

ANAIS RUIZ SERRANO (1 de 1)
APROBADO INICIALMENTE JGL 26/02/2026
Fecha Firma: 05/03/2026
HASH: 8748e8cd25231e99fae5f932c365d3b



Estudios geotécnicos

Estabilidad de taludes

Patología geotécnica y
peritaciones

Geología e hidrogeología

Estudios de avenidas

Contaminación de suelos

Laboratorio de ensayos de
suelos

Ingeniería y consultoría

Topografía

Arqueología

Entecsa®

www.entecsagranada.com



Estudio Geotécnico y de Estabilidad



ALTAMIRA PROPIEDADES S.L-CUMBREVISIÓN S.L

Almuñécar (Granada) Punta de la Mona, parcela R1,
parcela T1, parcela H1

Editado e impreso por Laboratorios Entecsa[®]
© Laboratorios Entecsa. Reproducción prohibida

Referencia: 25-3441

Diciembre 2025

Página 1 de 92

Este proyecto sólo puede reproducirse total o parcialmente con la autorización por escrito de la empresa Entecsa Granada, S.L.





índice

Documento 1. TEXTO

1	ANTECEDENTES.....	4
2	OBJETIVO DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO Y DE ESTABILIDAD	5
3	ACREDITACIONES OFICIALES PARA LA REALIZACIÓN DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO Y DE ESTABILIDAD	6
4	DESCRIPCIÓN DE LA OBRA PROYECTADA Y DEL SOLAR.....	6
4.1	DESCRIPCIÓN Y LOCALIZACIÓN DEL SOLAR.....	6
4.2	DESCRIPCIÓN DE LA OBRA PROYECTADA.....	9
5	CAMPAÑA GEOTÉCNICA	9
5.1	NORMATIVA UTILIZADA	9
5.2	TRABAJOS DE CAMPO y TOMA DE MUESTRAS	10
5.3	ENSAYOS DE LABORATORIO	11
5.4	PREPARACIÓN DE MUESTRAS	11
5.5	ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN Y CARACTERIZACIÓN.....	11
5.6	ENSAYOS MECÁNICOS DE RESISTENCIA Y EXPANSIVIDAD	12
5.7	ENSAYOS DE COMPOSICIÓN Y AGRESIVIDAD QUÍMICA.....	12
6	ENCUADRE GEOLÓGICO, ESTRATIGRAFÍA Y NATURALEZA DEL TERRENO	14
6.1	ESTRATIGRAFÍA	14
6.3	MAPA GEOLÓGICO Y LEYENDA DE LA ZONA.....	17
6.4	TECTÓNICA.....	18
6.5	GEOMORFOLOGÍA.....	19
6.6	HIDROGEOLOGÍA Y NIVEL FREÁTICO.....	19
7	PERFIL LITOLÓGICO DEL TERRENO.....	21
8	PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DE LOS MATERIALES.....	25
8.1	ESTRATO DE grava con arena procedente de roca esquistos.....	26
9	EXPANSIVIDAD	27
10	SISMICIDAD	28
11	AGRESIVIDAD QUÍMICA FRENTE AL HORMIGÓN.....	33
12	ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN	35
12.1	Condiciones Constructivas	41
12.2	Zapatas.....	41
12.3	LOSA	42
12.4	GENERALES.....	42
12.5	COMENTARIOS DEL PERFIL DE TERRENO, ENSAYOS DE CAMPO Y DE LABORATORIO	44
13	PARÁMETROS DE CÁLCULO.....	45
13.1	PRESIÓN ADMISIBLE PARA zapatas y losas EN TERRENOS GRANULARES SEGÚN CTE	45
13.2	Estimación de presión de diseño para zapata.....	46





13.3	Estimación de presión de diseño para losa.....	47
13.4	ASIENTOS	48
13.5	CÁLCULO ELÁSTICO DE LOS ASIENTOS DE UNA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL SEGÚN GCOC.....	49
13.6	CIMENTACION EN ROCA según cte	51
13.7	CÁLCULO RQD Y RMR	52
13.8	MÓDULO DE BALASTO	55
14	EMPUJES SOBRE ELEMENTOS DE CONTENCIÓN.....	56
14.1	CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES DE EMPUJE ACTIVO (K_a), PASIVO (K_s) y en reposo (K_0)	58
15	ESTUDIO DE ESTABILIDAD	60
15.1	Definición	60
15.2	Introducción al análisis de estabilidad	61
15.3	Método del equilibrio límite (LEM).....	61
15.4	Método de las rebanadas	62
15.5	proceso de estudio	63
15.6	MÉTODO DE ANÁLISIS: MÉTODO Bishop.....	65
15.7	CARACTERIZACIÓN DEL TALUD de estudio en la zona.....	65
15.8	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE PERFIL 1	67
15.9	Análisis de estabilidad de perfil 2	69
15.10	Análisis de estabilidad de perfil 3.....	73
15.11	Análisis de estabilidad de perfil 4.....	75
15.12	Conclusiones y recomendaciones del estudio de estabilidad	76
15.13	Parcela T1	78
15.14	PARCELA H1	79
15.1	PARCELA R1	81
16	RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES	82
17	PROGRAMA DE SUPERVISIÓN	91

Documento 2. ENSAYOS DE LABORATORIO

Documento 3. REGISTRO DE SONDEOS

Documento 4. REPORTAJE FOTOGRAFICO

Documento 5. TABLAS NORMALIZADAS

Documento 6. DECLARACIÓN RESPONSABLE Y SRC





1 ANTECEDENTES

La empresa Altamira Propiedades S.L y Cumbrevisión S.L solicitan un presupuesto para la realización del estudio geotécnico de un terreno para una obra proyectada.

Fecha solicitud presupuesto	Fecha realización presupuesto	Referencia presupuesto	Fecha aceptación presupuesto	Tipo de edificación
04/11/25	04/11/12	25-3441	04/11/25	Edificación plurifamiliar

Para la programación del reconocimiento se han tenido en cuenta todos los datos relevantes de la parcela, tanto los topográficos o urbanísticos y generales del edificio, como los datos previos de reconocimientos y estudios de parcelas limítrofes o próximas si existen, asegurando que la densidad y profundidad de los reconocimientos permite una correcta cobertura de investigación en base a la superficie y número de plantas. En las siguientes tablas se marca en rojo la situación definida para el presente estudio geotécnico.

Tipo de construcción	Descripción
C0	Construcciones de menos de 4 plantas y superficie construida inferior a 300 m ²
C1	Otras construcciones de menos de 4 plantas
C2	Construcciones entre 4 y 10 plantas
C3	Construcciones entre 11 a 20 plantas
C4	Conjuntos monumentales o singulares, o de más de 20 plantas.
Grupo	Descripción
T1	Terrenos favorables: aquellos con poca variabilidad, y en los que la práctica habitual en la zona es de cimentación directa mediante elementos aislados.
T2	Terrenos intermedios: los que presentan variabilidad, o que en la zona no siempre se recurre a la misma solución de cimentación, o en los que se puede suponer que tienen rellenos antrópicos de cierta relevancia, aunque probablemente no superen los 3,0 m.
T3	Terrenos desfavorables: los que no pueden clasificarse en ninguno de los tipos anteriores. De forma especial se considerarán en este grupo los siguientes terrenos: a) Suelos expansivos b) Suelos colapsables c) Suelos blandos o sueltos d) Terrenos kársticos en yesos o calizas e) Terrenos variables en cuanto a composición y estado f) Rellenos antrópicos con espesores superiores a 3 m g) Terrenos en zonas susceptibles de sufrir deslizamientos h) Rocas volcánicas en coladas delgadas o con cavidades i) Terrenos con desnivel superior a 15° j) Suelos residuales k) Terrenos de marismas





Tipo construcción	Grupo de terreno				Número mínimo		% de sustitución	
	T1		T2					
	Dmax (m)	Pm (m)	Dmax (m)	Pm (m)	T1	T2	T1	T2
C0	35	6	30	18	-	1	-	66
C1	35	6	30	18	1	2	70	50
C2	30	12	25	25	2	3	70	50
C3	25	14	20	30	3	3	50	40
C4	20	16	17	35	3	3	40	30

La unidad geotécnica resistente a la que se hace referencia en el párrafo anterior debe comprobarse en una profundidad de al menos 2 m, más 0,3 m adicionales por cada planta que tenga la construcción

No se hace llegar al personal del departamento de Geotecnia y Cimientos de Laboratorios Entecsa Granada, S.L. ningún tipo de documentación para la ejecución del proyecto geotécnico.

Para la realización del estudio, Entecsa llevó a cabo una visita a la zona y comprobó los puntos donde se podían realizar perforaciones para observar el tipo de terreno. Debido a la pendiente de la parcela no había disponibilidad de perforación en muchos puntos de la zona. Finalmente se realizaron dos sondeos en los puntos donde era posible dentro de la superficie de estudio. No obstante, Entecsa ha realizado todas las perforaciones de las parcelas colindantes de la misma promotora, teniendo amplio conocimiento de la zona. Se han incluido en los anexos los puntos de estudio y perforación realizados en toda la zona de la Maravillas.

Durante los ensayos de perforación estuvo presente la propiedad y personal de la empresa constructora comprobando ubicación y comienzo de los trabajos. Todo se desarrolló con normalidad mediante la supervisión de un geólogo colegiado.

2 OBJETIVO DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO Y DE ESTABILIDAD

El objetivo de este estudio geotécnico es dar a conocer al peticionario y al proyectista el perfil del terreno existente en la parcela (determinar la naturaleza, espesor y distribución de los materiales que aparecen en la zona de estudio), las características y propiedades geotécnicas de cada uno de los materiales que





aparecen en la zona de estudio, situar el nivel freático, determinar la carga admisible del terreno (con objeto de recomendar la cimentación más apropiada y estimar los asentamientos generados bajo estas condiciones), y otras recomendaciones en cuanto a las características de los taludes (siempre y cuando se incluya en el presente estudio el pertinente estudio de estabilidad), excavabilidad del terreno, tipo de hormigón a utilizar en función de la agresividad del terreno y otras recomendaciones que se consideren oportunas, con el fin de ofrecer todos los datos necesarios para el cálculo de las estructuras proyectadas.

Mediante el análisis de estabilidad se estudiará el riesgo de movimiento de la vivienda respecto a la presencia de superficies de rotura inestables con bajos factores de seguridad. Se estudiarán numerosas superficies de rotura comprobando las que son estables e inestables y se determinará si la cuña de terreno que puede ser problemática para deslizamiento y que pueda afectar a la vivienda proyectada. En caso de inestabilidad se recomendarán las medidas más idóneas de estabilización para que la edificación no tenga riesgo de movimiento.

3 ACREDITACIONES OFICIALES PARA LA REALIZACIÓN DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO Y DE ESTABILIDAD

Entecsa Granada, S.L. está inscrita en el Registro General de Laboratorios Acreditados de la Junta de Andalucía y del Ministerio de Fomento en varias áreas de acreditación, como Entidad Acreditada con registro AND-L-205. Para la realización de este estudio geotécnico se destacan las siguientes:

- ❑ Área A: Ensayos de Geotecnia (GT).
- ❑ Área B.1: Ensayos de Viales (VS): Ensayos de contemplados en el PG3.
- ❑ Área D. Ensayos de Reconocimiento Geotécnico.
 - ❑ Grupo D.1. Trabajos de Campo: sondeos, toma de muestras y ensayos “in situ”:
 - Subgrupo D.1.1: Toma de muestras.
 - Subgrupo D.1.2: Ensayos de perforación y penetración.
 - ❑ Grupo D.2. Trabajos Ensayos de Laboratorio de Mecánica de Suelos.

4 DESCRIPCIÓN DE LA OBRA PROYECTADA Y DEL SOLAR

4.1 DESCRIPCIÓN Y LOCALIZACIÓN DEL SOLAR

El solar objeto de estudio se sitúa en la localidad de Almuñécar (Granada) concretamente a la entrada de la Punta de la Mona, en la urbanización o zona residencial de Las Maravillas. Se trata de una parcela de con





elevada pendiente y limitada por viales de acceso de forma que queda la zona de estudio dividida en parcelas separadas dentro de la misma zona.

Las viviendas colindantes próximas presentan un buen estado de conservación, no observándose ningún tipo de patología que pueda haber sido inducida por causas ligadas al terreno.

Zona:	30 S
Abscisa:	434783.18 m E
Norte:	4065520.32 m N





Peticionario: Altamira Propiedades S.L/Cumbrevisión S.L

Página 8 de 92

Obra: Almuñécar (Granada) Punta la Mona, parcelas R1,T1 y H1

Trabajo Nº 25-3441





4.2 DESCRIPCIÓN DE LA OBRA PROYECTADA

La obra proyectada consiste en la construcción de un conjunto de vivienda unifamiliares y plurifamiliares de tipología B+1, B+2.

5 CAMPAÑA GEOTÉCNICA

Se determina la realización de la Campaña: CTE DB-SE-C (Documento Básico-Seguridad Estructural Cimientos).

5.1 NORMATIVA UTILIZADA

- ❑ NCSR-02. Norma de la construcción sismorresistente: Parte general y edificación.





- ❑ Código Estructural 2021.
- ❑ Documento Básico Seguridad Estructural-Cimientos.
- ❑ Normas UNE, relativas a los procedimientos de ensayo ejecutados "in situ" o en el laboratorio.
- ❑ Normas ASTM, igualmente relativas a los procedimientos de ensayo ejecutados "in situ" o en el laboratorio.

5.2 TRABAJOS DE CAMPO Y TOMA DE MUESTRAS

Las técnicas que se han utilizado son las adecuadas para asegurar el conocimiento de las características del terreno así como su grado de homogeneidad, en este caso se han utilizado:

- ❑ 2 Sondeos mecánicos a rotación con extracción continua de muestra.

Sondeo	Profundidad alcanzada	Ensayo		Golpeo
		SPT (S) – Muestra Inalterada (MI)	Cota (m)	
Sondeo nº 1	18.0 m	1 (S)	1.5 – 1.95	4-2-4 (N ₃₀ = 6)
		2 (S)	3.00 – 3.45	6-8-6 (N ₃₀ = 14)
		3 (S)	4.5 – 4.95	12-8-5 (N ₃₀ = 13)
		4 (S)	6.0 – 6.45	6-4-8 (N ₃₀ = 12)
		5 (S)	7.5 – 7.91	13-36-50/11 (N ₃₀ = 50)
		6 (S)	9.0 – 9.14	50/14 (N ₃₀ = 50)
		7 (S)	12.0 – 12.09	50/9 (N ₃₀ = 50)
		8 (S)	13.5 – 13.67	50/7 (N ₃₀ = 50)
		9 (S)	15.0 – 15.08	50/8 (N ₃₀ = 50)
		10 (S)	16.50 – 16.55	50/5 (N ₃₀ = 50)
		11 (S)	18.0 – 18.07	50/7 (N ₃₀ = 50)
Sondeo nº 2	10.0 m	1 (S)	1.5 – 1.56	50/6 (N ₃₀ = 6)
		2 (S)	3.00 – 3.25	50/10 (N ₃₀ = 10)
		3 (S)	4.5 – 4.57	50/7 (N ₃₀ = 7)
		4 (S)	6.0 – 6.05	50/5 (N ₃₀ = 5)
		5 (S)	7.5 – 7.56	50/6 (N ₃₀ = 50)
		6 (S)	9.0 – 9.04	50/4 (N ₃₀ = 4)





Los mencionados trabajos han sido ejecutados con maquinaria y personal especializado de Entecsa Granada, S.L., siempre bajo el control y supervisión de un técnico de Entecsa Granada, S.L., siguiendo las pautas y procedimientos normalizados que exige nuestro control de calidad y la normativa vigente al respecto (UNE, NLT, ASTM o XP). Los registros de cada uno de los reconocimientos efectuados, junto con la ubicación de éstos, se adjuntan en el apartado de *Documentos* del presente informe.

5.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

Se han ejecutado diversos ensayos de laboratorio sobre las muestras tomadas en los diferentes niveles existentes. Para la elección de las muestras y de los ensayos a realizar, se han seguido los criterios de calidad y tamaño, máxima representatividad del material y cota de la muestra.

5.4 PREPARACIÓN DE MUESTRAS

- ❑ Preparación de las muestras para su posterior análisis (UNE 103100/95)

5.5 ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN Y CARACTERIZACIÓN

- ❑ Humedad natural: cociente entre la masa del agua que pierde un suelo al secarlo y la masa del suelo seco (UNE 103300/93).
- ❑ Peso específico aparente: Es la relación entre el peso del suelo y su volumen (UNE 103301/1994).
- ❑ Granulometría por tamizado: es la expresión en tantos por ciento acumulados de la relación de la masa de suelo que pasa por un tamiz con respecto a la masa total del suelo, se ha obtenido la granulometría hasta la fracción que pasa por el tamiz nº200 (0.080 mm) (UNE 103101/95).
- ❑ Límites de Atterberg: es un ensayo identificativo que da una idea cuantitativa de la plasticidad y deformabilidad del suelo (UNE 103104/93).
- ❑ Clasificación según Casagrande, H.R.B. e Índice de Grupo: se han clasificado los suelos en función de su granulometría y plasticidad.
- ❑ Humedad natural: cociente entre la masa del agua que pierde un suelo al secarlo y la masa del suelo seco (UNE 103300/93).





5.6 ENSAYOS MECÁNICOS DE RESISTENCIA Y EXPANSIVIDAD

- ❑ Rotura a compresión simple: se determina la resistencia a compresión simple de una probeta de suelo o de roca tallada a tal efecto (UNE 103400/93).
- ❑ Ensayo de corte directo: que nos permiten conocer la cohesión y el ángulo de rozamiento interno en una situación de disipación de presiones intersticiales nula. (UNE103401/98).
- ❑ Ensayo consolidación unidimensional de suelo en edómetro: ensayo que se utiliza para determinar las características de consolidación de los suelos. (UNE 103405/1994).
- ❑ Ensayo de hinchamiento Lambe: ensayo que determina de forma cualitativa la expansividad de un suelo (UNE 103600/1996).
- ❑ Ensayo de hinchamiento libre: ensayo que permite una valoración bastante exacta de la expansividad de un suelo y de su hinchamiento en contacto con el agua (UNE 103601/96).
- ❑ Ensayo de Presión de Hinchamiento: ensayo que nos permite valorar la presión a la cual un suelo no puede hinchar (UNE 103602/96).

5.7 ENSAYOS DE COMPOSICIÓN Y AGRESIVIDAD QUÍMICA

- ❑ Contenido en sulfatos: se determina de una forma cuantitativa la cantidad de sulfatos que forma parte de un suelo (UNE 83957:2008).
- ❑ Acidez Baumann Gully: es la medida del contenido en iones hidrogeno intercambiables que el componente humus del suelo es capaz de liberar (UNE EN 16502:2015).
- ❑ Contenido en materia orgánica: se determina de una forma cuantitativa la cantidad de materia orgánica que forma parte de un suelo (UNE 1063204/93).

A continuación, se expone una relación de los ensayos realizados:

Código de muestra	Procedencia		Profundidad de la muestra	Tipo de muestra		
	Calicata nº	Sondeo nº		Alterada	Inalterada	
25-3441-GEO-TNA-SON1-M1		1	4,0 m	*		
25-3441-GEO-TNA-SON1-M2		1	6.80 m	*		
25-3441-GEO-TNA-SON1-M3		1	13.70 m	*		
25-3441-GEO-TNA-SON2-M1		2	9.30 m	*		
25-3441-GEO-TNA-SON2-M2		2	12.30 m	*		





Código de muestra	Ensayos de caracterización					Ensayos mecánicos						Ensayos químicos		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
25-3441-GEO-TNA-SON1-M1	*		*	*	*							*	*	*
25-3441-GEO-TNA-SON1-M2	*		*	*	*									
25-3441-GEO-TNA-SON1-M3	*		*	*	*									
25-3441-GEO-TNA-SON2-M1	*		*	*	*							*	*	*
25-3441-GEO-TNA-SON2-M2	*		*	*	*									

1. Determinación de la humedad de un suelo mediante secado en estufa s/ Norma UNE 103300:1993.
2. Determinación del peso específico aparente, según Norma UNE 103301:1994.
3. Análisis granulométrico de suelos por tamizado según Norma UNE 103101:1995.
4. Determinación del límite líquido de un suelo, método de Casagrande, según Norma UNE 103103:1994.
5. Determinación del límite plástico de un suelo según Norma UNE 103104:1993.
6. Ensayo de rotura a compresión simple en probetas de suelo, según Norma UNE 103400:1993.
7. Determinación de los parámetros resistentes al esfuerzo cortante de una muestra de suelo en la caja de corte directo, según Norma UNE 103401:1998.
8. Determinación de la expansividad de un suelo en aparato Lambe, según Norma UNE 103600:1996.
9. Geotecnia. Ensayo consolidación unidimensional de suelo en edómetro, s/ Norma UNE 103405:1994.
10. Ensayo de hinchamiento libre de un suelo en edómetro, según Norma UNE 103601:1996.
11. Ensayo para calcular la presión de hinchamiento de un suelo en edómetro, según Norma UNE 103602:1996
12. Determinación cuantitativa del contenido en sulfatos solubles de un suelo, s/ Norma UNE 83957:2008.
13. Determinación Acidez Boumann-Gully. s/ Norma UNE EN 16502:2015.
14. Determinación del contenido en materia orgánica por el método del permanganato potásico (UNE 103204:93)





6 ENCUADRE GEOLÓGICO. ESTRATIGRAFÍA Y NATURALEZA DEL TERRENO

6.1 ESTRATIGRAFÍA

(MAPA GEOLOGICO DE ESPAÑA – MAGNA hoja 1055)

6.2 MANTO DE LA HERRADURA

□ Formación Saucillo:

Está constituida por una potente serie de micasquistos oscuros grafitosos entre los que se intercalan bancos decimétricos de micacuarcitas, más abundantes hacia la base, y cuarzomicasquistos.

De la disposición general, que puede apreciarse en los cortes, destaca el hecho de que las envolventes de los sucesivos pliegues se disponen verticcalmente. Esto hace aumentar la potencia de la formación hasta superar los 2 km de espesor.

Litológicamente la sucesión de materiales es bastante uniforme de abajo a arriba y únicamente puede efectuarse alguna diferenciación a partir de los minerales de metamorfismo reconocidos.

La formación Saucillo es de un aspecto muy característico y a partir de su reconocimiento en alguna localidad tipo se la distingue con facilidad. Por eso, se ha representado en conjunto, sin individualizar dentro de ella más que dos tramos de diferente composición mineralógica, originada por el metamorfismo progresivo que ha sufrido.

Entre sus micasquistos los hay con biotita y estaurolita, con estaurolita y cianita y con sillimanita y cianita. Entre los componentes minerales más característicos suelen estar presentes: cuarzo, granate, andalucita, biotita, mica incolora, aparte de algunos otros accesorios o secundarios.





