF
18001-Granada

RESULTADOS DEL ENSAYO

Tamiz (mm)	Pasa (%)
100	100
80	100
63	100
50	100
40	100
25	97
20	79
12,5	73
10	63
6,3	51
5	48
2	42
1,25	34
0,4	20
0,16	7
0,08	1,5



Método de análisis	Lavado y tamizado
--------------------	-------------------

TÉCNICO RESPONSABLE DE ENSAYO

Antonio Cherino

Copias enviadas a:
ODESA, S.L.

Vº Bº DIRECTOR,

Glicerio Fernández

EGEA CALIDAD S.L.	Ensayos de laboratorio de Geotecnia	EGEA CALIDAD S.L. Nº AND-L-109	
-------------------	-------------------------------------	-----------------------------------	--

CODIGO ACTA	CODIGO OBRA	EXPEDIENTE	MUESTRA	FECHA DE ACTA
2015/71	720	338	.2015/45	31/07/2015

Límite líquido	12,18
Límite plástico	7,78
Índice de plasticidad	4,40

Clasificación USCS

GP-GC : Grava pobremente gradada con arcilla con arena

TÉCNICO RESPONSABLE DE ENSAYO

Copias enviadas a:
ODESA, S.L.

Vº Bº DIRECTOR,



Antonio Cherino



Glicerio Fernández

ENS. ACREDITADO	Ensayos de laboratorio de Geotecnia	EGEA CALIDAD SL AND-L-109	
-----------------	-------------------------------------	------------------------------	--

ACTA DE RESULTADOS

CODIGO ACTA	CODIGO OBRA	EXPEDIENTE	MUESTRA	FECHA DE ACTA
2015/72	720	338	.2015/45	31/07/2015

Determinación del contenido de Ión sulfato S/UNE 83963:2008

DESTINATARIO

ODESA, S.L.
Calle Mesones, 1. 3ºF
18001-Granada

Obra: INFORME GEOTÉCNICO EDIFICIO PARA 15 VIVIENDAS, LOCAL Y GARAJES
JUNTO A EDIFICIO PRIMAVERA 1. PRADOLLANO, SIERRA NEVADA
Peticionario: ODESA, S.L.
Procedencia: S1 SPT 8,30-8,90 m
Descripción del material: Micaesquisto
Nº Albarán: M0797

RESULTADOS DEL ENSAYO

Ensayo EG0205 - Determinación del contenido de Ión sulfato S/UNE 83963:2008		
Sulfatos	mg/kg	0,00

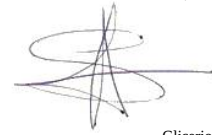
TÉCNICO RESPONSABLE DE ENSAYO



Antonio Cherino

Copias enviadas a:
ODESA, S.L.

Vº Bº DIRECTOR,



Glicerio Fernández

EGEA CALIDAD S.L.	Ensayos de laboratorio de Geotecnia	EGEA CALIDAD S.L. Nº AND-L-109	
-------------------	-------------------------------------	-----------------------------------	--