❑ Formación cuarcitas del Jete:

Se trata de una formación de comparativamente poco desarrollo (potencia aproximada de 150 m). Afloran en una franja continua de dirección aproximadamente E-O, que se extiende desde las inmediaciones de Molvizar, pasa por Jete y prosigue hasta Rioseco Alto.

Se trata de cuarcitas y micasquistos alternantes, de colores pardo-oscuros, que dan sobre el terreno una ruptura de pendiente, a veces muy neta, que contrasta con el relieve más alomado de los micasquistos del Saucillo. En conjunto buzan hasta 30' hacia el N y adoptan una posición subhorizontal más al S, lo que permite que afloren en los cerros de Itrabo y del Aguila, al NE de Almuñécar.

Mineralógicamente contienen biotita y estauroлита, que junto al granate aparece hacia la base de la formación. Como edad solamente se puede decir que son probablemente paleozoicas, sin mayor precisión.

❑ Formación micasquistos del Jete:

De abajo a arriba se pueden distinguir:

- ❑ Micasquistos cuarzosos con micas blancas e impregnaciones de andalucita. Reposan sobre micasquistos oscuros mediante un límite neto y bien caracterizado. BOULIN señala la nitidez del salto de metamorfismo que supone el paso de estos términos a los infrayacentes.
- ❑ Esquistos filitosos, que suceden progresivamente a los micasquistos descritos. Estos esquistos son verdosos, grises azulados e incluso violáceos. Entre ellos se encuentran bancos de cuarcitas filitosas; al conjunto se asocian hiladas de calizas negras en fractura y de pátina ocre, que progresivamente dan paso a una formación superior de mármoles.

La existencia de pequeñas hiladas de niveles carbonatados y algunos otros de calcoesquistos, que preceden a la franca aparición de los mármoles superiores, puede interpretarse como una transición estratigráfica gradual, quizá no excesivamente tectonizada. Como quiera que los mármoles, según se hará constar más adelante, han sido atribuidos al Triásico Medio y Superior, parece razonable pensar que los





niveles más altos de los micasquistos de Jete, contengan términos del Triásico Inferior, si bien la parte baja debe contener materiales paleozoicos (Pérmico).

Mineralógicamente, estos micasquistos y cuarzosquistos de grano fino contienen micas blancas, plagioclasa (albita), biotita, clorita, andalucita y en algún caso cloritoide. La potencia total de la formación es de aproximadamente 500 m. Sin embargo, hacia el E y a partir de Molvizar, tanto la formación de micasquistos de Jete como las cuarcitas, se adelgazan enormemente. Otro tanto sucede con la formación del Saucillo, que en ese sector aparece extraordinariamente laminada, con un máximo de decenas de metros de espesor.

Esta disposición obedece al hecho de que la superficie de traslación del manto se ha paralelizado a los contactos entre las distintas formaciones, produciéndose una intensa laminación de cada una de ellas, en especial de las basales cortadas en bisel.

□ Formación mármoles del Chaparral:

Constituyen un potente paquete cuyo espesor no se mantiene constante y en este comportamiento influye ciertamente la tectónica, pero probablemente también la variación de potencia original sedimentada. Las primitivas calizas y dolomías aparecen metamorizadas, dando lugar a mármoles calizos y dolomíticos.

El contacto con la formación de micasquistos de Jete, parece de transición en el corte de Río Verde, como se acaba de decir. En otros puntos, el paquete de mármoles debe estar despegado de su substrato y trasladado diferencialmente sobre él en una cuantía difícil de establecer.

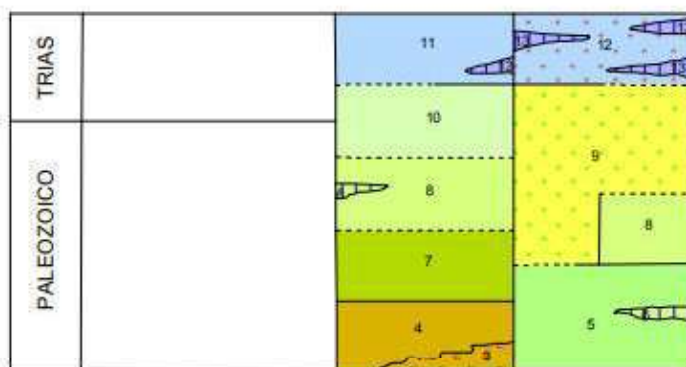
Muchos de los mármoles de la Sierra del Chaparral son muy puros y prácticamente solo contienen carbonatos. En otros casos, contienen cuarzo, tremolita, mica incolora y grafito. En ocasiones se observan reliquias de nódulos de sílex y de delgados niveles silíceos. En los mármoles se dejan ver, aunque con mucho menor desarrollo, esquistosidades de las mismas fases de deformación que las reconocida en los micasquistos más antiguos.



6.3 MAPA GEOLÓGICO Y LEYENDA DE LA ZONA



UNIDADES DEL MANTO DE LA HERRADURA



- 12 Mármol
- 11 Mármol
- 10 Esquistos con biotita, clorita y epidota.
- 9 Esquistos grises con biotita y hacia la parte inferior granate.
- 8 Esquistos grises biotíticos con estaurolita: en la unidad del Jate, distena en la parte inferior.
- 7 Esquistos con sillimanita. Cuarzosquistos, anfibolitas y epidotas.
- 6 Mármol
- 5 Esquistos y cuarzosquistos oscuros con estaurolita.
- 4 Cuarzitas y esquistos oscuros con sillimanita y feldespatos potásico.
- 3 Migmatitas y gneises migmatíticos.





6.4 TECTÓNICA

Como es común en las zonas en las que afloran los Mantos Alpujárrides, la estructura más llamativa que se distingue es el empilamiento de grandes unidades, produciéndose traslaciones de decenas de Kms en todos los casos. Esta zona se caracteriza porque las estructuras de corrimiento aparecen asociadas a otras, tales como pliegues de gran envergadura, por lo que el análisis de las vergencias, por ejemplo, puede hacerse desde un punto de vista y con un enfoque distinto al de otros puntos.

Por añadidura las series metamórficas, constitutivas de cada manto, muestran su propia estructura interna y por lo menos dos esquistosidades bien desarrolladas, que, según qué casos, pueden ser tomadas como superficies de referencia para reconstruir las deformaciones posteriores, han sido detectadas.

Los criterios utilizados para la diferenciación de los grandes mantos han sido la superposición de materiales de edad más antigua a otros más modernos y la superposición de materiales más metamórficos a otros que lo son menos; en general cualquier discontinuidad en el trazado de las isogradas, debido al movimiento a lo largo de superficies tendidas, puede ser utilizada para la diferenciación de un manto. Bien entendido que el aspecto general de los grandes mantos alpujárrides es el de láminas relativamente delgadas de materiales más o menos metamorizados, limitadas por superficies hoy convexas hacia el cielo, que representa primitivas cizallas horizontales a lo largo de las cuales se han localizado importantes movimientos.

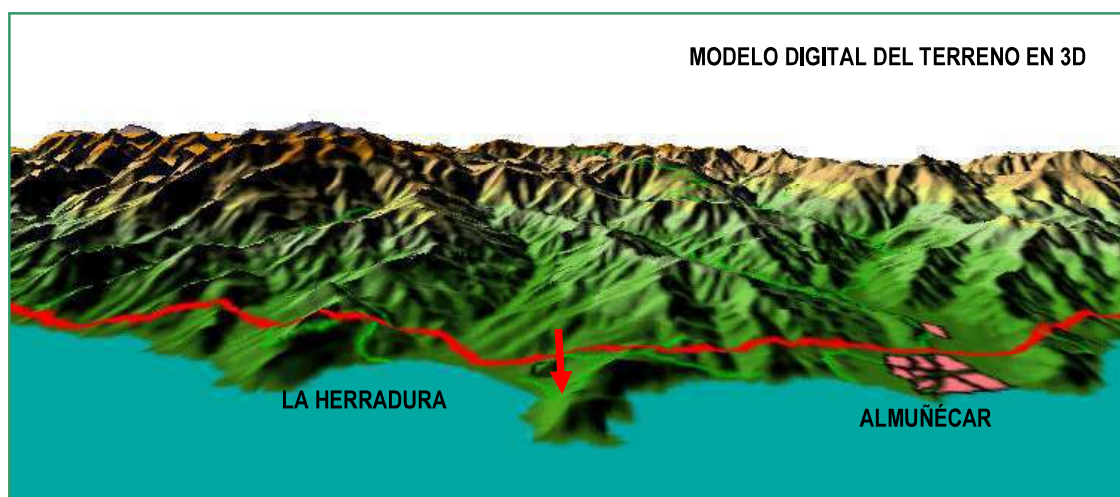




6.5 GEOMORFOLOGÍA

Señalar el afecto modelar de la red fluvial sobre la zona, responsable tanto de la formación de los distintos niveles de terraza como de su posterior modelado, modelado que se ve complementado por la acción antrópica, principalmente de tipo agrícola.

En el mapa siguiente, se ofrece un modelo digital del terreno en 3D, donde se puede corroborar, lo anteriormente explicado.



6.6 HIDROGEOLOGÍA Y NIVEL FREÁTICO

La formación de interés hidrogeológico por excelencia es el Cuaternario aluvial y las zonas de deltas, como la del Guadalfeo, nutridos sus acuíferos con las aguas subálveas de ríos con amplias cuencas de recepción.

Así el Río Guadalfeo, el Río Verde y el Río Jate son los que tienen en su cauce un buen número de pozos, algunos de ellos en caudales importantes. Concretamente en el Guadalfeo y en la zona del Azud de Vélez, hay importantes captaciones de aguas subálveas, de manera que el aprovechamiento es completo.

Otro importante acuífero se sitúa en el contacto de mármoles y micasquitos subyacentes, de manera que en las áreas en que la estructura es favorable hay manantiales de cierta importancia.





Así ocurre con la cabecera del Río de La Miel, el único con caudal aún en pleno verano. El contacto entre los mármoles y los micasquistos con clorita y biotita tiene pendiente hacia el E, desde el Pico del Cielo y alto de la Cuesta del Espartal. Todas estas calizas quedan prácticamente selladas por los micasquistos y el klippe del Rescate, de manera que las aguas, recogidas y almacenadas en los mármoles fracturados y karstificados, surgen en diversos puntos hacia el Este.

Algo semejante ocurre en las cabeceras de los ríos Jate y Verde, ya que ambos nacen en los extensos afloramientos de mármoles del NW de la Hoja. También en estos casos la estructura favorece la migración de las aguas subterráneas hacia las zonas en que se observan las surgencias naturales.

En estos casos y, en menor escala, en el Río de La Miel, las aguas de los ríos de corto curso se filtran en el período de estiaje en su propio aluvial. Es de este manto freático de donde son alumbrados caudales de cierta importancia en bastantes números de pozos.

Manantiales de pequeño caudal existen en gran número, aunque su importancia es muy limitada. Suelen jalonar los grandes afloramientos de calizas y mármoles y en muchos casos aprovechan los contactos de alguno de los cuaternarios cementados.

En la fecha de realización del estudio de campo (Noviembre 2025) no se ha encontrado el nivel freático a una profundidad de 18 metros. Según la geomorfología de la zona, la cota del nivel freático está suficientemente profunda para no afectar a la obra proyectada.

Los materiales estudiados son de permeabilidad (10^{-9} a 10^{-13}) y de transmisividad bajas a muy bajas (poco permeables-impermeables). Pueden tener flujos de agua esporádicos asociados a zona de fractura o entres estratos de los esquistos. Pero se trata de flujos durante periodos lluviosos y esporádicos. Esta presencia de agua puede ocasionar inestabilidad en la roca esquisto por ser una roca laminar y con alto grado de meteorización.

Se debe tener en cuenta que el nivel freático no se trata de un nivel estable, sino que puede sufrir continuas variaciones por épocas, decrecidas o estiajes, bombeos en pozos cercanos, así como por la frecuencia de precipitaciones en las diferentes estaciones.



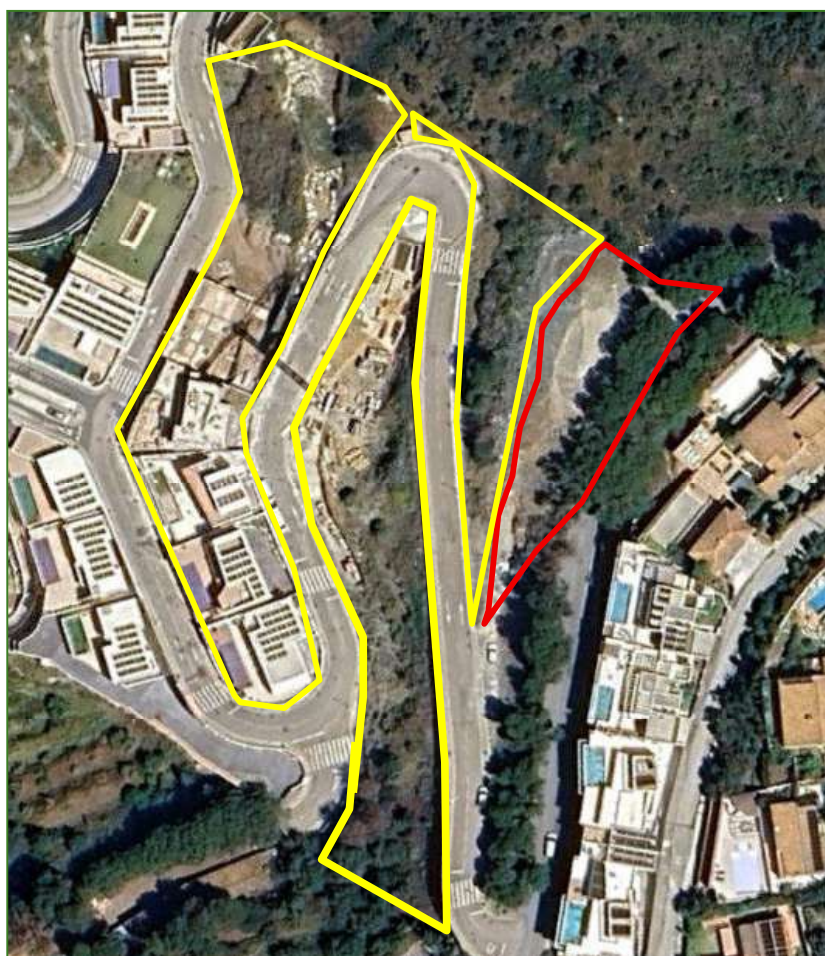


7 PERFIL LITOLÓGICO DEL TERRENO

En profundidad, el perfil litológico con respecto a la cota actual del terreno es el siguiente:

Todo el terreno de la zona es roca esquisto con un grado de fracturación y meteorización variable que hace que aflore como grava compacta. Puede haber algunos puntos donde la roca este más sana y masiva, pero en general se trata de roca fracturada, que al excavarla o perforarla se obtiene como un suelo.

En una única zona se ha detectado relleno natural de terreno esquisto de la zona o terreno de pie de monte en un estado suelto y de baja capacidad portante. Tiene un espesor de 6,3 m de altura y comienza a cota de la carretera principal de acceso a la Punta de la Mona. En la siguiente foto se indican las zonas de terreno natural y relleno. Zona de relleno en rojo y zona de terreno natural esquisto en amarillo.



Clasificación de zonas de terreno natural y relleno





Se aportan perfiles del terreno en la zona de estudio.



Detalle de los perfiles de estudio en la parcela



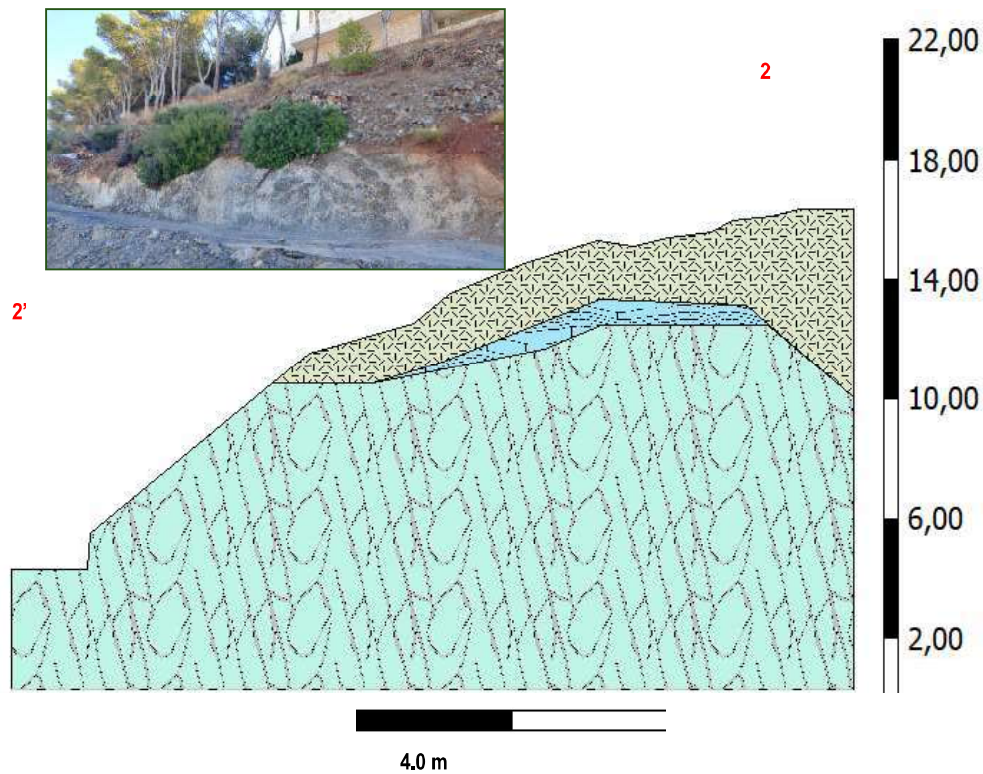
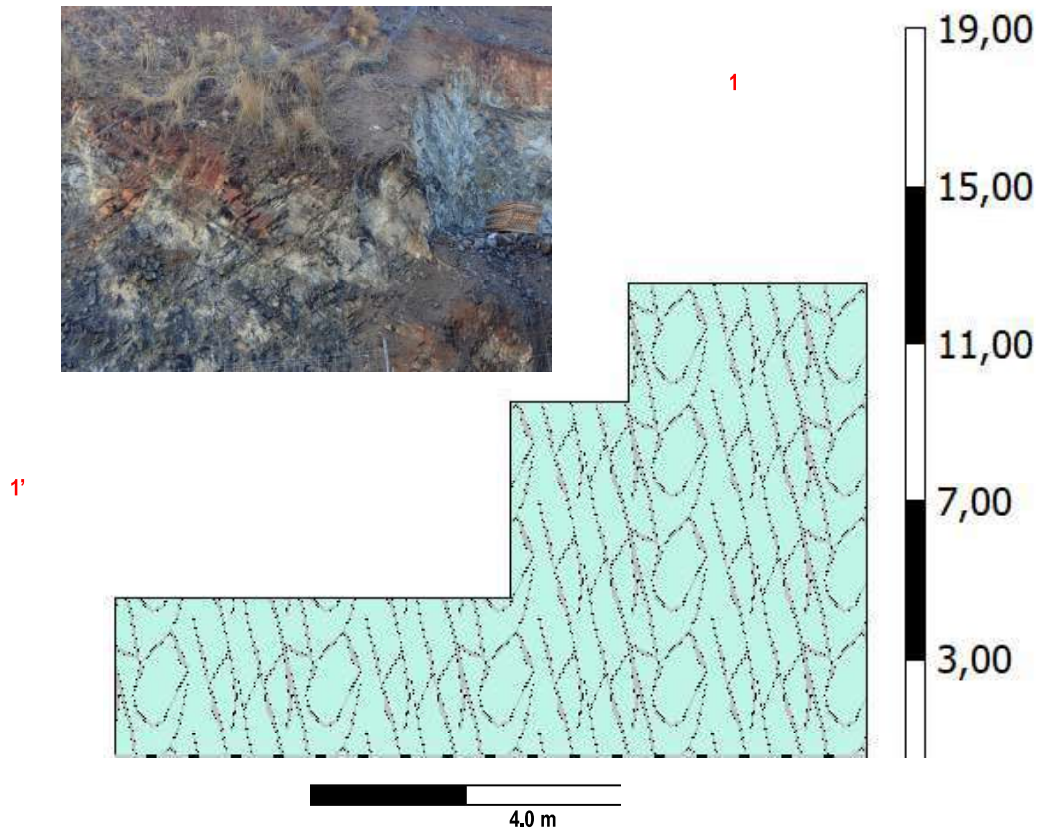


Peticionario: Altamira Propiedades S,L/Cumbrevisión S,L

Página 23 de 92

Obra: Almuñécar (Granada) Punta la Mona, parcelas R1,T1 y H1

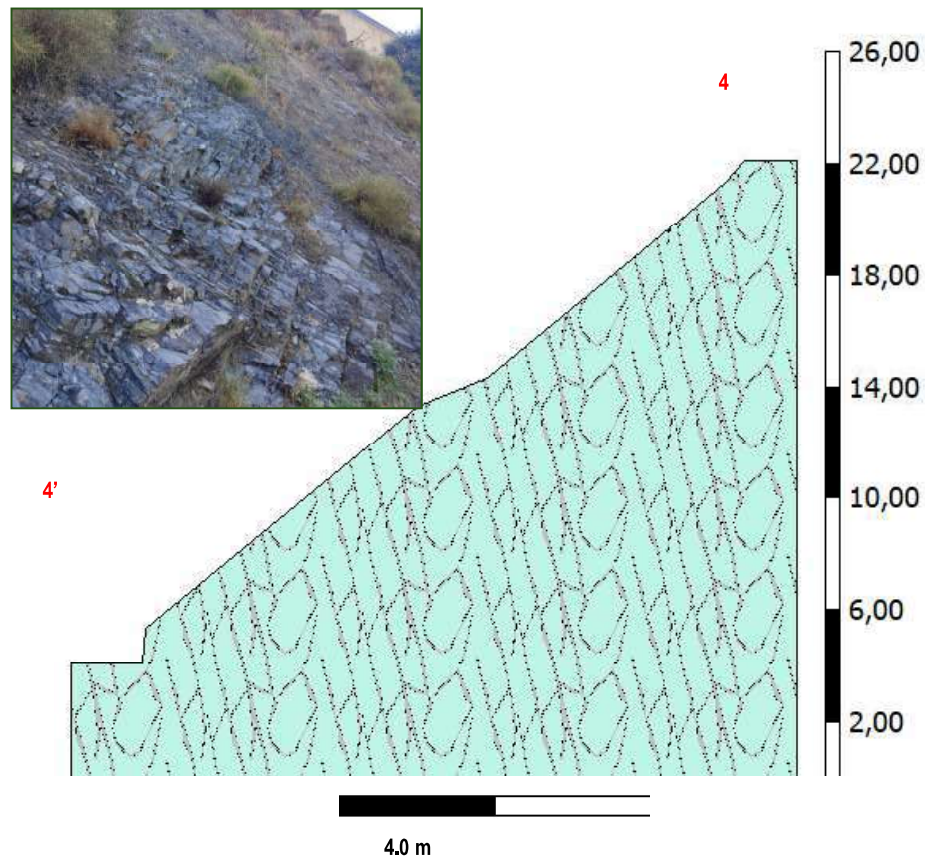
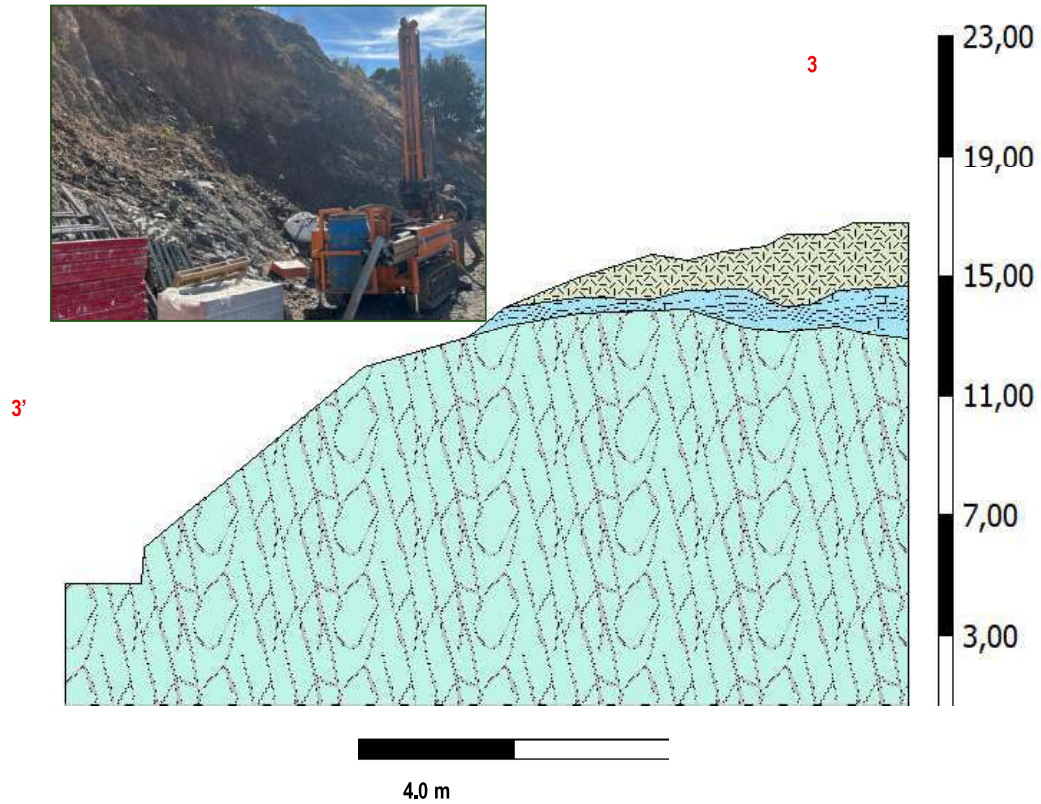
Trabajo Nº 25-3441



Entecsa Granada, S.L. Tel/Fax: 958 57 44 69 / 958 57 42 90

E-mail: info@entecsagranada.com - www.entecsagranada.com







Relleno de terreno de la zona o terreno de pie de monte en estado muy suelto.



Roca esquisto fracturada y meteorizada, estado menos rocoso y más de suelo



Roca esquisto menos meteorizada y fracturada.

8 PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DE LOS MATERIALES

Para determinar las características geotécnicas y conocer la naturaleza y el estado del terreno, a parte de los trabajos de campo, son necesarios los ensayos de laboratorio.

Se han tomado muestras representativas de cada tipo de material con el objeto de determinar sus características geotécnicas (los resultados pueden consultarse en el anejo de ensayos).

A continuación, se describen las características geotécnicas de los materiales que aparecen:

- Estrato de grava con arena procedente de roca esquisto





8.1 ESTRATO DE GRAVA CON ARENA PROCEDENTE DE ROCA ESQUISTO

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS				
Humedad (w) (%)	De 5 a 7 %			
Porosidad (n) (%)	1-10% para roca metamórfica fracturada			
Densidad del terreno (kN/m³)	Densidad aparente (γ)	Densidad seca (γ _d) (γ _d = [(γ /100+w)100]	Densidad saturada (γ _{sat}) (γ _{sat} =γ _d +n γ _w)	Densidad sumergida (γ') (γ' = γ _{sat} - γ _w)
	22-23	20.9-21.9	22.9	12.9
Límites de Atterberg (%)	L. Líquido (w _p)		L. Plástico (w _L)	I. Plasticidad (I _p)
	No plástico			
Coeficiente de permeabilidad (K)	10 ⁻⁹ a 10 ⁻¹³ m/s (*)			
Hinchamiento Lambe	Nulo			
Cambio Potencial de Volumen (ICPV)	Nulo			
Presión de hinchamiento	Sin presión de hinchamiento.			
Expansividad	No expansivo			
Colapsabilidad	Nula			
Cohesión (c)	19.6 a 29.4 kPa propia de roca esquisto			
Angulo rozamiento interno (φ)	36-38°			
Módulo de deformación (E ₀)	1000-5000 MN/m² (*)			
Coeficiente de Balasto (K _{sp30})	1000-3000 MN/m³* (placa de 30 * 30) (*) (**)			
Coeficiente de Poisson	0,30			
Ensayos Resistencia Dinámica	N ₂₀ D.P.S.H. (Rp)		N ₃₀ S.P.T. (Rp)	
	Rechazo		Rehazo	
Compresión simple (q _u)	Muestras no aptas para ensayo (fracturado)			
Compacidad	Compacto-denso			
Clasificación del Suelo	SUCS	HRB		NTE
	GM	A-1-a		Granular, tipo I
Ripabilidad	Excavable con medios convencionales			
PARÁMETROS QUÍMICOS				
Contenido en SO ₄ ⁼	600-700 mg SO ₄ ⁼ por kg de suelo seco			
Acidez Baumann-Gully	12-15 ml NaOH ⁺ por kg de suelo seco			
Contenido Materia Orgánica	0.69-0.73 %			

(*)→ Valor estimado por experiencia en materiales similares analizados en infinidad de ocasiones y por correlación con fórmulas recogidas en el Documento Básico SE-Cimientos.

(**) Ver Apartado 8.3 para estimación del Módulo de Balasto (k_{sB}).





9 EXPANSIVIDAD

La expansividad es un fenómeno que se produce por la configuración estructural de algunos minerales que componen la arcilla, los cuales poseen la capacidad de absorber moléculas de agua entre las láminas estructurales, con lo cual se produce un hinchamiento, y consecuentemente, un aumento de volumen.

El incremento del contenido en agua se debe a una disminución de la succión, ya que las presiones efectivas permanecen constantes. Dicho aumento de volumen tiene una componente debida a la relajación de los esfuerzos intergranulares al aumentar el grado de saturación.

Para la caracterización de la expansividad de un suelo se siguen dos vías de análisis.

- ❑ Análisis semidirectos o semicuantitativos: Se basan en la aportación de un método numérico y manejable que se obtiene básicamente de la realización del ensayo de Hinchamiento Lambe. Este dato numérico recibe la denominación de índice, y da una idea de la expansividad que presenta un suelo, por lo que se trata de una medida relativa de la expansividad.
- ❑ Análisis directos o cuantitativos: Se trata básicamente de la realización de ensayos edométricos que permiten la obtención de un valor de hinchamiento ante deformación vertical nula ante la inundación. Estos tipos de ensayos son Hinchamiento Libre y Presión de Hinchamiento, siendo más empleado éste último, ya que proporciona un valor de presión, en este caso vertical, necesario para mantener sin cambio de volumen, una probeta confinada lateralmente cuando ésta se inunda de agua.

Es importante considerar que la expansividad es un fenómeno que se limita a una franja superficial de suelo denominada “capa activa”, y esto se explica porque la humedad de un suelo fluctúa más cuanto más próxima se encuentre a la superficie topográfica, es decir, es esta franja donde existe mayor susceptibilidad de que se produzcan variaciones de humedad que produzcan hinchamiento. Su espesor varía en función de la climatología del lugar, siendo en Andalucía de alrededor de 2.50 - 3.00 m.

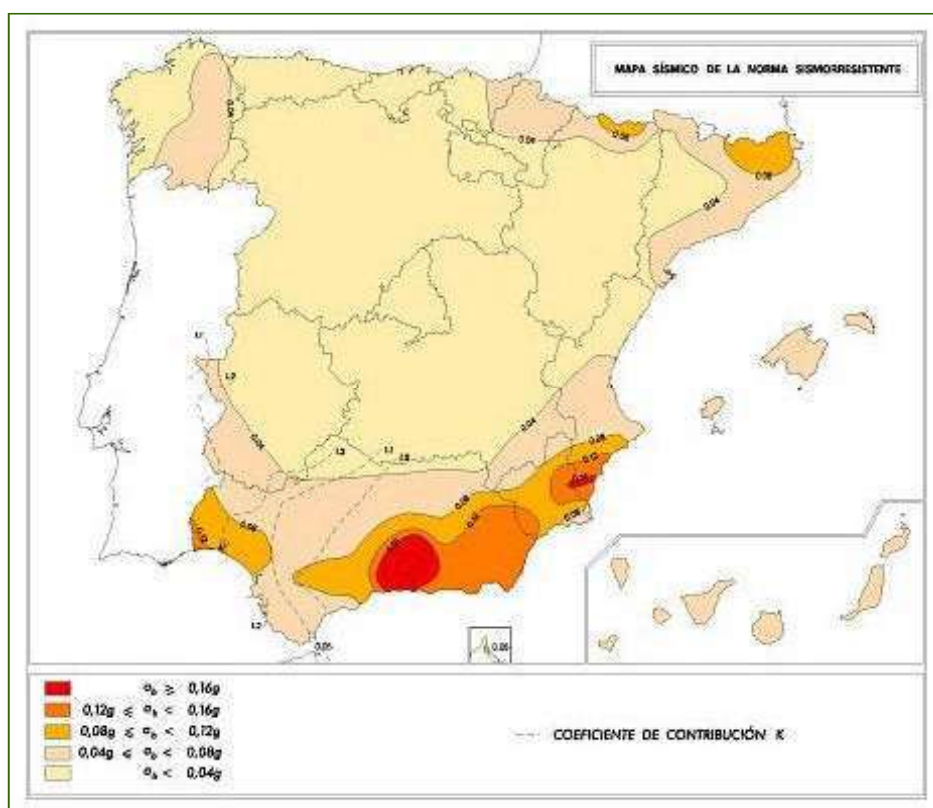
En el caso que nos ocupa, y puesto que se trata de un suelo granular (grava y arena), no existe riesgo alguno de que produzcan fenómenos de expansividad.



10 SISMICIDAD

El territorio nacional se encuentra dividido en cinco zonas sísmicas en función de su grado de peligrosidad:

- ❑ Con aceleración sísmica de $a_b < 0,04$ g.
- ❑ Con aceleración sísmica de $0,04g \leq a_b < 0,08g$.
- ❑ Con aceleración sísmica de $0,08g \leq a_b < 0,12g$.
- ❑ Con aceleración sísmica de $0,12g \leq a_b < 0,16g$.
- ❑ Con aceleración sísmica de $0,16g \leq a_b$.



La aceleración sísmica viene definida por la expresión: $a = \rho \times a_b$, siendo ρ =coeficiente de riesgo en función del periodo de vida con el que se proyecta la construcción.

Este mapa proporciona información acerca de:

- ❑ La aceleración sísmica básica: a_b .
- ❑ Aceleración horizontal de la superficie de un terreno para un periodo de retorno de 500 años.
- ❑ Coeficiente de contribución K.





Dado que el área donde se ubica la zona de estudio es de peligrosidad sísmica potencial, caracterizada por tener una aceleración sísmica $a_b \geq 0,16$, según la Norma de Construcción Sismorresistente: parte general y edificación (NCSE-02) será necesario tomar en consideración medidas contra los efectos sísmicos en las estructuras de la edificación.

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

❑ Importancia de las construcciones

Las construcciones se clasifican de acuerdo con el uso a que se destinan. En este caso, se considera que la 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: $a_b = 0,16 \text{ g}$.

❑ 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, se estima un periodo de vida de $t = 50$ años y coeficiente de riesgo $\rho = 1,00$.

❑ Tipo de terreno

El terreno se clasifica según su naturaleza, su compacidad y su consistencia. Se consideran los 30 m de terreno situados por debajo de la cimentación. Este terreno se clasifica de tipo II y tipo I según grado de fracturación y meteorización que se ha observado en la roca esquisto. Por tanto, consideraremos dos tipos de terreno en función de cómo aflore el esquisto.

❑ Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales (v_s)

Depende del tipo de terreno existente. En el caso que nos ocupa se trata de un terreno tipo II y tipo I de modo que la velocidad de propagación de las ondas es de $750 \text{ m/s} \geq v_s > 400 \text{ m/s}$ y $v_s > 750 \text{ m/s}$ respectivamente.





□ Coeficiente de suelo (C)

Coeficiente que también depende del tipo de terreno existente. Para un terreno de tipo II: $C = 1,3$. Para un terreno tipo I: $C = 1,0$

Cuando se trata de un terreno estratificado, como ocurre en este caso, para obtener el coeficiente del terreno medio se habrá de realizar una ponderación entre los coeficientes de cada uno de los estratos, en función de su espesor (e). Para ello, se aplica la expresión siguiente:

$$C = \sum (C_i \cdot e_i) / 30.$$

Así pues, tenemos un único terreno en toda la zona formado por esquisto, pero con un grado de meteorización y fracturación variable que hace que sea terreno de tipo I y de tipo II. Por tanto, vamos a establecer un valor medio de cada terreno y obtener un coeficiente medio del terreno que considere el esquisto en diferentes condiciones.

ESTRATO	CARACTERÍSTICAS	TIPO DE TERRENO	COEFICIENTE DEL TERRENO	ESPESOR (m)	COEFICIENTE MEDIO DEL TERRENO
Esquisto menos sano más fracturado.	Meteorización II-III, compacto-denso	II	1,3	20	1.2
Esquisto más sano	Meteorización I-II, denso	I	1,0	10	

□ Coeficiente de amplificación del terreno (s):

- Para $\rho \cdot a_b \leq 0.1 \text{ g}$:

$$S = \frac{C}{1,25}$$

- Para $0.1 \text{ g} < \rho \cdot a_b < 0.4 \text{ g}$:

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

- Para $0.4 \text{ g} \leq \rho \cdot a_b$:

$$S = 1,0$$

- Así, en este caso: $S = 0.967$





□ Aceleración sísmica de cálculo (a_c)

Es la aceleración sísmica para utilizar en todos los cálculos. Consiste en el producto de la aceleración sísmica básica (a_b) por el coeficiente de riesgo (r). Para el caso que nos ocupa tenemos:

$$\circ a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 0.967 \cdot 1,00 \cdot 0,16 g = 0,154 g$$

□ 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 esta parcela: $K = 1,0$.

□ Espectro de respuesta elástica.

Esta Norma establece un espectro normalizado de respuesta elástica en la superficie libre del terreno, para aceleraciones horizontales, correspondiente a un oscilador lineal simple con un amortiguamiento de referencia del 5% respecto al crítico.

- T_A, T_B : Períodos característicos del espectro de respuesta, de valores:

$$T_A = K \cdot C/10 = 0.12 s$$

$$T_B = K \cdot C/2.5 = 0.48 s$$

□ Diseño

La NCSE-02 no es sólo una Norma de cálculo, sino que es también una Norma de aspectos de diseño antisísmico, aspecto incluso más importante que el mero cálculo sísmico. La historia sísmica ha demostrado hasta la saciedad que, por mucho cálculo dinámico que se efectúe, si el diseño es erróneo, el edificio tendrá muy altas posibilidades de sufrir daños durante un terremoto. Por ello es fundamental el correcto diseño de nuestra construcción. Hagamos un breve recorrido por las principales necesidades de diseño a considerar:

- Forma del edificio (art. 4.2.1): Debemos buscar formas en planta y alzado lo más simétricas y regulares posibles, tratando de conseguir en el edificio, elementos resistentes y arriostramientos, 2 ejes de simetría ortogonales. En el caso de edificios asimétricos, debemos intentar separarlos en bloques simétricos mediante juntas de dilatación.





- Disposición de elementos estructurales (art. 4.2.3): Debemos procurar una distribución uniforme de rigidez en planta y variación gradual de la misma en altura. Nunca deben existir cambios bruscos de rigidez. Debemos extremar las precauciones en las plantas diáfanas (plantas blandas), con un correcto diseño de la tabiquería del resto de plantas, con el fin de mitigar el efecto de cambio de rigidez existente. Estas plantas diáfanas tienden a colapsar durante un terremoto, siendo las causantes de una fracción importante de las víctimas. Si existen elementos de arriostramiento horizontal, como puede ser el caso de pantallas, triangulaciones, etc, deben colocarse preferentemente en dos direcciones ortogonales, simétricas y en el perímetro exterior de la planta.

Si existen núcleos, es fundamental que los mismos estén en planta en una posición centrada. Se debe intentar que los ejes de vigas sean coincidentes con los ejes de los pilares. Se evitarán, en la medida de lo posible, que existan pilares o vigas apeados. Cuando esto no sea posible se debe realizar un cálculo específico, considerando acciones sísmicas verticales.

- Elementos no estructurales (art. 4.2.4): Como ya hemos comentado, es importante evitar que elementos no estructurales, como pueden ser las tabiquerías, introduzcan comportamientos anómalos en la estructura. Se debe estudiar de manera específica la resistencia de las vías generales de evacuación, sobre todo los núcleos verticales de comunicación, como pueden ser escaleras. Todas las juntas de dilatación y de separación con colindantes deben tener un tamaño superior al desplazamiento horizontal máximo previsto con un mínimo de 3 cm, con el fin de evitar choques entre edificios. Las conducciones generales no deben atravesar estas juntas, salvo que se dispongan dispositivos específicos, como pueden ser dilatadores, etc.
- Cimentación (art. 4.3): No se deben emplear tipologías de cimentaciones superficiales y profundas de forma simultánea, dispuesta sobre un terreno de características homogéneas. En caso contrario se puede recurrir a juntas constructivas que separen estas zonas. En el caso de terrenos arenosos se debe analizar específicamente la posibilidad de licuefacción, en caso de que sea probable se deben evitar las cimentaciones superficiales, llevando pilotajes a estratos no colapsables, suficientemente profundos. Se deben atar las cimentaciones horizontalmente, mediante vigas de atado en dos direcciones, que pueden ser sustituidas por forjados o soleras.





- Estructuras de fábrica (art. 4.4): Los forjados se deben encadenar a muros portantes según la norma NBE-FL-90. En el caso de viguetas sueltas (madera o metálicas) deben encadenarse en su plano, solidarizando entregas conexiones de viguetas al muro.
- Estructuras de hormigón (art. 4.5): Como norma general, el coeficiente de seguridad de los pilares debe ser superior al de las vigas. De forma análoga, el coeficiente de seguridad a cortante debe ser superior al de flexión.

11 AGRESIVIDAD QUÍMICA FRENTE AL HORMIGÓN

El tipo de ambiente al que estará sometida la futura construcción viene definido por un conjunto de condiciones físicas y químicas a las que se encontrará expuesto, y que podrían llegar su degradación como consecuencia de los efectos de las cargas y solicitaciones consideradas en el análisis estructural.

A los efectos del Código Estructural, se definen como clase de exposición relativas al hormigón estructural (Tabla 27.1.a), en lo que se refiere a carbonatación, corrosión por cloruros de origen marino y no marino, ataque hielo/deshielo, erosión y ataque químico.

En lo que incumbe al presente estudio geotécnico en cuanto al ataque químico al que pueda estar sometido los elementos estructurales por parte del terreno natural y del agua (freática, industrial, residual, etc), los resultados analíticos de las muestras obtenidas serán comparados con los niveles de referencia de la tabla 27.1.b del Código Estructural para determinar el tipo de exposición.

A continuación, se muestra una tabla con los resultados de los análisis realizados.

SUELO					
Denominación de la muestra	Parámetro		Tipo de exposición		
	Grado de Acidez Baumann-Gully (ml NaOH * Kg suelo seco)	Contenido en ión sulfato (mg SO ₄ ²⁻ * Kg suelo seco)	XA1	XA2	XA3
			Ataque débil	Ataque medio	Ataque fuerte
25-3441-GEO-TNA-SON1-M1	15	< 600	> 200	(*)	(*)
253441-GEO-TNA-SON2-M1	12	< 700	2000 - 3000	3000 - 12000	> 12000

(*) Estas condiciones no se dan en la práctica en caso del grado de acidez Baumann-Gully





Así pues, de los análisis químicos realizados a las muestras de suelo, se desprende que no será necesario el empleo de cementos sulforresistentes que protejan al hormigón de la agresividad del terreno, ya que el valor resultante de contenido en sulfatos es inferior al máximo (3000 mg SO₄²⁻ * Kg suelo seco) marcado por el Código Estructural. De la misma forma, los resultados analíticos del grado de acidez Baumann-Gully se encuentran muy por debajo del límite marcado por dicho Código.

Por tanto, no existe riesgo por ataque químico en base a los valores de los parámetros analizados según tabla 27.1.b del Código estructural.

Los cementos recomendados, en función de la clase de exposición que componen el ambiente en el que va a estar ubicado el elemento estructural, son los indicados en la tabla A6.5:

EXPOSICIÓN	TIPO DE PROCESO (agresividad debida a)	CEMENTOS RECOMENDADOS
X0	Ninguno	Todas las recomendadas según la aplicación prevista
XC	Corrosión de las armaduras de origen diferente de los cloruros	CEM II (preferentemente CEM II/A), CEM III/A, CEM IV/A.
XS*	Corrosión de las armaduras por cloruros de origen marino	Muy adecuadas las cementas CEM II/S, CEM II/V (preferentemente las CEM II/B-V), CEM II/P (preferentemente las CEM II/B-P), CEM II/A-D, CEM III, CEM IV (preferentemente las CEM IV/A) y CEM V/A.
XD	Corrosión de las armaduras por cloruros de origen no marino	Preferentemente, las CEM I y CEM II/A y, además, las mismas que para la clase de exposición XS
XA**	Ataque al hormigón par sulfatos	Las mismas que para la exposición XS
XA	Lixiviación del hormigón por aguas puras, ácidas, o con CO ₂ agresivo	Los cementos comunes de las tipas CEM II/P, CEM II/V, CEM II/A-D, CEM II/S, CEM III, CEM IV y CEM V
-	Reactividad álcali-árido	Cementos de bajo contenido en alcalinos(***) (óxidos de sodio y de potasio) en las que $(Na_2O)_{eq} = Na_2O (\%) + 0,658 K_2O (\%) < 0,60.$

- ❑ (*) En esta clase de exposición es necesaria el empleo de cementos que cumplan las prescripciones relativas a la característica adicional de resistencia al agua de mar (MR)
- ❑ (**) En el caso de las clases XA2 a XA3 es necesario el empleo de cementos que cumplan las prescripciones relativas a la característica adicional de resistencia a los sulfatos (SR a SRC), tal y como establece el articulado del Código. En los casos en que el elemento esté en contacto con agua de mar será únicamente necesario que cumplan las prescripciones relativas a la característica adicional de resistencia al agua de mar (MR).
- ❑ (***) Son especialmente recomendables los cementos citados en la tabla A6.2 para hormigones con áridos potencialmente reactivos (que deberán cumplir igualmente el requisito de bajo contenido en alcalinos).





Está expresamente prohibido el almacenamiento en el mismo silo o la mezcla de cementos de diferentes tipos, clases de resistencia o fabricantes en la elaboración del hormigón, ya que se perdería la trazabilidad y las garantías del producto.

12 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

Cuando se habla de cimentaciones se habla también de la parte más importante de una construcción y a la cual no debe ahorrarse ni materiales ni cuidados, pues a su deficiencia se deben siempre las grietas producidas al recibir una cimentación una carga superior a su capacidad resistente. Es un grave error reducir, por economía, las dimensiones, calidad y proporciones de los materiales a emplear en las fundaciones por cuanto será muy costoso pretender subsanar los defectos originados por estas deficiencias, lo cual no se logrará sin recurrir al refuerzo de los cimientos contruidos defectuosamente, con el consiguiente incremento del costo original de la estructura.

La función de una cimentación ante un sismo es brindar al edificio una base rígida y capaz de transmitir al suelo las acciones que se generan por la interacción entre los movimientos del suelo y de la estructura, sin que se produzcan fallas o deformaciones excesivas en el terreno.

De una cimentación correcta depende el éxito de una estructura. La cimentación de un edificio debe cumplir con:

- ❑ Transmitir al terreno las cargas estáticas.
- ❑ Transmitir las cargas dinámicas.
- ❑ Dimensiones ajustadas a la capacidad de resistencia del suelo en el tiempo.
- ❑ Que los asentamientos no superen los límites admisibles.
- ❑ Prevenir los asentamientos por sobreconsolidación.
- ❑ Prevenir la licuefacción del suelo en caso de sismos.
- ❑ Trabajar en conjunto, limitando los desplazamientos diferenciales, horizontales y verticales, entre los apoyos.

Una cimentación directa es aquella que reparte las cargas de la estructura en un plano de apoyo horizontal (véase Figura 4.1). Las cimentaciones directas se emplearán para transmitir al terreno las cargas de uno o



varios pilares de la estructura, de los muros de carga o de contención de tierras en los sótanos, de los forjados o de toda la estructura. Cuando las condiciones lo permitan se emplearán cimentaciones directas

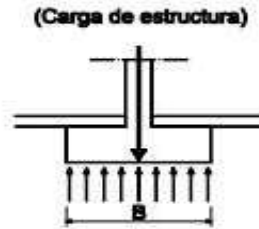


Figura 4.1. Cimiento directo

Los criterios seguidos para la elección del tipo de cimentación son varios, destacando la tabla del bulbo de presiones, donde se ve la evolución de la carga producida en superficie frente a la presión admisible del terreno, la determinación empírica de los asentos esperados (*apartado 10.1.3*) y de los asentos diferenciales, y los resultados de ensayos de laboratorio y de campo. También se considera el aspecto económico y técnico a la hora de recomendar el tipo de cimentación más adecuado.

Los tipos principales de cimientos directos y su utilización más usual se recogen en la tabla 4.1. Figura 4.2.

Tabla 4.1. Tipos de cimientos directos y su utilización más usual

Tipo de cimiento directo	Elementos estructurales más usuales a los que sirven de cimentación
Zapata aislada	Pilar aislado, interior, medianero o de esquina
Zapata combinada	2 ó más pilares contiguos
Zapata corrida	Alineaciones de 3 o más pilares o muros
Pozo de cimentación	Pilar aislado
Emparrillado	Conjunto de pilares y muros distribuidos, en general, en retícula.
Losa	Conjunto de pilares y muros

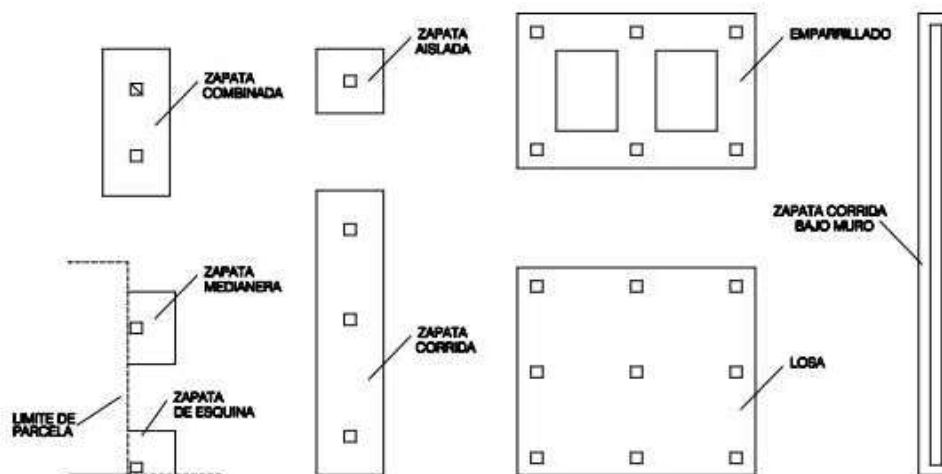


Figura 4.2. Tipos de cimentaciones directas





A continuación, analizamos los tipos de cimentación que, según nuestro criterio, y después de haber realizado el pertinente trabajo de campo y de laboratorio, se ajusta más a las características del terreno analizado:

El terreno en las parcelas de estudio es roca esquisto con un grado de meteorización variable, pero en los puntos de cota de cimentación aflora en forma de grava con arena y roca sana y no se detecta meteorización en forma de suelo (saprolito), tipo IV-V. Por tanto, es un terreno compacto-denso de buenas características. En base a ello se admiten los tipos de cimentación más comunes como zapatas y losa, pero con elección de losa en sistemas de cimentación escalonada a lo largo de una zona con pendiente, para garantizar mayor estabilidad. Se comentan a continuación:

CIMENTACIÓN EN ZONA LLANA SIN PENDIENTES NI OBRA ESCALONADA:

El proceso de cimentación en zona llana sin pendiente delante de la parcela y sin cimentación escalonada, se puede llevar a cabo mediante zapatas con vigas de atado, zapatas corridas o bien losa de hormigón armado.

El proceso constructivo es el siguiente:

- 1) Rebaje del terreno hasta cota de cimentación prevista, formada por roca esquisto que en este caso aflora directamente en superficie en prácticamente toda la zona edificable.**
- 2) Depósito de una capa de hormigón de limpieza para homogeneizar la superficie, evitar irregularidades y rellenar huecos, fracturas o grietas en la roca.**
- 3) Por último, se llevará a cabo la cimentación mediante zapatas o losa con una dimensión según estimación de la dirección facultativa en función de sus necesidades constructivas y los parámetros geotécnicos aportados en este informe.**

En la siguiente tabla se aporta la presión de diseño para zapatas para diferentes anchos de zapata y asiento producido en el terreno. Basta con elegir la presión de diseño para el ancho de cimentación y máximo asiento que se estimen.





ASIENTO (S_d) (mm)	P_{adm} máxima (kPa) CIMENTACIÓN POR ZAPATAS O PEQUEÑAS LOSAS						
	ANCHO (B) (m)						
	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
10	190,03	178,54	164,03	144,31	126,80	118,80	114,22
15	285,05	267,81	246,04	216,47	190,20	178,20	171,33
20	380,06	357,08	328,05	288,63	253,61	237,59	228,43
25	475,08	446,35	410,07	360,78	317,01	296,99	285,54

CIMENTACIÓN EN ZONA CON PENDIENTE U OBRA CON SISTEMA ESCALONADO:

En el caso de cimentación en ladera o con sistema escalonado a lo largo de un talud, se recomienda directamente losa de cimentación para garantizar un asiento homogéneo y un reparto de carga que favorezca la estabilidad. La losa además favorecerá la estabilidad frente a riesgo de movimiento del talud. En este caso, además deberán de seguirse las recomendaciones que se indique en el apartado de análisis de estabilidad de este estudio, para evitar movimiento de la zona.

El proceso constructivo es el siguiente:

- 1) Rebaje del terreno hasta cota de cimentación prevista, formada por roca esquisto que en este caso aflora directamente en superficie en prácticamente toda la zona edificable.
- 2) Depósito de una capa de hormigón de limpieza para homogeneizar la superficie, evitar irregularidades y rellenar huecos, fracturas o grietas en la roca.
- 3) Por último, se llevará a cabo la cimentación mediante losa con una dimensión según estimación de la dirección facultativa en función de sus necesidades constructivas y los parámetros geotécnicos aportados en este informe.

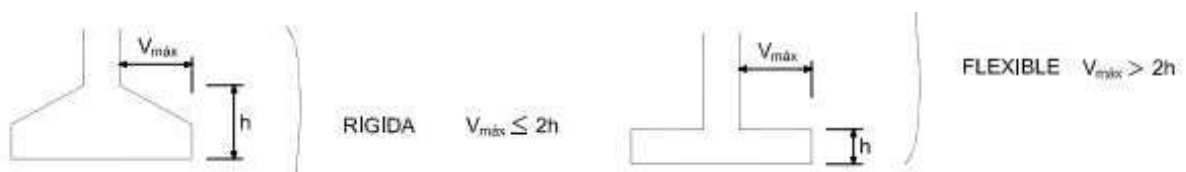
En la siguiente tabla se aporta la presión de diseño para zapatas para diferentes anchos de zapata y asiento producido en el terreno. Basta con elegir la presión de diseño para el ancho de cimentación y máximo asiento que se estimen.

ASIENTO (S_d) (mm)	P_{adm} (kPa) CIMENTACIÓN POR LOSA						
	ANCHO (B) (m)						
	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	15,0
10	114,22	111,25	109,18	107,65	106,47	105,53	102,78
15	171,33	166,88	165,65	161,47	159,70	158,30	154,16
20	228,43	222,51	220,87	215,30	212,94	211,07	205,55
25	285,54	278,13	276,08	269,12	266,17	263,84	256,94
30	342,65	333,76	331,30	322,94	319,41	316,60	308,33
35	399,76	389,39	386,52	376,77	372,64	369,37	359,72
40	456,87	445,02	441,74	430,59	425,88	422,14	411,10
50	571,09	556,27	552,17	538,24	532,35	527,67	513,88



Usos y características de cimentación por zapatas con vigas de atado.

- ❑ Cuando el terreno sea firme y competente, se pueda cimentar con una presión media alta y se esperen asientos pequeños o moderados.
- ❑ En general, las zapatas interiores serán de planta cuadrada, tanto por su facilidad constructiva como por la sencillez del modo estructural de trabajo. Podrá convenir diseñar zapatas con otra forma, en los siguientes casos:
 - las separaciones entre crujías sean diferentes en dos sentidos perpendiculares;
 - existan momentos flectores en una dirección;
 - los pilares sean de sección rectangular;
 - se haya de cimentar dos pilares contiguos separados por una junta de dilatación;
 - casos especiales de difícil geometría.
- ❑ Si los condicionantes geométricos lo permiten, las zapatas de medianería serán de planta rectangular, preferentemente con una mayor dimensión paralela a la medianería, y las de esquina de planta cuadrada.
- ❑ Las zapatas quedarán unidas entre sí mediante vigas de atado o soleras, que tendrán como objeto principal evitar desplazamientos laterales. En especial se tendrá en cuenta la necesidad de atado de zapatas en aquellos casos prescritos en la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE vigente.
- ❑ Es importante el atado de las zapatas en especial las fuertemente excéntricas como son las de medianería y esquina, a otras zapatas contiguas mediante vigas centradoras para resistir momentos aplicados por muros o pilares, o para redistribuir cargas y presiones sobre el terreno.
- ❑ En el caso de vigas de atado o vigas centradoras hormigonadas directamente sobre el terreno, deben considerarse los posibles esfuerzos derivados del asiento previsto en las zapatas unidas por ellas. En especial no se considera aconsejable recurrir al apoyo directo de las vigas de unión entre zapatas en el caso de cimentar sobre terrenos metaestables (expansivos o colapsables).





Usos y características de cimentación mediante zapata corridas:

- ❑ Cuando la capacidad portante del terreno sea pequeña o moderada, existan varios pilares muy próximos entre sí, o bien las cargas por pilar sean muy elevadas; el dimensionado de los cimientos puede dar lugar a zapatas aisladas muy cercanas, incluso solapadas.
- ❑ Evitarán movimientos o asientos diferenciales excesivos entre varios pilares, ya sea por una variación importante de sus cargas o por posibles heterogeneidades del terreno de cimentación.
- ❑ Evitaran momentos flectores importantes, lo que puede dar lugar a excentricidades grandes por lo se que podrán facilitar que, en su conjunto, la carga total se sitúe relativamente centrada con el centro de gravedad de la zapata.
- ❑ Ocasionalmente podrá resultar conveniente emplear zapatas combinadas de formas irregulares, particularmente de planta trapezial.
- ❑ Se emplearán en el caso de muros de sótano en los que los pilares forman parte del muro sobresaliendo del mismo.

Usos y características de cimentación mediante emparrillado de zapata corridas:

- ❑ Se recomienda porque el terreno presenta baja capacidad de carga y/o elevada deformabilidad, o bien muestre heterogeneidades que hagan prever asientos totales elevados y, consiguientemente, importantes asientos diferenciales.
- ❑ Todos los pilares de la estructura quedarán recogidos en una única cimentación, consistente en zapatas corridas entrecruzadas en malla habitualmente ortogonal. Al quedar así reunidos todos los apoyos de la estructura en una sola cimentación se podrá conseguir una considerable rigidización con el fin de disminuir el problema de la heterogeneidad del terreno impidiendo grandes asientos diferenciales.

Usos y características de cimentación mediante losa:

- ❑ Se recomienda porque el terreno presenta baja capacidad de carga y/o elevada deformabilidad, o bien muestre heterogeneidades que hagan prever asientos totales elevados y, consiguientemente, importantes asientos diferenciales.
- ❑ La losa recogerá los elementos estructurales del edificio y cubrirá el área disponible, dando así lugar a la mínima presión unitaria, pero a la máxima anchura de cimentación.





- ❑ La losa reduce los asientos diferenciales en terrenos heterogéneos, o cuando exista una variabilidad importante de cargas entre apoyos cercanos. El sistema de cimentación por losa tiende a integrar estas heterogeneidades, aunque a cambio de una distribución irregular de las presiones sobre el terreno.
- ❑ Recomendable porque su cota inferior se sitúa por debajo del nivel freático. En estos casos se debe tener en cuenta los posibles empujes ascensionales del agua subálvea (subpresión) y los requisitos de estanquidad necesarios.
- ❑ Permite una homogeneización de los esfuerzos (deformaciones) que produce el terreno sobre la estructura, cuando aquel se deforma por efecto de la carga aplicada en superficie. Con este tipo de cimiento, la profundidad activa se extiende a una distancia mucho mayor y, dentro de la misma, los puntos débiles están distribuidos al azar, de modo que sus efectos sobre el asiento del área cargada se contrarrestan parcialmente unos con otros.

12.1 CONDICIONES CONSTRUCTIVAS

12.2 ZAPATAS

- ❑ Todas las cimentaciones directas sobre zapatas se conciben en la hipótesis de que el suelo situado debajo de las mismas se halle aproximadamente en el mismo estado en que fue encontrado durante las investigaciones realizadas para estudiarlos. Si el suelo contiene bolsas blandas no detectadas por dichos reconocimientos, o si se altera la estructura del suelo durante su excavación, el asiento será mayor y más irregular de lo que se ha supuesto. Si dentro de la zona que pudiera quedar afectada por la zapata se encuentran puntos excepcionalmente blandos, debe proyectarse de nuevo la zapata.
- ❑ Todos los elementos encontrados en el fondo de las excavaciones, tales como rocas, restos de cimentaciones antiguas y, de una manera general, todos los lentejones resistentes susceptibles de formar puntos duros locales, serán retirados y se rebajará lo suficiente el nivel del fondo de la excavación para que las zapatas apoyen en condiciones homogéneas.
- ❑ De la misma manera, todos los lentejones o bolsas más compresibles que el terreno en conjunto serán excavados y sustituidos por un suelo de compresibilidad sensiblemente equivalente a la del suelo general, o por hormigón en masa. El suelo de relleno debe compactarse convenientemente, pues una simple colocación por vertido no puede asegurar el grado de compresibilidad requerido.
- ❑ Las zapatas se hormigonarán a sección de excavación completa, después de la limpieza del fondo, si las paredes de la excavación presentan una cohesión suficiente. En caso contrario, el hormigonado se ejecutará entre encofrados que eviten los desprendimientos.





- ❑ La inclinación de los taludes de separación entre zapatas a diferentes niveles debe ajustarse a las características del terreno. A efectos indicativos y salvo justificación en contra, la línea de unión de los bordes inferiores entre dos zapatas situadas a diferente nivel no debe superar una inclinación 1H:1V en el caso de rocas y suelos duros, debiendo reducirse dicha inclinación a 2H:1V para suelos flojos a medios.

12.3 LOSA

- ❑ Si en el terreno se puede producir sifonamiento (limos, arenas finas, etc.), el agotamiento debe efectuarse desde pozos filtrantes y nunca desde sumideros.
- ❑ Si el terreno está constituido por arcilla, al menos la solera de asiento debe echarse inmediatamente después de terminada la excavación, de la misma manera que se ha indicado para el caso de zapatas. Si esto no puede realizarse, la excavación debe dejarse de 10 a 15 cm por encima de la cota definitiva de cimentación hasta el momento en que todo esté preparado para hormigonar.
- ❑ La excavación que se realiza para losas con cota de cimentación profunda trae aparejado un levantamiento del fondo de la excavación. Si la excavación se efectúa en arena por encima de la capa freática, el levantamiento del fondo es tan pequeño que normalmente puede despreciarse.
- ❑ En una arcilla blanda, puede haber levantamiento del fondo de la excavación que empuje la cimentación. Por tanto, es recomendable el depósito de una capa de bolos de cabeza de perro o grava de grano grueso no compactable para permitir la deformación de la arcilla entre a través de los poros de la grava.
- ❑ Si hay arcilla en contacto con arenas y gravas, el contenido elevado en humedad puede provocar hinchamiento de la arcilla en cuyo caso se tomarán medidas similares al punto 4.
- ❑ Los recubrimientos de las armaduras de la losa serán las especificadas por el Código Estructural.

12.4 GENERALES

- ❑ La excavación debe hacerse con sumo cuidado para que la alteración de las características mecánicas del suelo sea la mínima inevitable y tendrá las dimensiones fijadas en proyecto.
- ❑ La terminación de la excavación en el fondo y las paredes debe tener lugar inmediatamente antes de la colocación de la cimentación, sea cual sea la naturaleza del terreno. Especialmente se tendrá en cuenta en terrenos arcillosos.
- ❑ Se nivelará bien el fondo para que la superficie quede sensiblemente de acuerdo con el proyecto, y se limpiará y apisonará ligeramente.



- ❑ Sobre la superficie de la excavación debe extenderse una capa de hormigón, de regularización, que recibe el nombre de solera de asiento u hormigón de limpieza.
- ❑ La solera de asiento tiene por misión crear una superficie plana y horizontal de apoyo de la cimentación y, en suelos permeables, evitar que penetre la lechada del hormigón estructural en el terreno y queden los áridos de la parte inferior mal recubiertos.
- ❑ El espesor mínimo de la solera de asiento será de 10 cm. El nivel de enrase de la solera de asiento será el previsto en el proyecto.
- ❑ Los sótanos bajo el nivel freático se deben proteger de las filtraciones de agua.
- ❑ Aunque el terreno firme se encuentre muy superficial, es conveniente profundizar de 0,50 a 0,80 m por debajo de la rasante.
- ❑ En el caso de excavaciones para cimentaciones a diferentes niveles, la ejecución de los trabajos debe hacerse de modo que se evite todo deslizamiento de las tierras comprendidas entre los dos niveles distintos.
- ❑ La temperatura mínima de hormigonado será la indicada en el Código Estructural.
- ❑ No debe circularse sobre el hormigón fresco.
- ❑ Deben adoptarse las disposiciones necesarias para asegurar la protección de las cimentaciones contra los aterramientos, durante y después de la ejecución de aquéllas.
- ❑ El recubrimiento mínimo de la armadura se ajustará a las especificaciones del Código Estructural.
- ❑ Las armaduras verticales de los pilares deben penetrar en la cimentación hasta el nivel de la capa inferior de armadura de ésta.
- ❑ Serán de obligado cumplimiento las prescripciones que se recogen en la norma sismorresistente (NCSE-02).
- ❑ En el caso de presencia de aguas de agresividad potencial se tomarán las oportunas medidas. No se permitirá la presencia de sobrecargas cercanas a las cimentaciones, si no se han tenido en cuenta en el proyecto. En todo momento se debe vigilar la presencia de vías de agua, por el posible descarnamiento que puedan dar lugar bajo las cimentaciones. En el caso en que se construyan edificaciones próximas, deben tomarse las oportunas medidas que permitan garantizar el mantenimiento intacto del terreno y de sus propiedades tenso-deformacionales.
- ❑ En edificación cimentada de forma directa no se harán obras nuevas sobre la cimentación que pueda poner en peligro su seguridad.





12.5 COMENTARIOS DEL PERFIL DE TERRENO, ENSAYOS DE CAMPO Y DE LABORATORIO

COMENTARIO PERFIL LITOLÓGICO

El perfil del terreno es todo roca esquisto en forma de grava y roca sana. El esquisto en general muestra una meteorización baja excepto en la zona más alta de la parcela a mayor cota y junto vial de acceso a la punta de Mona, donde hay rellenos y esquisto más meteorizado, pero no se estima apoyo de cimentación en esta zona. Toda la parcela está formada por el esquisto.

COMENTARIO DE LOS ENSAYOS DE CAMPO

Los ensayos de campo muestran todo como terreno rocoso excepto en la zona puntual a mayor cota junto el vial de acceso a la Punta de la Mona. En esta zona de relleno los ensayos SPT aportan valores bajos y en el resto, el golpeo es muy elevado hasta valores de rechazo.

COMENTARIO ENSAYOS DE LABORATORIO

A partir de los ensayos realizados en 5 muestras de terreno en ambos sondeos se ha obtenido que todas las muestras son grava con más o menos cantidad de arena.

Dado que el terreno sobre el cual apoyará la cimentación no posee expansividad, ya que se trata de una grava y arena limosa con cantos, no será necesario la toma de medidas al respecto.

Así pues, de los análisis químicos realizados a las muestras de suelo se desprende que no será necesario el empleo de cementos sulforresistentes que protejan al hormigón de la agresividad del terreno, ya que el valor resultante de contenido en sulfatos es inferior al máximo ($2000 \text{ mg SO}_4^{2-} \cdot \text{Kg suelo seco}$) marcado por el Código Estructural. De la misma forma, los resultados analíticos del grado de acidez Baumann-Gully se encuentran muy por debajo del límite marcado por dicho Código.

Por tanto, el TIPO DE EXPOSICIÓN en cuanto a agresividad química será **X0**





13 PARÁMETROS DE CÁLCULO

13.1 PRESIÓN ADMISIBLE PARA ZAPATAS Y LOSAS EN TERRENOS GRANULARES SEGÚN CTE

En suelos granulares la presión vertical admisible de servicio suele encontrarse limitada por condiciones de asiento, más que por hundimiento. Dada la dificultad en el muestreo de estos suelos, un método tradicional para el diseño de cimentaciones consiste en el empleo de correlaciones empíricas más o menos directas con ensayos de penetración, o con otro tipo de ensayos in situ a su vez correlacionables con el mismo. 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 N_{spt} obtenido en el ensayo SPT. Cuando se realicen ensayos de penetración estáticos o dinámicos continuos se podrá aplicar el método siempre y cuando se utilicen correlaciones bien establecidas con el resultado N_{spt} del ensayo SPT.

a) Para $B^* < 1,2 \text{ m}$

$$q_{adm} = 12N_{SPT} \left(1 + \frac{D}{3B^*} \right) \left(\frac{S_t}{25} \right) \text{ kN/m}^2$$

b) Para $B^* \geq 1,2 \text{ m}$:

$$q_d = 8 N_{SPT} \left[1 + \frac{D}{3B^*} \right] \left(\frac{S_t}{25} \right) \left(\frac{B^* + 0,3}{B^*} \right)^2 \text{ kN/m}^2$$

Siendo:

S_t El asiento total admisible, en mm.

N_{SPT} el 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;

D la profundidad de la cimentación;

El valor:

$$\left[1 + \frac{D}{3B^*} \right]$$

Será menor o igual a 1,3.





Si existe nivel freático donde apoya la cimentación o por encima debe de usarse un proceso constructivo que permita no alterar el terreno para poder usar la fórmula descrita.

Las fórmulas anteriores se considerarán aplicables para cimentaciones superficiales de hasta 5 m de ancho real (B). Para anchuras superiores a 5 m deben siempre comprobarse los asientos para proceder a su validez.

Deben comprobarse que no hay asientos elevados por cargas próximas y suelos poco firmes a mayor cota de 2B.

Si hay flujo de agua en el entorno de la cimentación superficial se requerirá de un estudio específico de la solución a adoptar.

Se ha estimado la presión de diseño con el método y formulación descrita porque consideramos el terreno como una grava compacta-densa y no como una roca masiva debido a su grado de fracturación y meteorización variable. En base a ello se obtiene los siguientes valores de presión de diseño a partir de los resultados de los ensayos de campo.

13.2 ESTIMACIÓN DE PRESIÓN DE DISEÑO PARA ZAPATA

Se estima la presión de diseño para diferentes anchos de zapata y asiento producido en el terreno. Se tomará la presión de diseño para el ancho de zapata elegido y el asiento máximo deseado. El valor es de asiento el máximo que se estima para esa carga sin significar que necesariamente se alcance.

ASIENTO (s_d) (mm)	P_{adm} máxima (kPa) CIMENTACIÓN POR ZAPATAS O PEQUEÑAS LOSAS						
	ANCHO (B) (m)						
	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
10	190,03	178,54	164,03	144,31	126,80	118,80	114,22
15	285,05	267,81	246,04	216,47	190,20	178,20	171,33
20	380,06	357,08	328,05	288,63	253,61	237,59	228,43
25	475,08	446,35	410,07	360,78	317,01	296,99	285,54



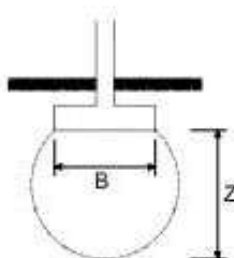
13.3 ESTIMACIÓN DE PRESIÓN DE DISEÑO PARA LOSA

Se estima la presión de diseño para diferentes anchos de losa y asiento producido en el terreno. Se tomará la presión de diseño para el ancho de losa elegido y el asiento máximo deseado. El valor de asiento es el máximo que se estima para esa carga sin significar que necesariamente se alcance

ASIENTO (s_d) (mm)	P_{adm} (kPa) CIMENTACIÓN POR LOSA						
	ANCHO (B) (m)						
	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	15,0
10	114,22	111,25	109,18	107,65	106,47	105,53	102,78
15	171,33	166,88	165,65	161,47	159,70	158,30	154,16
20	228,43	222,51	220,87	215,30	212,94	211,07	205,55
25	285,54	278,13	276,08	269,12	266,17	263,84	256,94
30	342,65	333,76	331,30	322,94	319,41	316,60	308,33
35	399,76	389,39	386,52	376,77	372,64	369,37	359,72
40	456,87	445,02	441,74	430,59	425,88	422,14	411,10
50	571,09	556,27	552,17	538,24	532,35	527,67	513,88

BULBO DE PRESIONES

El incremento de presión transmitido al terreno por una cimentación directa disminuye progresivamente en profundidad con la distancia a ésta. El lugar geométrico del espacio que recibe transmisión de carga se denomina "bulbo de tensiones". Zapatas de mayor tamaño tendrá una profundidad de influencia mayor (mayor bulbo de tensiones y mayor volumen de terreno sobretensionado), su asiento será también mayor



B: ancho de la cimentación (dimensión menor en planta en el caso de cimentaciones rectangulares, ancho medio en trapezoidales y diámetro en circulares).

Z: Profundidad de Influencia ($\approx 1,5$ a $2B$)

Dado que, por debajo de la cota de cimentación, los valores de la prueba de penetración (y a su vez la resistencia en punta) son ascendentes y la carga transmitida en profundidad es descendente (a mayor profundidad menor es la carga transmitida), se determina que el terreno va a ser capaz de resistir la carga transmitida.





13.4 ASIENTOS

Los asientos en las cimentaciones se producen por la suma de dos efectos:

- ❑ Un fenómeno de consolidación justo debajo de la cimentación, bajo la influencia de la componente esférica del tensor de tensiones.
- ❑ Un fenómeno de fluencia lateral bajo la influencia de la componente desviadora del tensor de tensiones

El asentamiento total depende, entre otros factores, de:

- ❑ La distribución de los distintos estratos de suelo y sus espesores, que se determina por medio de calicatas y sondeos.
- ❑ Las características geotécnicas de cada suelo, en especial el índice de poros y el coeficiente de compresibilidad, que se conocen por medio de ensayos (para arcillas).
- ❑ La distribución de tensiones y el valor de la tensión máxima.
- ❑ Distribución de tensiones del terreno: La distribución de tensiones del terreno sobre la base de una zapata (que interesa para comprobar que no se supera la tensión admisible se éste y para calcular los esfuerzos en la zapata), depende fundamentalmente del tipo de suelo y de la rigidez de la zapata.

Asientos admisibles: Los asientos admisibles son los asientos (totales y diferenciales) máximos que tolera la estructura, incluyendo entrepisos y tabiques, sin que se produzcan daños, como fisuras, descensos o giros que inutilicen la obra. Definimos como distorsión angular al cociente entre el asentamiento diferencial entre dos columnas vecinas y la distancia entre ejes. Se acepta que si la distorsión es menor a 1/500 no aparecen fisuras en los muros de cierre; que hasta 1/360, se produce sólo una ligera fisuración en los cerramientos; hasta 1/250 no es visible a simple vista; para 1/180 pueden aparecer lesiones en las estructuras de hormigón armado; y para 1/150 pueden dañarse las estructuras metálicas.

En la tabla siguiente se especifican los valores límite basados en la distorsión angular

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 sin armar con flexión cóncava hacia abajo	1/2000





Las presiones de diseño están limitadas por asiento, de modo que para dichas cargas no se superará el límite máximo establecido para losa y zapata, según NTE y CTE. No obstante, el CTE solicita un estudio adicional de asiento para cimentaciones que superen los 5 m de ancho. Se lleva a cabo en el siguiente apartado.

13.5 CÁLCULO ELÁSTICO DE LOS ASIENTOS DE UNA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL SEGÚN GCOC

El cálculo de asientos con el modelo elástico debe realizarse con la ayuda de la hipótesis de cálculo siguiente: la distribución de tensiones bajo la cimentación es independiente de la posible heterogeneidad del terreno; es aplicable la solución de reparto tensional correspondiente al semiespacio homogéneo e isótropo de Boussinesq.

Las fórmulas analíticas que permiten el cálculo de los movimientos de la cimentación están pensadas para terrenos homogéneos por lo que su uso en caso de terrenos heterogéneos puede hacerse después de calcular el valor medio equivalente del módulo de elasticidad.

El valor del módulo de elasticidad medio equivalente, puede determinarse con la expresión siguiente:

$$E = \frac{\sum \Delta \sigma_i \cdot h_i}{\sum \left(\frac{\Delta \sigma_i}{E_i} \right) \cdot h_i}$$

Donde:

- ❑ E = Módulo de elasticidad medio equivalente.
- ❑ Ei = Módulo de elasticidad del estrato i.
- ❑ hi = Espesor del estrato i.
- ❑ $\Delta \sigma_i$ = Incremento de la presión vertical total, en el centro del estrato i, en la vertical del centro de la cimentación, creado por la carga aplicada sobre la misma.

Para estimar los valores de $\Delta \sigma_i$ a utilizar en la expresión anterior, se debe utilizar la solución de la teoría de la elasticidad:

$$\Delta \sigma = p \cdot (1 - \cos^3 \alpha)$$

Donde:

- ❑ p = Presión media transmitida por la cimentación.
- ❑ $\alpha = \arctg(a/z)$, expresado en radianes.
- ❑ a = Radio de la cimentación circular equivalente,
- ❑ A = Área de apoyo de la cimentación.





- z = Profundidad del punto en cuestión, bajo el plano de apoyo del cimiento.

Para aquellos casos en los que la cimentación sea muy alargada (relaciones $L/B \geq 10$), se puede utilizar la expresión aproximada siguiente:

$$a = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad \Delta\sigma = p \cdot \frac{2\varepsilon + \sin 2\varepsilon}{\pi}$$

Donde:

- p = Presión media transmitida por la cimentación.
- $\varepsilon = \arctg (B/2z)$, expresado en radianes.
- B = Ancho de la zona cargada.
- z = Profundidad del punto en cuestión, bajo el plano de apoyo del cimiento.

Como módulo de Poisson equivalente:

$$\nu = \frac{\sum v_i \cdot h_i \cdot \Delta\sigma_i}{\sum h_i \cdot \Delta\sigma_i}$$

Cuando el terreno se encuentre saturado y su consolidación requiera cierto tiempo, el movimiento calculado no se producirá de forma instantánea, sino después de transcurrido el plazo de consolidación. El movimiento instantáneo puede calcularse mediante las mismas expresiones ya indicadas, pero utilizando los siguientes valores de los parámetros elásticos:

$$E_{\text{corto plazo}} = E \frac{1,5}{1 + \nu}$$

$$\nu_{\text{corto plazo}} = 0,5$$

Donde:

- E = Módulo de elasticidad del terreno a «largo plazo».
- ν = Módulo de Poisson del terreno a «largo plazo».





Debe advertirse que en todos los terrenos existen deformaciones de fluencia (o consolidación secundaria) que ocurren lentamente. A falta de cálculos específicos se deberá suponer que los movimientos calculados pueden aumentar, por este motivo, un 20 % durante la vida útil de la cimentación.

	Estrato 1		Presión media transmitida por la cimentación	Cimentación	
	Litología	Esquísto		p (MN/m ²)	0,6
Mód. Poisson	vi	0,3		a, radio de cimentación circular	5,64
Mód. Elastici.	Ei (MN/m ²)	3000		A, área de apoyo de la cimentac.	100
Profu. Capa	z (m)	0,6		Largo zapata	L (m)
Espesor estr.	hi (m)	20		Ancho zapata	B (m)
	α	0,16	Carga de cimentación solo para rígida con: L/B ≤ 5	V (MN)	60
	Δσ _i	0,02			
	Δσ _i (L/B ≥ 10)	0,11			
	ε	0,14			

<i>Cimentación rectangular rígida con relación (L/B ≤ 5)</i>	0,15 cm
<i>Cimentación rectangular rígida (L/B ≤ 5) corto plazo</i>	0,07 cm

El estudio muestra un asiento a largo plazo muy bajo de 0,15 cm y a corto plazo de 0,07 cm. Al tratarse de una roca con módulo de elasticidad elevado se obtiene un asiento muy bajo incluso para elevadas cargas. Este hecho de tener un módulo de elasticidad elevado queda reflejado en los propios resultados de los ensayos SPT realizados.

13.6 CIMENTACION EN ROCA SEGÚN CTE

Los materiales rocosos constituyen un excelente terreno de cimentación. En los casos de edificaciones sencillas con cargas de trabajo no muy elevadas, una primera aproximación en la determinación de las presiones admisibles frente al hundimiento y asientos podrá llevarse a cabo siguiendo normas de uso habitual, en los que se fijan mediante reglas sencillas las cargas admisibles que, en la realidad, se han seleccionado con gran prudencia y se encuentran muy alejadas de las condiciones de hundimiento.





13.7 CÁLCULO RQD Y RMR

El RQD (Rock Quality Designation) es el índice más usado para medir el grado de fracturación de un macizo rocoso. Nos da idea del número y condiciones de las fracturas que afectan a los materiales. Es ampliamente utilizado en las clasificaciones geomecánicas como la Q de Barton, RMR de Bieniawski o SMR de Romana para el estudio de túneles, presas o taludes rocosos. Mide en porcentaje y solo puede medirse en testigos de sondeo con un diámetro mínimo de 55 mm y en los cuales el grado de meteorización es aceptable.

Tabla D.5. Grado de meteorización de las rocas (ISRM)		
Grado	Denominación	Criterio de reconocimiento
I	Roca sana o fresca	La roca no presenta signos visibles de meteorización, pueden existir ligeras pérdidas de color o pequeñas manchas de óxidos en los planos de discontinuidad
II	Roca ligeramente meteorizada	La roca y los planos de discontinuidad presentan signos de decoloración. La roca puede estar decolorada en la pared de las juntas pero no es notorio que la pared sea más débil que la roca sana
III	Roca moderadamente meteorizada	La roca está decolorada en la pared. La meteorización empieza a penetrar hacia el interior de la roca desde las discontinuidades. El material es notablemente más débil en la pared que en la roca sana. Material débil <50% del total
IV	Roca meteorizada o muy meteorizada	Más de la mitad del material está descompuesto a suelo. Aparece roca sana o ligeramente meteorizada de forma discontinua
V	Roca completamente meteorizada	Todo el material está descompuesto a un suelo. La estructura original de la roca se mantiene intacta
VI	Suelo residual	La roca está totalmente descompuesta en un suelo y no puede reconocerse ni la textura ni la estructura original. El material permanece "in situ" y existe un cambio de volumen importante

El RQD (Rock Quality Designation) es el índice más usado para medir el grado de fracturación de un macizo rocoso.

Este índice viene definido por la **fórmula RQD** expuesta a continuación:

$$RQD = \frac{\sum \text{Testigos o núcleos de sondeo de longitud} > 10 \text{ cm}}{\text{Longitud total de la maniobra}} 100\%$$

Testigos de más de 10 cm de longitud	
Testigo 1	10
Testigo 2	10
Testigo 3	10
Testigo 4	15
Testigo 5	10
Testigo 6	11
Testigo 7	10
Testigo 8	10
Testigo 9	20
Testigo 10	15
Testigo 11	10
Testigo 12	10
Testigo 13	
Testigo 14	
Testigo 15	
longitud de maniobra	1800

RQD	7,83
Calidad	Muy pobre





RQD (%)	Calidad
<25	Muy pobre
25-50	Pobre
50-75	Aceptable
75-90	Buena
90-100	Muy Buena

La clasificación geomecánica RMR permite obtener un índice de calidad del macizo rocoso a partir de resistencia de la roca intacta, grado de fracturación y diaclasado de las discontinuidades del macizo, presencia de agua y la orientación de las discontinuidades respecto al elemento de estudio: túnel, talud o cimentación. El índice RMR va desde 15 hasta 100 puntos a partir de los cuales el macizo rocoso puede clasificarse en 5 categorías.

A partir del índice RMR, se obtiene la calidad del macizo rocoso y la clase de macizo que permite una aproximación el ángulo de rozamiento y cohesión del macizo rocoso y el tiempo y longitud de una excavación. También es posible determinar el módulo de deformación del macizo rocoso Em.





CÁLCULO RMR DE BIENIAWSKI

Ensayo carga puntual	>10 (15)	10-4 (12)	4-2 (7)	2-1 (4)				15
Compresión simple (MPa)	>250 (15)	250-100 (12)	100-50 (7)	50-25 (4)	25-5 (2)	5-1 (1)	<1 (0)	
RQD		90%-100% (20)	75%-90% (17)	50%-75% (13)	25%-50% (8)	<25% (3)		3
Separación entre diaclasas	Separación entre diaclasas	>2 m (20)	0,8-2m (17)	0,2-0,6m (10)	0,08-0,2m (5)	<0,08m (5)		17
Estado de las discontinuidades	Long. discontinuidad	<1m (8)	1-3m (4)	3-10m (2)	10-20m (1)	>20m (0)		6
	Abertura	Nada (6)	<0,1mm (5)	0,1-1,0mm (3)	1-5mm (1)	>5mm (0)		3
	Rugosidad	Muy rugosa (8)	Rugosa (5)	Ligeramente rugosa (3)	Ondulada (1)	Suave (0)		3
	Relleno	Ninguno (5)	Relleno duro <5mm (4)	Relleno duro >5mm (2)	Relleno blando <5mm (2)	Relleno blando >5mm (0)		4
	Alteración	Inalterada (6)	Ligeramente alterada (5)	Moderadamente alterada (3)	Muy alterada (1)	Descompuesta (0)		3
Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo (15)	<10 l/min (10)	10-25 l/min (7)	25-125 l/min (4)	>125 l/min (0)		
	Presión agua/tensión principal mayor	0 (15)	0-0,1 (10)	0,1-0,2 (7)	0,2-0,5 (4)	>0,5 (0)		
	Estado general	Seco (15)	Ligeramente húmedo (10)	Húmedo (7)	Goteando (4)	Agua fluyendo (0)		15
Corrección orientación discontinuidades	Dirección y buzamiento	Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables		
	Túneles	0	-2	-5	-10	-12		
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25		
	Taludes	0	-5	-25	-50	-80		-25
Clasificación	Puntuación	(81-100)	(61-80)	(41-60)	(21-40)	(<20)		44
	Clase	Tipo I	Tipo II	Tipo III	Tipo IV	Tipo V		Tipo III
	Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala		Media

A partir del índice RMR, se obtiene la calidad del macizo rocoso y la clase de macizo que permite una aproximación el ángulo de rozamiento y cohesión del macizo rocoso y el tiempo y longitud de una excavación:

Clase	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento y longitud	10 años con 15 m de vano	6 meses con 8 m de vano	1 semana con 5 m de vano	10 horas con 2,5 m de vano	30 minutos con 1 m de vano
Cohesión	>4 Kp/cm ²	3-4 Kp/cm ²	2-3 Kp/cm ²	1-2 Kp/cm ²	<1 Kp/cm ²
Ángulo de rozamiento	>45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	<15°





13.8 MÓDULO DE BALASTO

El módulo de balasto vertical es un parámetro utilizado para estimar las deformaciones en los suelos producto de las cargas que transmite una zapata o losa a los niveles geotécnicos sobre los que se apoya. Estas deformaciones son de tipo instantáneo, por lo que no se computan los asentamientos por consolidación de los terrenos cohesivos blandos o compresibles.

En definitiva, dicho coeficiente representa la rigidez frente al asentamiento del terreno: un valor alto supone un suelo rígido sobre el que los asentamientos son menores y, un coeficiente bajo supone un suelo blando y supone grandes deformaciones.

Es decir, el coeficiente de balasto relaciona la tensión transmitida al terreno por una placa rígida con la penetración de la misma en el suelo.

El módulo 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 asentamiento, s , experimentado por dicho punto:

$$K_s = q / s$$

El módulo de balasto así definido tiene unidades de densidad, lo que indica que la hipótesis efectuada equivale a suponer que el terreno es un líquido de densidad k_s , sobre el que “flota” la cimentación.

La estimación del módulo de balasto podrá realizarse:

- ❑ A partir de ensayos de carga con placa, y dado que las placas de ensayo son necesariamente de pequeño tamaño, se debe prestar especial atención a la conversión del módulo obtenido en el ensayo, K_{sp} , al módulo de cálculo representativo de la anchura, B , real del cimiento, K_{sB} .
- ❑ A partir de la determinación de parámetros de deformabilidad representativos del terreno bajo la zona de influencia de la cimentación, ya sea mediante ensayos in situ o de laboratorio, y el posterior cálculo geotécnico de asentamientos.

La conversión del módulo para placa de 30 cm, K_{s30} , al coeficiente de referencia, K_{sB} , se puede obtener mediante las siguientes expresiones:





Para zapata o losa cuadrada de ancho B:

- Para terrenos cohesivos:

$$k_{sB} = k_{sp30} \frac{0,3}{B}$$

- Para terrenos granulares:

$$k_{sB} = k_{sp30} \left(\frac{B + 0,3}{2B} \right)^2$$

Para losa rectangular de ancho B, en cualquier tipo de terreno:

$$k_{sBL} = k_{sB} \left(1 + \frac{B}{2L} \right)$$

La observación anterior puede cobrar especial importancia en el caso de existir terrenos heterogéneos en la vertical (terrenos estratificados), cuando bajo un estrato rígido surge otro más deformable. En estas circunstancias el reducido bulbo de tensiones de la placa de ensayo puede quedar limitado a las zonas más competentes del terreno, y no reflejar la deformabilidad del conjunto terreno-cimentación.

Mediante la formulación descrita y el coeficiente de balasto aportado para una placa de 30 cm por 30 cm para el terreno existente, se puede determinar el coeficiente de balasto para la cimentación real. También puede aportar las dimensiones reales de cimentación para que Entecsa estime el coeficiente de balasto real.

14 EMPUJES SOBRE ELEMENTOS DE CONTENCIÓN

Los muros se definen como elementos de contención destinados a establecer y mantener una diferencia de niveles en el terreno con una pendiente de transición superior a lo que permitiría la resistencia del mismo, transmitiendo a su base y resistiendo con deformaciones admisibles los correspondientes empujes laterales.

En el caso de muros de sótano, éstos se utilizan para independizar una construcción enterrada del terreno circundante. Generalmente tienen forma de cajones cerrados y están sometidos al empuje del terreno y, en su situación definitiva, a las cargas procedentes de forjados, y en ocasiones a las de soportes o muros de carga que nacen de su cúspide. Los forjados actúan como elementos de arriostramiento transversal. En





este tipo de muros los efectos derivados de la contención pueden ser secundarios, sobre todo en edificios de varias plantas.

A la hora de calcular los elementos de contención, se habrá de comprobar si las dimensiones proyectadas serán seguras para resistir las diversas acciones. Las acciones principales para considerar son:

- ❑ El peso propio del elemento de contención, de acuerdo con el material previsto para su ejecución.
- ❑ El empuje y peso del terreno circundante, teniendo en cuenta la posición del nivel freático.
- ❑ Los empujes debidos al agua, bien en forma de presión intersticial, subpresión o presión de filtración;
- ❑ Las sobrecargas sobre la estructura de contención o sobre el terreno de trasdós.
- ❑ Los efectos sísmicos, cuando sea necesaria su previsión por la zona de emplazamiento de la estructura de contención.
- ❑ Excepcionalmente, los empujes de terrenos expansivos, los debidos a la congelación del agua en el suelo, los inducidos por la compactación del relleno o las incidencias constructivas previsibles.

El cálculo de empujes para el análisis de estados límite últimos se basa generalmente en la hipótesis de que existe suficiente rotación o traslación del elemento de contención para llegar a un estado de rotura. Esto se debe tener en cuenta en los casos en los que existan construcciones o servicios en su entorno. Los estados de empuje dependen del desplazamiento del terreno y son los siguientes:

- ❑ Empuje activo: cuando el elemento de contención gira o se desplaza hacia el exterior bajo las presiones del relleno o la deformación de su cimentación hasta alcanzar unas condiciones de empuje mínimo.
- ❑ Empuje pasivo: cuando el elemento de contención es comprimido contra el terreno por las cargas transmitidas por una estructura u otro efecto similar hasta alcanzar unas condiciones de máximo empuje.
- ❑ Empuje en reposo: cuando se produce un estado intermedio que es el correspondiente al estado tensional.



14.1 CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES DE EMPUJE ACTIVO (K_A), PASIVO (K_B) Y EN REPOSO (K_0)

Para calcular los coeficientes de empuje del terreno se ha utilizado las ecuaciones de Coulomb que se muestran a continuación, para el caso genérico de que el ángulo del talud en el trasdós del muro sea igual a 0° (horizontal).

$$K_A = \left[\frac{\operatorname{cosec} \beta \cdot \operatorname{sen}(\beta - \phi')}{\sqrt{\operatorname{sen}(\beta + \delta) + \frac{\operatorname{sen}(\delta + \phi') \operatorname{sen}(\phi' - i)}{\operatorname{sen}(\beta - i)}}} \right]^2$$

$$K_P = \left[\frac{\operatorname{cosec} \beta \cdot \operatorname{sen}(\beta + \phi')}{\sqrt{\operatorname{sen}(\beta - \delta) - \frac{\operatorname{sen}(\delta + \phi') \operatorname{sen}(\phi' + i)}{\operatorname{sen}(\beta - i)}}} \right]^2$$

$$K_0 = (1 - \operatorname{sen} \phi') \cdot (R_{oc})^{1/2}$$

Siendo:

- K_A coeficiente de empuje activo
- K_B coeficiente de empuje pasivo
- K_0 coeficiente de empuje en reposo
- Φ ángulo de rozamiento interno del terreno en el trasdós
- β , i los ángulos indicados en la Figura 6.3, 6.4
- δ El ángulo de rozamiento entre el muro y el terreno o relleno figura 6.3, 6.4

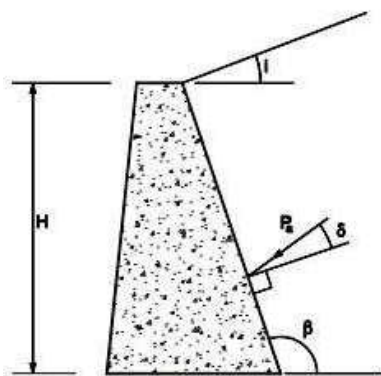


Figura 6.3. Empuje activo

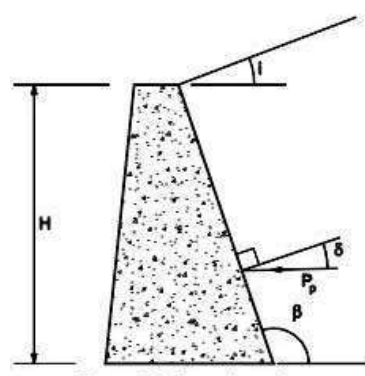


Figura 6.4. Empuje pasivo

En un terreno granular, homogéneo, el empuje activo, P_a , debido exclusivamente al terreno, será igual a:

$$P_a = K_A \cdot \gamma' \cdot H^2 / 2$$





γ' el peso específico efectivo (aparente o sumergido) del terreno

En un terreno granular homogéneo, el empuje pasivo, P_p , debido exclusivamente al terreno, será igual a:

$$P_p = K_P \cdot \gamma' \cdot H^2 / 2$$

El rozamiento entre el terreno y el muro influye sobre la magnitud del movimiento necesario para la movilización total de los empujes por lo que, salvo una justificación especial, se tendrán en cuenta las estimaciones siguientes del ángulo de rozamiento δ entre el terreno y el muro:

- ❑ para empuje activo y muro rugoso; $\delta \leq 2/3 \phi$, como es la situación de muro encofrado contra el terreno.
- ❑ para empuje activo y muro poco rugoso; $\delta \leq 1/3 \phi$, como es la situación de muro encofrado a doble cara
- ❑ para empuje activo y muro liso: $\delta = 0$, si se emplea la hipótesis de Rankine o el empleo de lodos tixotrópicos
- ❑ para empuje pasivo: $\delta \leq 1/3 \phi$

El valor de ϕ' empleado en la evaluación de δ no debe superar el ángulo de rozamiento interno crítico del suelo.

Para una superficie de terreno horizontal, el coeficiente K_o de empuje en reposo, que expresa la relación entre las tensiones efectivas horizontal y vertical (esto es, el peso de las tierras), se puede determinar mediante:

$$K_o = (1 - \sin \phi') \cdot (Roc)^{1/2}$$

- ❑ ϕ el ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno
- ❑ Roc, la razón de sobreconsolidación. La fórmula no se debería utilizar para valores extremadamente altos de Roc, superiores a 25-30





Si el terreno se eleva a partir del muro con un ángulo $i \leq \phi'$ con respecto a la horizontal, la relación Koi es igual a:

$$Koi = K0 \cdot (1 - \sin i)$$

La dirección del empuje de tierras se puede suponer, entonces, paralela a la superficie del terreno.

Para un muro de 3 m de alto:

Coefficiente de empuje activo Pa: 26.83 KN/m

Coefficiente de empuje pasivo Pp: 365.33 KN/m

Coefficiente en reposo Ko: 0.43

Para un muro de 4 m de alto:

Coefficiente de empuje activo Pa: 47.69 KN/m

Coefficiente de empuje pasivo Pp: 649.47 KN/m

Coefficiente en reposo Ko: 0.43

Para un muro de 5 m de alto:

Coefficiente de empuje activo Pa: 74.52 KN/m

Coefficiente de empuje pasivo Pp: 1014.80 KN/m

Coefficiente en reposo Ko: 0.43

15 ESTUDIO DE ESTABILIDAD

15.1 DEFINICIÓN

Por talud se entiende una porción de vertiente natural cuyo perfil original ha sido modificado con intervenciones artificiales relevantes con respecto a la estabilidad. Por derrumbe se entiende una situación de inestabilidad que concierne vertientes naturales y comprende considerables espacios de terreno.





15.2 INTRODUCCIÓN AL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Para resolver un problema de estabilidad es necesario tener en cuenta las ecuaciones de campo y los vínculos constitutivos. Las primeras tienen que ver con el equilibrio, mientras que los vínculos describen el comportamiento del terreno. Tales ecuaciones son particularmente complejas ya que los terrenos son sistemas multifase, que se pueden convertir en sistemas monofase solo en condiciones de terreno seco, o de análisis en condiciones drenadas. En la mayor parte de los casos nos encontramos con suelos que además de saturados, son también bifase, lo que vuelve notoriamente complicado el análisis de las ecuaciones de equilibrio. Además, es prácticamente imposible definir una ley constitutiva de validez general, ya que los terrenos presentan un comportamiento no-lineal y aún en caso de pequeñas deformaciones, son anisótropos y su comportamiento depende no solo del esfuerzo desviador, sino también del normal. Para enfrentar estas dificultades se introducen hipótesis que ayuden a simplificar:

- ❑ Se usan leyes constitutivas simplificadas: modelo rígido perfectamente plástico. Se asume que la resistencia del suelo se expresa únicamente con los parámetros cohesión (c) y ángulo de rozamiento (ϕ), constantes para el terreno y característicos del estado plástico. Por tanto, se considera válido el criterio de rotura de Mohr-Coulomb.
- ❑ En algunos casos se satisfacen solo en parte las ecuaciones de equilibrio.

15.3 MÉTODO DEL EQUILIBRIO LÍMITE (LEM)

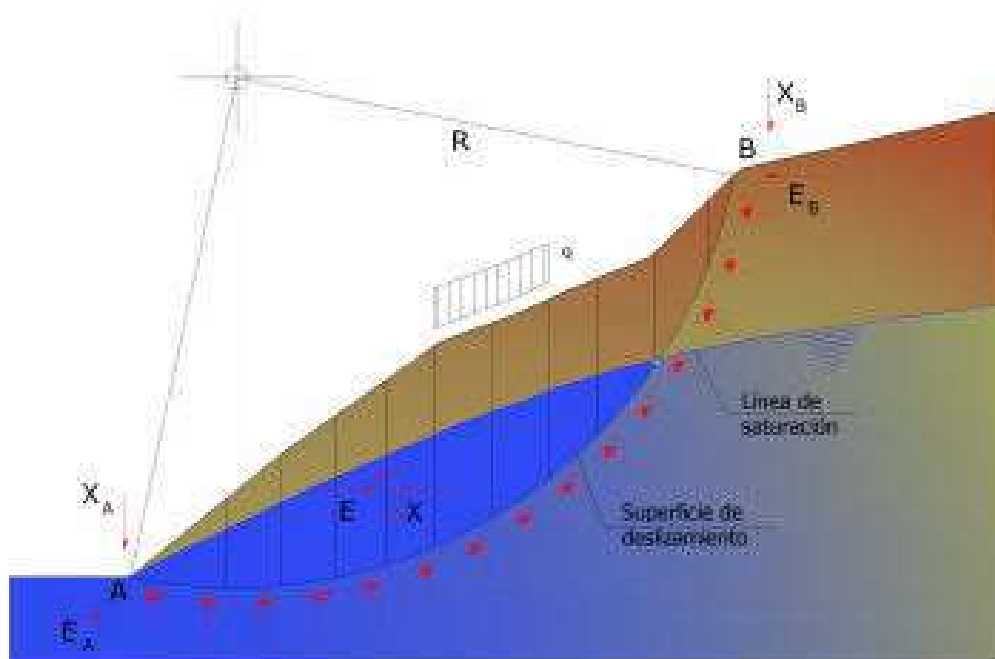
El método del equilibrio límite consiste en estudiar el equilibrio de un cuerpo rígido, constituido por el talud y por una superficie de deslizamiento de cualquier forma (línea recta, arco circular, espiral logarítmica). Con tal equilibrio se calculan las tensiones de corte (r) y se comparan con la resistencia disponible (rf), calculada según el criterio de rotura de Coulomb: De tal comparación deriva la primera indicación de estabilidad, con el coeficiente de seguridad:

$$F = \tau_f / \tau$$

Entre los métodos del equilibrio último hay algunos que consideran el equilibrio global del cuerpo rígido (Culman) mientras que otros, por falta de homogeneidad, dividen el cuerpo en rebanadas y consideran el equilibrio de cada una (Fellenius, Bishop, Janbu, etc.).



A continuación, se discuten los métodos del equilibrio último de las rebanadas.



15.4 MÉTODO DE LAS REBANADAS

La masa susceptible al deslizamiento se subdivide en un número conveniente de rebanadas. Si el número de rebanadas es igual a n , el problema presenta las siguientes incógnitas:

- n valores de las fuerzas normales N_i en la base de cada rebanada
- n valores de las fuerzas de corte en la base de la rebanada T
- $(n-1)$ fuerzas normales E_i en la conexión de las rebanadas
- $(n-1)$ fuerzas tangenciales X_i en la conexión de las rebanadas
- n valores de la coordenada del punto de aplicación de las E_i
- $(n-1)$ valores de la coordenada del punto de aplicación de las X_i una incógnita constituida por el factor de seguridad F .

En total las incógnitas son $(6n-2)$.





Mientras las ecuaciones a disposición son:

- ❑ ecuaciones de equilibrio de momentos n
- ❑ ecuaciones de equilibrio en la traslación vertical n
- ❑ ecuaciones de equilibrio en la traslación horizontal n
- ❑ ecuaciones del criterio de rotura n

Total, número de ecuaciones $4n$

El problema es estáticamente indeterminado y el grado de indeterminación es igual a:

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

El grado de indeterminación se reduce a $(n-2)$. Al asumir que N_i se aplica en el punto medio de la franja, esto equivale a crear la hipótesis de que las tensiones normales totales están distribuidas uniformemente. Los diferentes métodos que se basan en la teoría del equilibrio límite se diferencian por el modo en que se eliminan las $(n-2)$ indeterminaciones.

15.5 PROCESO DE ESTUDIO

La metodología de estudio se ha realizado en diferentes etapas:

- ❑ Estudio en gabinete de toda la información bibliográfica previa concerniente a la materia del estudio a realizar existente de la zona. También se analizó la documentación cartográfica proporcionada por el promotor, así como toda aquella que se ha recopilado a través de otras fuentes, pero que se refieran a la zona de estudio.
- ❑ Planificación de la campana de toma de medidas en la zona de estudio. Básicamente, se ha de determinar la geometría del talud e identificar los materiales litológicos que forman dicho talud.
- ❑ Campaña de toma de medidas in situ. Esta se llevó a cabo con fecha 31/10/25.
- ❑ Recopilación de toda la información previa y de las medidas tomadas en campo para caracterizar convenientemente el talud según diferentes parámetros preestablecidos.





- ❑ Análisis de la estabilidad del talud mediante el Método de Bishop (1955) o similar. Primero se ha de definir la geometría del talud, la disposición de los estratos identificados, las estructuras de contención existentes y la localización y características de las cargas externas (edificaciones) que pueden afectar al talud. Se va analizar la estabilidad del talud durante la ejecución de la obra (no se considera la carga del edificio a construir), y una vez ejecutada esta, considerando ya la carga ejercida por esta.

A continuación, se define una malla de centros. De cada uno de los nodos de esta malla, se trazan circunferencias de radio conocido, que, en su intersección con la rasante del terreno, son consideradas como hipotéticas superficies de rotura. De cada una de estas hipotéticas superficies de rotura, el análisis realizado nos proporciona el factor de seguridad que presenta. Se va a tomar como valor standard de rotura un factor de seguridad inferior a 1.5 ($FS < 1.5$). En el caso de que alguna de las superficies de rotura sea inestable, se habrán de proponer las medidas adecuadas hasta conseguir un factor de seguridad mayor de 1,5. Las medidas que se suelen aplicar en estos casos son de dos tipos:

- ❑ modificación de la geometría del talud, que consiste básicamente en reducir la pendiente del talud mediante la realización de bermas o bancales, o similar.
- ❑ inserción en el talud de estructuras de contención (muros, pilotes o anclajes).

El objetivo es que ninguna de las posibles superficies de rotura sea susceptible de producir un movimiento de tierras, es decir que el talud analizado sea completamente estable. Por talud se entiende una porción de vertiente natural cuyo perfil original ha sido modificado con intervenciones artificiales relevantes con respecto a la estabilidad. Por derrumbe se entiende una situación de inestabilidad que concierne vertientes naturales y comprende considerables espacios de terreno. Para resolver un problema se deben tomar en cuenta las ecuaciones de campo y los vínculos constitutivos. Las primeras son de equilibrio, las segundas describen el comportamiento del terreno. Tales ecuaciones son particularmente complejas en cuanto los terrenos son sistemas multifase, que se pueden convertir en sistemas monofase solo en condiciones de terreno seco, o de análisis en condiciones drenadas. En la mayor parte de los casos nos encontramos con material que si bien es saturado, es también por lo menos bifase, lo que hace el uso de la ecuación de equilibrio notoriamente complicado. Además, es prácticamente imposible definir una ley constitutiva de validez general, en cuanto los terrenos presentan un comportamiento no-lineal aun en el caso de pequeñas deformaciones. A causa de dichas dificultades se introducen hipótesis simplificadoras:





- ❑ Se usan leyes constitutivas simplificadas modelo rígido perfectamente plástico. Se asume que la resistencia del material se expresa únicamente con los parámetros cohesión (c) y ángulo de rozamiento (ϕ), constantes para el terreno y características del estado plástico, por lo tanto, se supone valido el criterio de rotura de Mohr-Coulomb.
- ❑ En algunos casos se satisfacen solo en parte las ecuaciones de equilibrio.

15.6 MÉTODO DE ANÁLISIS: MÉTODO BISHOP

Con este método se toman en cuenta todas las fuerzas actuantes en los bloques. Fue el primero en describir los problemas relacionados con los métodos convencionales. Las ecuaciones usadas para resolver el problema son:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio de rotura}$$
$$F = \frac{\sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \phi_i\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \phi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

Los valores de F y de ΔX que satisfacen esta ecuación dan una solución rigurosa al problema. Como primera aproximación conviene plantear $\Delta X = 0$ e iterar para el cálculo del factor de seguridad. Este procedimiento se conoce como método de Bishop ordinario y los errores con respecto al método completo son de alrededor de un 1 %.

15.7 CARACTERIZACIÓN DEL TALUD DE ESTUDIO EN LA ZONA

En presencia de medios homogéneos no hay métodos a disposición para individualizar la superficie de deslizamiento crítica y se debe examinar un elevado número de superficies potenciales. En el caso que se hipoteticen superficies de forma circular la búsqueda se hace más sencilla, ya que después de haber colocado una malla centros constituida por m líneas y n columnas se examinan todas las superficies que tengan como centro el nudo genérico de la malla m_{in} y radio variable en un determinado rango de valores tales de examinar superficies cinemáticamente admisibles.





A continuación, se va a describir el talud, haciendo hincapie en todos aquellos factores que puedan condicionar la estabilidad del talud, como son muros, pendiente, topografía, tipo de terreno etc. Se analizan diferentes secciones para valorar la estabilidad en el momento de la construcción

Análisis de Estabilidad de Taludes con: BISHOP (1955)

Cálculo realizado de acuerdo a	OPCM 3274
Número de estratos	3,0
Número rebanadas	10,0
Grado de seguridad aceptable	1,1
Coefficiente parcial resistencia	1,0
Parámetros geotécnicos a usar. Ángulo de rozamiento interno:	Pico
Análisis	Condición drenada
Superficie circular	

Sismo

Coefficiente sísmico horizontal	0,0938
Coefficiente sísmico vertical	0,0469

Coefficientes de acciones parciales

Desventajas: permanente, variable	1,0	1,0
Favorable: permanente, variable	1,0	1,0

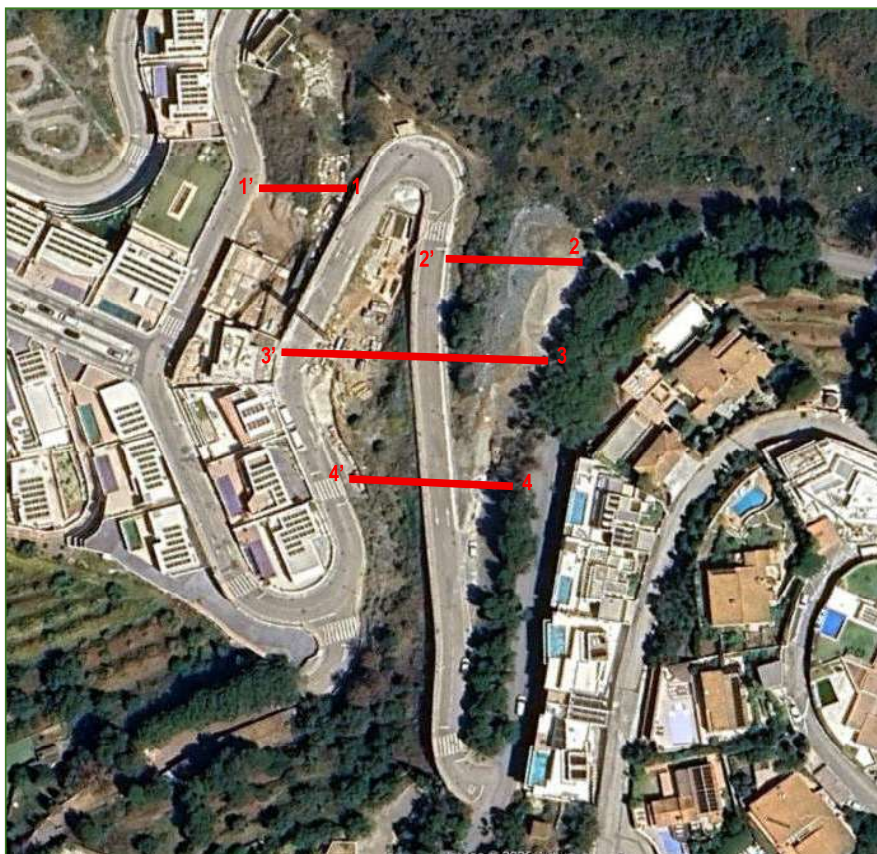
Coefficientes parciales parámetros geotécnicos del terreno

Tangente ángulo de resistencia al corte	1,25
Cohesión efectiva	1,25
Cohesión no drenada	1,4
Reducción parámetros geotécnicos terreno	No

Estratigrafía

Estrato	Cohesión (kg/cm²)	Cohesión no drenada (kg/cm²)	Ángulo de resistencia al corte (°)	Peso específico (Kg/m³)	Peso saturado (Kg/m³)	Litología
Relleno de esquisto	0	0	28	1800	2000	Relleno o pie de monte suelto
Esquisto meteorizado	0.20	0	36	1950	2150	Roca esquisto meteorizada
Esquisto más sano	0.30	0	38	2300	2500	Roca esquisto sana





Perfiles analizados en la zona de estudio

Se van a analizar los perfiles considerando el terreno como una grava compacta o roca fracturada en forma de grava sin considerar todo como roca masiva porque se trata de roca esquisto fracturada y meteorizada. Por tanto, lo estimaremos como un suelo y no roca, pero con cohesión que ofrece por ser verdaderamente roca. De este modo estaremos tomando la opción más desfavorable y del lado de la seguridad, sobre todo teniendo en cuenta que la mayor proporción de terreno en la zona es el esquisto fracturado, meteorizado sin mostrarse como una roca continua, sana, masiva.

15.8 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE PERFIL 1

Se analiza la estabilidad de la sección 1 en la zona a menor cota para comprobar el riesgo de movimiento del terreno en fase de excavación y construcción de la futura obra proyectada.

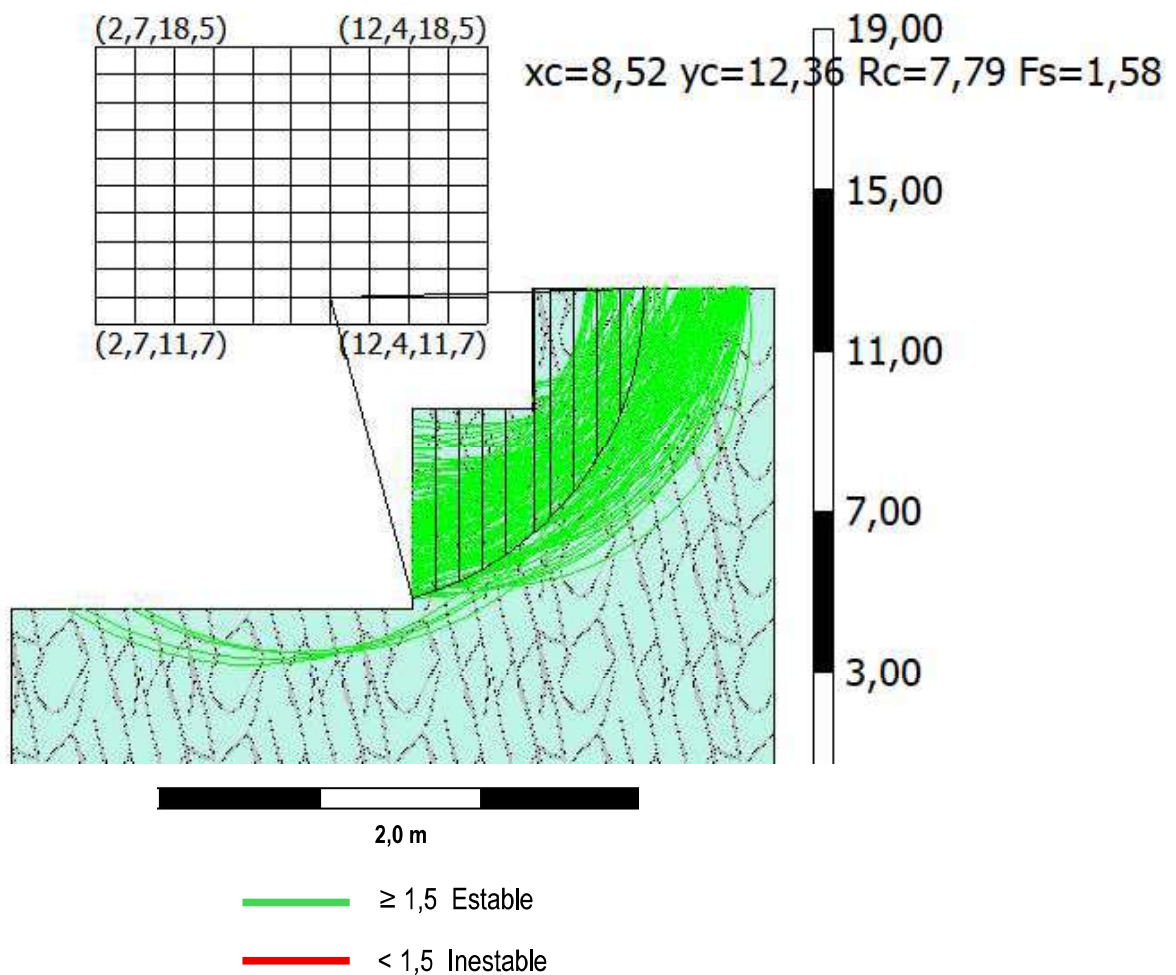




Estratigrafía

Estrato	Cohesión (kg/cm²)	Cohesión no drenada (kg/cm²)	Ángulo de resistencia al corte (°)	Peso específico (Kg/m³)	Peso saturado (Kg/m³)	Litología
Grava de roca	0.20	0	36	1950	2150	Roca esquisto fracturada

Analizamos la estabilidad en fase de excavación y se observa que la zona es estable, pero con un factor de seguridad próximo a 1,5 que es el mínimo que hemos estimado para considerar estable la zona.



Resultados análisis talud

Fs mínimo encontrado	1,59 ESTABLE
Abscisa centro superficie	7,05 m
Ordenada centro superficie	14,76 m
Radio superficie	10,12 m





$$xc = 7,054 \quad yc = 14,761 \quad Rc = 10,117 \quad Fs=1,593$$

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,64	22,0	0,69	5164,54	0,0	0,0	0,2	36,0	0,0	4409,6	2873,4
2	0,64	26,2	0,71	4809,42	0,0	0,0	0,2	36,0	0,0	4019,5	2724,4
3	0,64	30,3	0,74	4385,38	0,0	0,0	0,2	36,0	0,0	3583,1	2560,2
4	0,64	34,6	0,77	3883,91	0,0	0,0	0,2	36,0	0,0	3079,7	2375,6
5	0,5	38,6	0,64	2627,95	0,0	0,0	0,2	36,0	0,0	1997,5	1710,1
6	0,78	43,4	1,07	7798,38	0,0	0,0	0,2	36,0	0,0	6612,9	4356,8
7	0,64	49,2	0,97	5486,55	0,0	0,0	0,2	36,0	0,0	4566,3	3305,6
8	0,64	55,1	1,11	4474,7	0,0	0,0	0,2	36,0	0,0	3518,2	3001,2
9	0,64	62,1	1,36	3190,99	0,0	0,0	0,2	36,0	0,0	1931,1	2588,1
10	0,64	71,7	2,02	1388,8	0,0	0,0	0,2	36,0	0,0	-1371,7	1917,0

Se ha analizado la estabilidad y se obtiene un factor de seguridad de 1,58 sin medidas de contención con muros ni obra finalizada. Todas las posibles superficies de rotura son estables (color verde) y el factor de seguridad mínimo es de 1,59 superando el valor de 1,5. Al ser un terreno rocoso los taludes son muy estables y así se observa en la zona. No se estima riesgo de movimiento a través de superficies de rotura en la situación actual a corto plazo. Se recomienda ejecutar los muros, cimentación y forjados a la menor brevedad porque si hay riesgo de caídas puntuales de cantos de roca debido a su grado de fracturación y estructura planar. Una vez creados muros y obra se estima que el factor de seguridad ascenderá a valores de muy por encima de 1,5.

15.9 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE PERFIL 2

Se analiza la estabilidad para la sección 2 para comprobar el riesgo de movimiento de la zona en fase de excavación y con la obra acabada.

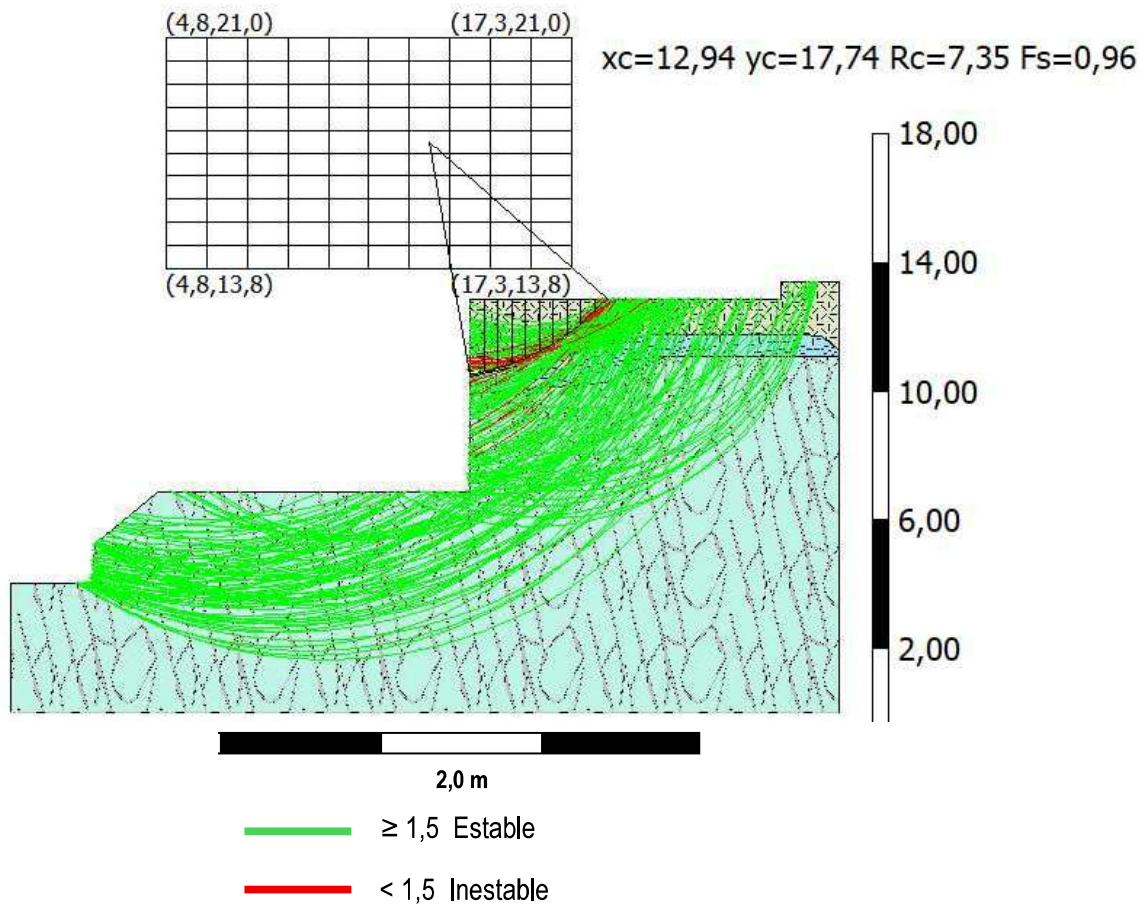
Estratigrafía

Estrato	Cohesión (kg/cm²)	Cohesión no drenada (kg/cm²)	Angulo de resistencia al corte (°)	Peso específico (Kg/m³)	Peso saturado (Kg/m³)	Litología
Relleno de esquisto	0	0	28	1800	2000	Relleno o pie de monte suelto
Esquisto meteorizado	0.20	0	36	1950	2150	Roca esquisto meteorizada
Esquisto más sano	0.30	0	38	2300	2500	Roca esquisto sana





Analizamos la estabilidad en fase de excavación y se observa que la zona es estable, pero con un factor de seguridad por debajo de 1.5 siendo de 0.96. Este hecho se debe a que en esta zona hay rellenos de terreno de la propia zona en un estado suelto. Por tanto, se genera una inestabilidad en esta primera capa de unos 6,3 m detectada en el sondeo.



Resultados análisis talud [O.P.C.M.3274]

Fs mínimo encontrado	0.96 Inestable
Abscisa centro superficie	12,94 m
Ordenada centro superficie	17,74 m
Radio superficie	7,35 m

B: Ancho de la rebanada; Alfa: Ángulo de inclinación de la base de la rebanada; Li: Longitud de la base de la rebanada; Peso de la rebanada; Ui: Fuerzas derivadas de las presiones neutras; Ni: Fuerzas agentes normalmente en la dirección de deslizamiento; Ti: Fuerzas agentes paralelamente a la superficie de deslizamiento; Fi: Ángulo de rozamiento interno; c: cohesión.

xc = 12,935 yc = 17,743 Rc = 7,346 Fs=0,955



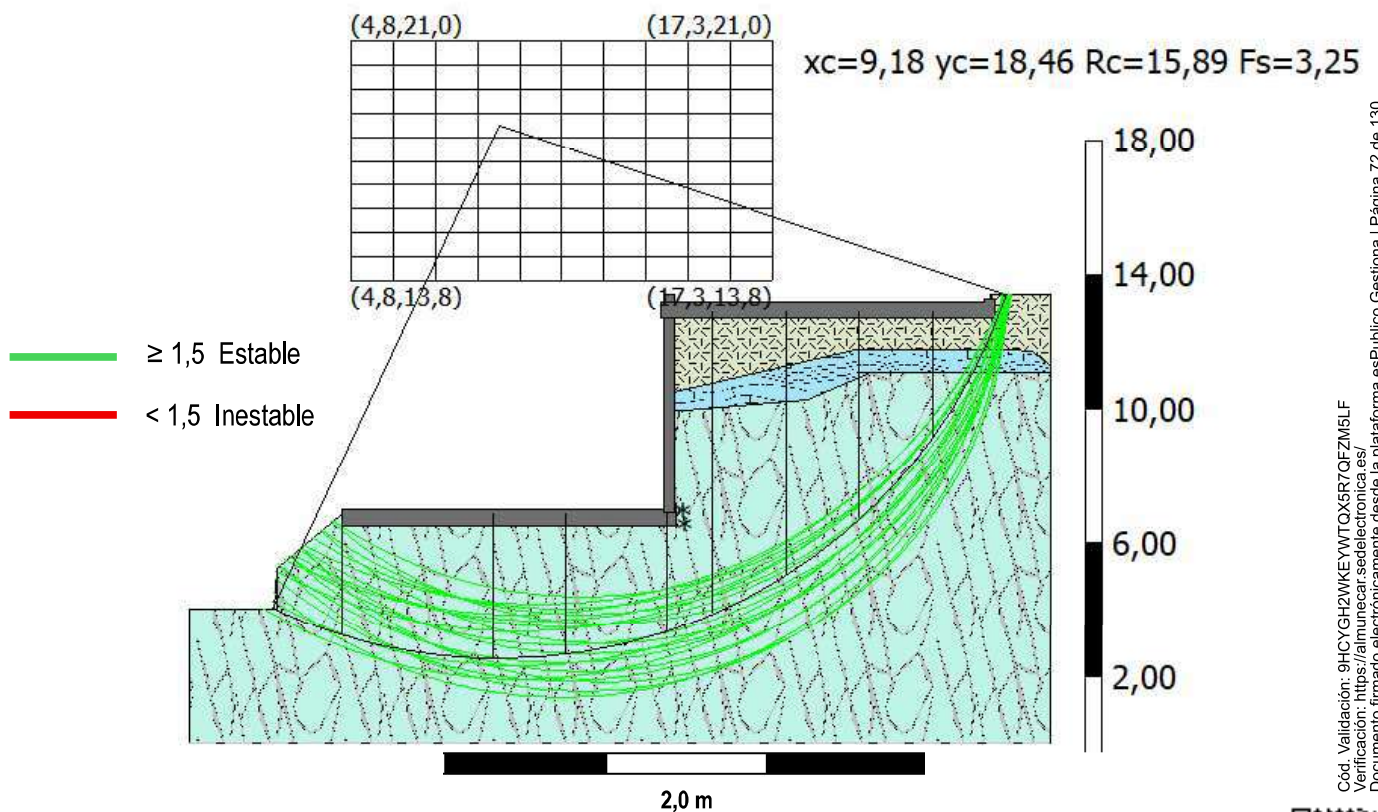


Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,43	12,7	0,44	1804,4	169,25	84,63	0,0	28,0	0,0	1643,4	914,7
2	0,43	15,0	0,44	1727,38	162,03	81,01	0,0	28,0	0,0	1556,5	866,3
3	0,43	18,4	0,45	1629,26	152,82	76,41	0,0	28,0	0,0	1448,6	806,3
4	0,43	22,0	0,46	1508,85	141,53	70,77	0,0	28,0	0,0	1328,6	739,5
5	0,43	25,6	0,47	1364,58	128,0	64,0	0,0	28,0	0,0	1194,5	664,9
6	0,43	29,4	0,49	1194,32	112,03	56,01	0,0	28,0	0,0	1043,6	580,8
7	0,43	33,3	0,51	995,3	93,36	46,68	0,0	28,0	0,0	872,0	485,3
8	0,43	37,4	0,54	763,65	71,63	35,82	0,0	28,0	0,0	674,2	375,3
9	0,43	41,7	0,57	494,02	46,34	23,17	0,0	28,0	0,0	442,3	246,2
10	0,43	46,3	0,62	178,52	16,75	8,37	0,0	28,0	0,0	163,3	90,9

El factor de seguridad obtenido es de 0.96 y por tanto por debajo de 1,5. Se obtiene algunas superficies de rotura inestables (color rojo) con posible riesgo de movimiento. Por tanto, ahora analizamos la estabilidad considerando la presencia de los muros y cimentación de la obra proyectada para comprobar como varía la estabilidad en la zona.

Muros de contención- Características geométricas

Nº	x (m)	y (m)	Base puntera (m)	Base tacón (m)	Altura muro (m)	Espesor coronación (m)	Espesor base (m)	Peso específico (Kg/m³)
Cimentación	14,45	7	9,6	0	0,1	0,3	0,3	2400
Muro	14,4	7,4	0	0	6	0,3	0,3	2400
Cimentación	23,91	13,19	9,6	0	0,1	0,3	0,3	2400





Resultados análisis talud [O.P.C.M.3274]

Fs mínimo encontrado	3.25 Estable
Abscisa centro superficie	9,18 m
Ordenada centro superficie	18,46 m
Radio superficie	15,89 m

B: Ancho de la rebanada; Alfa: Ángulo de inclinación de la base de la rebanada; Li: Longitud de la base de la rebanada; Peso de la rebanada; Ui: Fuerzas derivadas de las presiones neutras; Ni: Fuerzas agentes normalmente en la dirección de deslizamiento; Ti: Fuerzas agentes paralelamente a la superficie de deslizamiento; Fi: Ángulo de rozamiento interno; c: cohesión.

xc = 9,18 yc = 18,456 Rc = 15,889 Fs=3,252

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,13	-24,7	0,15	154,2	14,46	7,23	0,3	38,0	0,0	260,6	197,8
2	1,94	-20,7	2,0710961,68	1028,21	514,1	0,3	38,0	0,0	13677,5	5195,5	
3	4,46	-8,8	4,5142089,16	3947,96	1973,98	0,3	38,0	0,0	44896,6	14947,8	
4	2,18	3,3	2,1833338,38	3127,14	1563,57	0,3	38,0	0,0	32820,5	9895,5	
5	2,97	12,8	3,05 26816,6	2515,4	1257,7	0,3	38,0	0,0	25472,7	8932,6	
6	1,38	20,9	1,4832238,72	3023,99	1512,0	0,3	38,0	0,0	31134,9	8840,9	
7	2,18	28,0	2,4739711,61	3724,95	1862,48	0,3	38,0	0,0	38815,7	11599,4	
8	2,18	37,4	2,7445108,23	4231,15	2115,58	0,3	38,0	0,0	46351,9	13663,8	
9	2,18	48,3	3,2723670,62	2220,3	1110,15	0,3	38,0	0,0	25358,9	9110,3	
10	2,18	62,8	4,77 8231,49	772,11	386,06	0,3	38,0	0,0	6441,9	5947,0	

Con la finalización de la obra mediante su sistema de muros, cimentación y futuro forjados, se obtiene un aumento de la estabilidad pasando de 0,96 a 3,25. Todas las superficies de rotura inestables color rojo se vuelven estables (color verde) y la zona aumenta su estabilidad. Por tanto, la obra proyectada favorece la estabilidad, pero deben de tomarse medidas por la presencia del relleno. Bien eliminarlo hasta alcanzar terreno natural, sustituirlo por un terreno adecuado bien compactado y ejecutado o micropilotar la cimentación hasta terreno natural que comienza a partir de 6,30 m y que por ser esquisto tipo saprolito hasta 9,6 m implica micropilotes como mínimo de 11 m. La dirección facultativa deberá estudiar el diseño en esta zona de parcela para evitar apoyo sobre el relleno suelto.



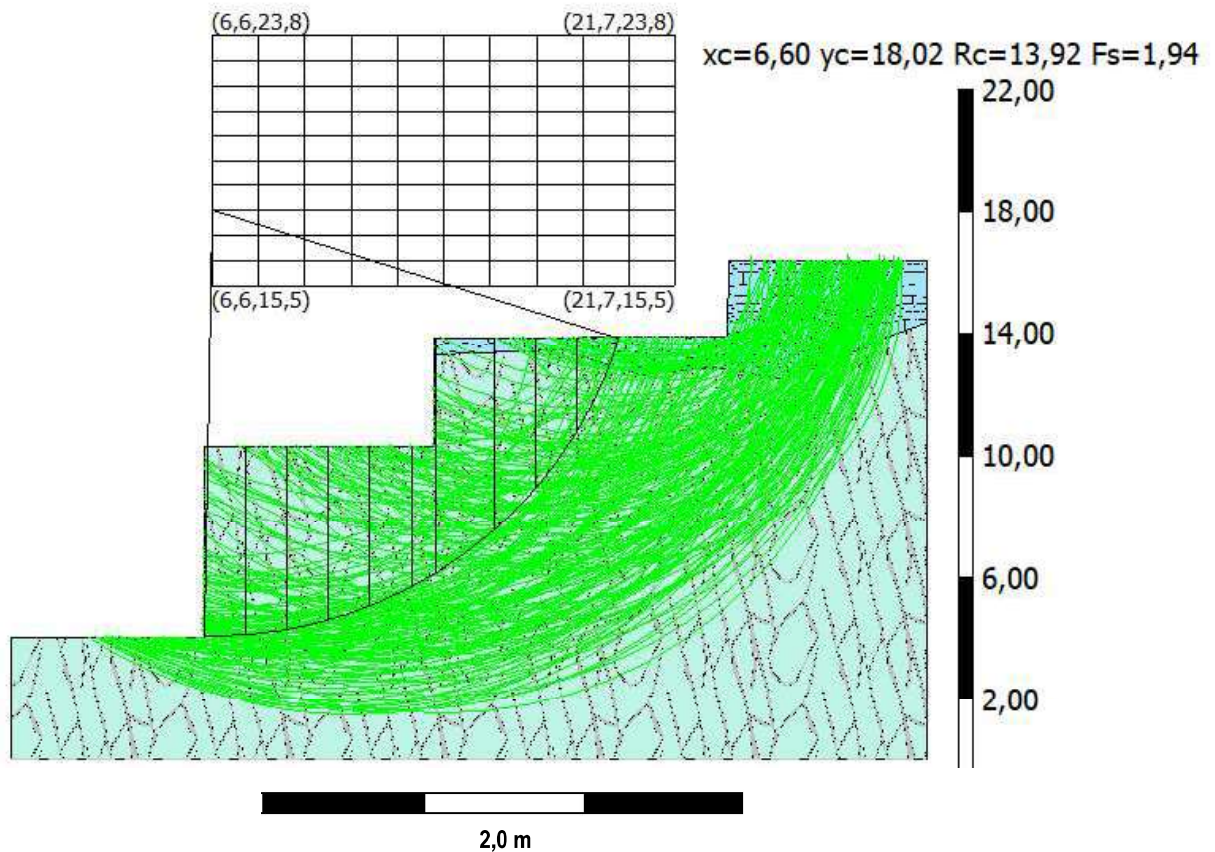


15.10 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE PERFIL 3

Se analiza la estabilidad de la zona comprobando el riesgo de movimiento del terreno durante la ejecución de la obra proyectada. Consideramos los terrenos que afloran in situ.

Estratigrafía

Estrato	Cohesión (kg/cm ²)	Cohesión no drenada (kg/cm ²)	Ángulo de resistencia al corte (°)	Peso específico (Kg/m ³)	Peso saturado (Kg/m ³)	Litología
Esquisto	0.20	0	36	1950	2150	Esquisto fracturado y algo meteorizado
Esquisto	0.30	0	38	2300	2500	Esquisto más sano



— $\geq 1,5$ Estable
 — $< 1,5$ Inestable





Resultados análisis talud [O.P.C.M.3274]

Fs mínimo encontrado	1,94 Estable
Abscisa centro superficie	6,6 m
Ordenada centro superficie	18,02 m
Radio superficie	13,92 m

B: Ancho de la rebanada; Alfa: Ángulo de inclinación de la base de la rebanada; Li: Longitud de la base de la rebanada; Peso de la rebanada; Ui: Fuerzas derivadas de las presiones neutras; Ni: Fuerzas agentes normalmente en la dirección de deslizamiento; Ti: Fuerzas agentes paralelamente a la superficie de deslizamiento; Fi: Ángulo de rozamiento interno; c: cohesión.

xc = 6,602 yc = 18,018 Rc = 13,923 Fs=1,938

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	1,36	1,7	1,3619319,44	1812,16	906,08	0,29	38,0	0,0	19033,6	9702,2	
2	1,36	7,3	1,3718987,46	1781,02	890,51	0,29	38,0	0,0	17953,5	9282,4	
3	1,36	13,0	1,3918233,06	1710,26	855,13	0,29	38,0	0,0	16681,7	8806,2	
4	1,36	18,8	1,4317033,03	1597,7	798,85	0,29	38,0	0,0	15181,1	8262,2	
5	1,36	24,8	1,4915346,61	1439,51	719,76	0,29	38,0	0,0	13380,7	7628,4	
6	0,79	29,7	0,91 7914,87	742,41	371,21	0,29	38,0	0,0	6779,1	4089,5	
7	1,92	36,5	2,3930712,38	2880,82	1440,41	0,29	38,0	0,0	27389,1	14624,0	
8	1,36	45,5	1,9317286,11	1621,44	810,72	0,29	38,0	0,0	15398,1	9098,5	
9	1,36	54,2	2,3212371,58	1160,46	580,23	0,29	38,0	0,0	10482,9	7693,1	
10	1,36	65,8	3,3 5064,47	475,05	237,52	0,29	38,0	0,0	712,7	5232,4	

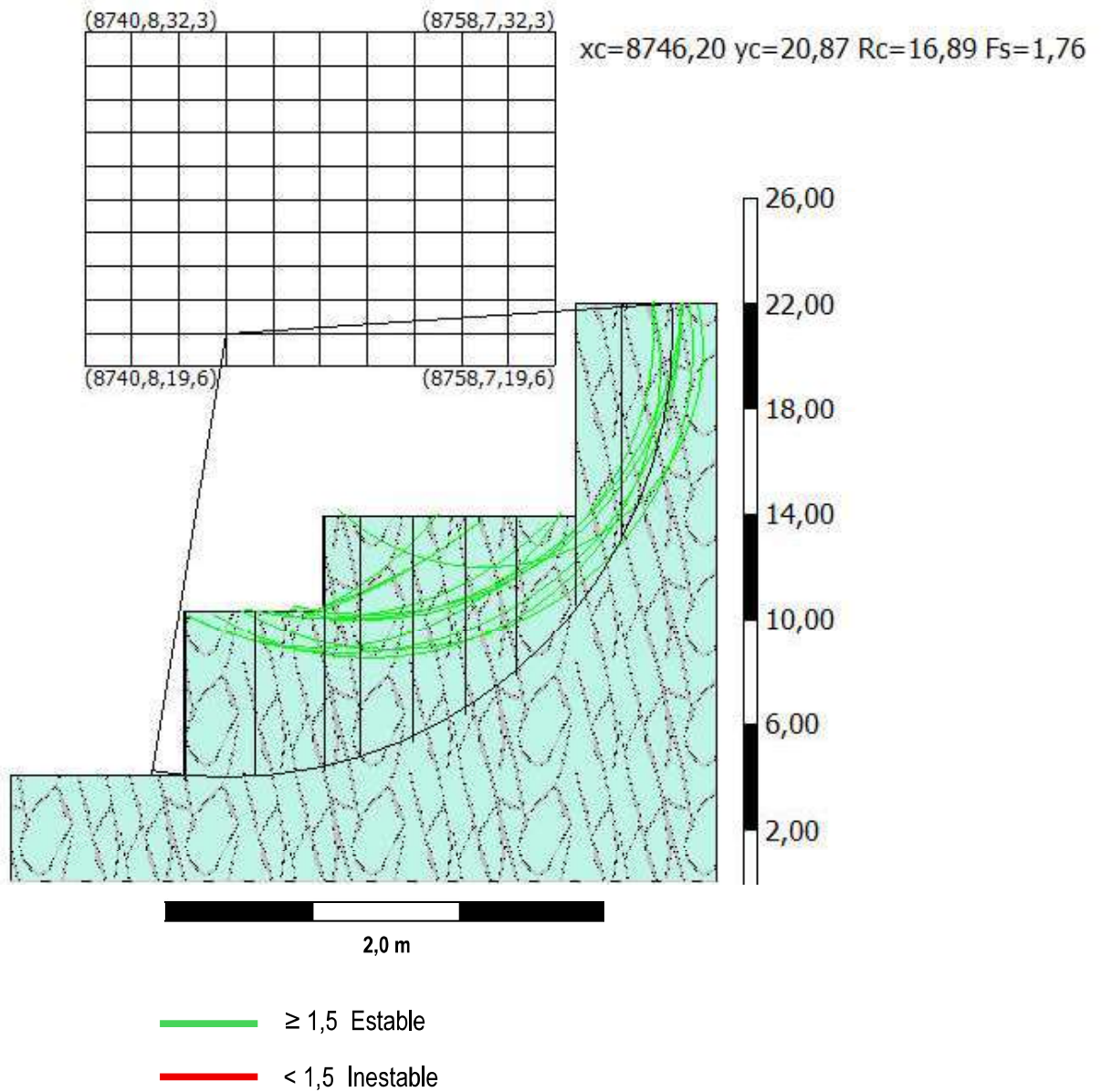
El análisis de estabilidad indica un valor de factor de seguridad de 1,94 y por tanto superior a 1,5, por lo que se considera la zona como estable. El terreno muestra estabilidad frente a la sección analizada y se estima que esta estabilidad aumentará con la obra proyectada finalizada. El sistema de muros, losa y forjados aumentará el factor de seguridad.





15.11 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE PERFIL 4

Se analiza la estabilidad de la zona comprobando el riesgo de movimiento del terreno durante la ejecución de la obra proyectada. Consideramos los terrenos que afloran in situ





Resultados análisis talud [O.P.C.M.3274]

Fs mínimo encontrado	1.76 Estable
Abscisa centro superficie	8746,2 m
Ordenada centro superficie	20,87 m
Radio superficie	16,89 m

B: Ancho de la rebanada; Alfa: Ángulo de inclinación de la base de la rebanada; Li: Longitud de la base de la rebanada; Peso de la rebanada; Ui: Fuerzas derivadas de las presiones neutras; Ni: Fuerzas agentes normalmente en la dirección de deslizamiento; Ti: Fuerzas agentes paralelamente a la superficie de deslizamiento; Fi: Ángulo de rozamiento interno; c: cohesión.

xc = 8746,196 yc = 20,873 Rc = 16,891 Fs=1,759

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	1,3	-10,8	1,32	181,4	17,02	8,51	0,29	38,0	0,0	657,6	2472,1
2	2,66	5,1	2,6738669,54	3627,2	1813,6	0,29	38,0	0,0	36975,4	20826,7	
3	2,59	5,3	2,636267,61	3401,9	1700,95	0,29	38,0	0,0	34608,1	19665,2	
4	1,37	19,7	1,45	28814,7	2702,82	1351,41	0,29	38,0	0,0	25668,1	13792,6
5	1,98	14,3	2,0439462,96	3701,63	1850,81	0,29	38,0	0,0	35813,1	19273,8	
6	1,98	28,2	2,25	34652,3	3250,39	1625,19	0,29	38,0	0,0	30153,3	17095,0
7	1,98	36,1	2,4529479,39	2765,17	1382,58	0,29	38,0	0,0	25334,0	15295,1	
8	2,25	50,5	3,53	25274,9	2370,79	1185,39	0,29	38,0	0,0	21235,8	15253,4
9	1,71	57,1	3,1640832,94	3830,13	1915,07	0,29	38,0	0,0	39804,9	22884,9	
10	1,98	77,4	9,06	29731,2	2788,79	1394,39	0,29	38,0	0,0	23246,9	25262,8

El análisis de estabilidad del perfil 4 muestra un terreno estable con factor de seguridad superior al mínimo de 1,5 pero no muy elevado, siendo de 1,76. Todas las superficies de rotura son estables (color verde) y se estima que la zona en condiciones normales será estable. Su estabilidad y factor de seguridad aumentarán con la finalización de la obra proyectada, mediante su sistema de muros y losas.

15.12 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES DEL ESTUDIO DE ESTABILIDAD

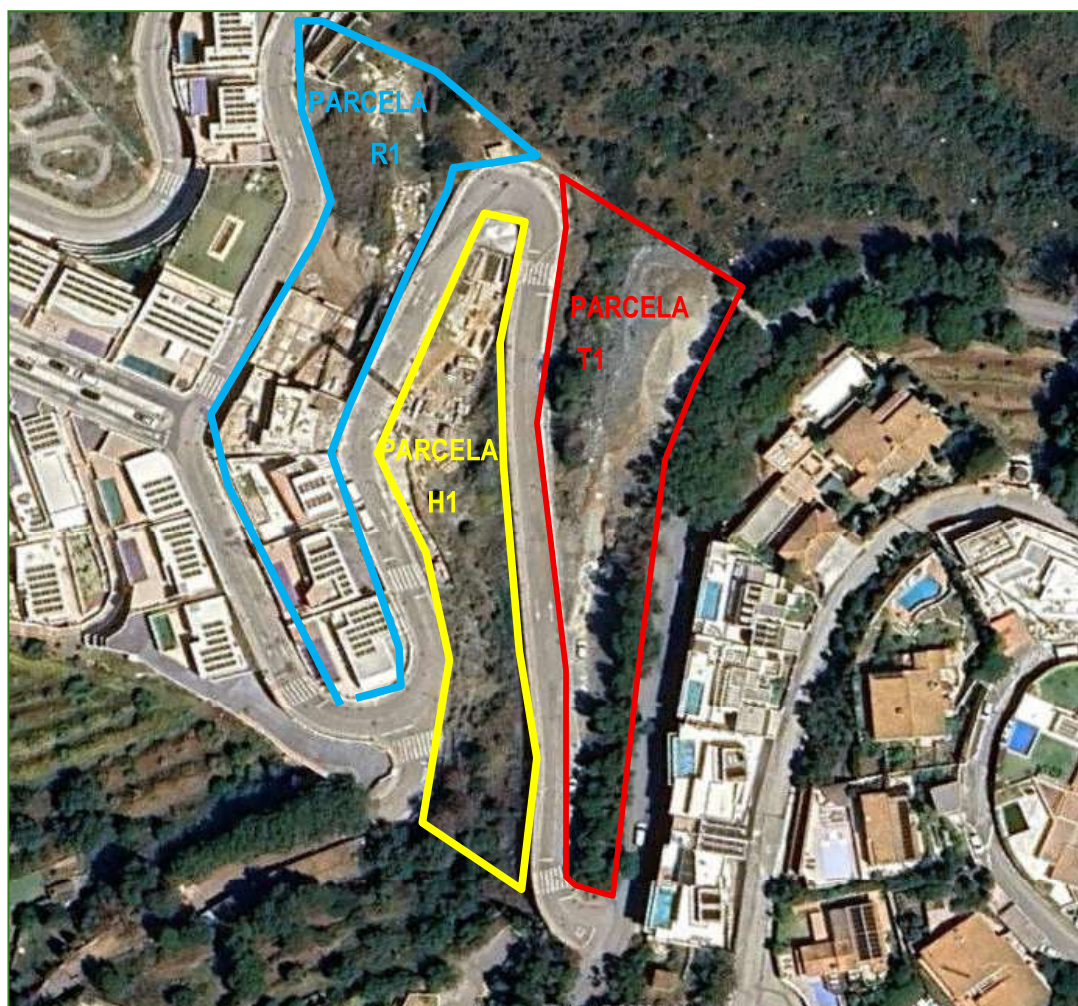
Hemos considerado el terreno en la zona como una grava con arena muy compacta, cementada, y no como roca porque se trata de un esquisto fracturado y meteorizada que no llega a ser una roca masiva y donde el índice RQD es muy bajo. El hecho de no ser una roca más densa y masiva como una caliza o un granito no significa que sea inestable o que se comporte como una roca in situ. Sin embargo, al excavarla se descompone por su fracturación, meteorización y estructura planar. In situ sin tocarla se han observado taludes estables frente superficies de rotura y no se puede considerar como roca para valorar inestabilidad por vuelco, planar o cuña porque no llega a haber bloques de roca, estando los taludes como una masa





densa de esquisto a modo entre roca y suelo. En general toda la zona ha mostrado un resultado de estable en excavación y aumentando en el momento de la finalización de las obras proyectadas. Solo se estima posible riesgo de pequeños terrenos o cuñas de poca envergadura asociadas a la descomposición del esquisto, pero son desplomes de poco volumen puntuales sin afección a la obra y sin riesgo. No se espera deslizamientos por superficies de rotura o roturas de bloque de roca. La masa compacta de grava y arena cementada muestra buena cohesión y cementación.

Hemos hecho un análisis de cada zona para comentar su estabilidad y modo de actuación que se debe de llevar a cabo:



Clasificación de las parcelas de estudio





15.13 PARCELA T1

La parcela T1 es la única parcela que muestra en su parte más elevada un espesor de relleno natural o terreno de pie de monte de 6,3 m en estado muy suelto. Esta zona puede ser inestable y limita con la carretera de acceso a la Punta de la Mona. El relleno abarca desde la rasante de la carretera hasta 6,3 m de profundidad. El terreno por debajo del relleno sí muestra estabilidad. Por tanto, en esta zona debe controlarse los taludes que limitan con la carretera, durante la fase de construcción creando muros por bataches o bien un sistema escalonado con muros y bermas. En esta zona el relleno muy suelto es el único factor desfavorable y de inestabilidad especialmente para la carretera de acceso.



Zona de rellenos o terreno de pie de monte suelto





Zona de rellenos o terreno de pie de monte suelto

En resumen, en esta zona debe de contralarse el relleno de 6,3 m desde rasante de calle de la Punta de la Mona. No edificar sobre este relleno y ejecutar corte de taludes por tramos con ejecución de muros por bataches si fuese necesario tras observación a visu en fase de excavación.

15.14 PARCELA H1

Es su parte más ancha próxima a la curva de bajada y acceso a la zona, se puede edificar con normalidad sin riesgo de movimientos y con el terreno compacto-denso cementado que se observa estable en los taludes excavados. En la parte más estrecha y con elevada pendiente que limita con un muro a cabecera, deberá de crearse bermas al mismo tiempo que se realizan muros por bataches para favorecer la estabilidad de este muro existente. La elevada pendiente y el terreno esquisto no favorece la estabilidad del muro si se realiza una excavación total desde cabecera de talud a pie. El muro existente puede fallar y

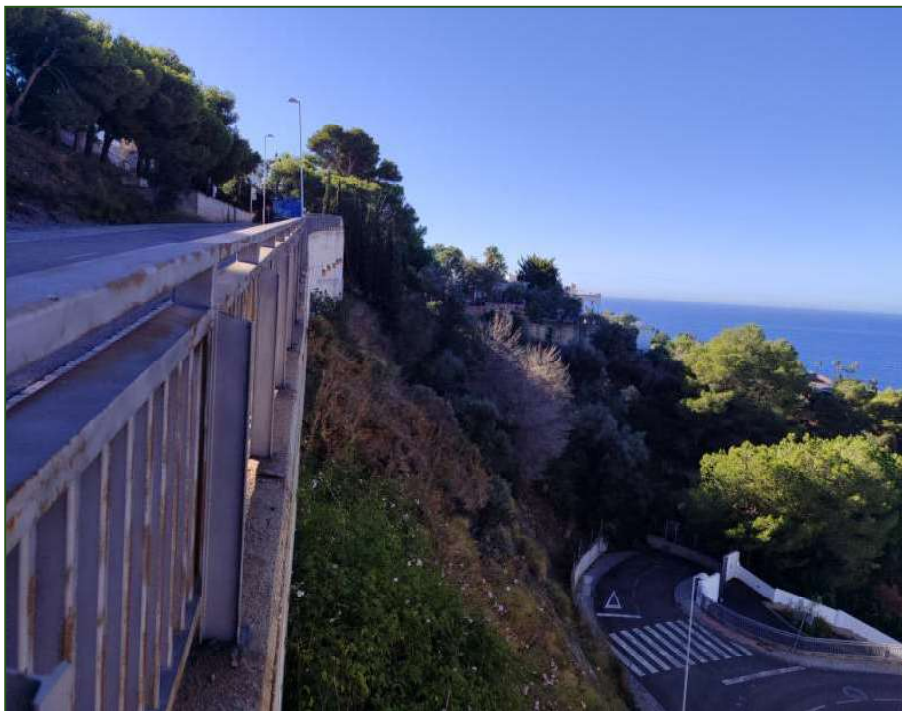




crearse un asiento o vuelco. Por tanto, desde la parte ancha de la parcela deberán de crearse bermas en tramos y sistema de muros igualmente por tramos y de manera escalonada para favorecer la estabilidad del muro.



Zona con muro a cabecera de talud y elevada pendiente



Zona con muro a cabecera de talud y elevada pendiente

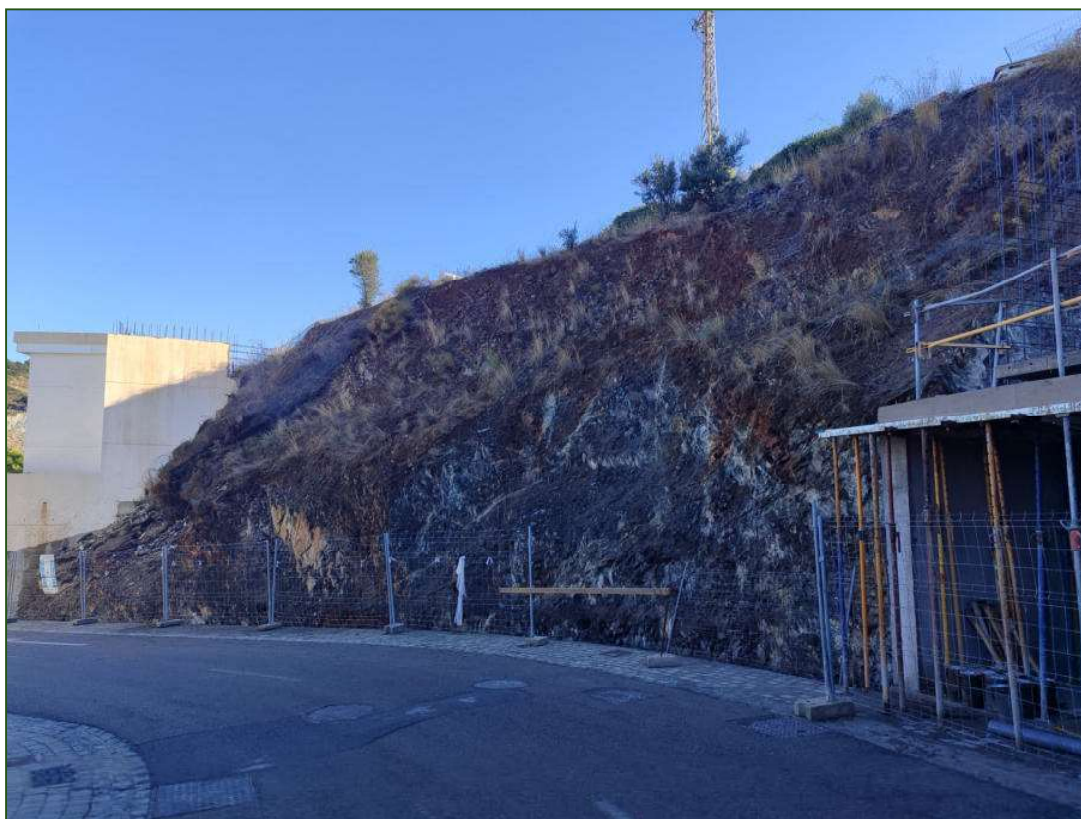




En resumen, zona con elevada pendiente y un muro en cabecera de talud, que implica atacar el talud por un lateral creando un sistema de bermas y muros por bataches mediante tramos y sistema escalonado. Se trata de controlar el muro y evitar su descalce o movimiento en fase de excavación. No se admite un rebaje por completo de la parcela, debiendo se en fases y por tramos.

15.1 PARCELA R1

Se trata de la parcela a menor cota de los tres respecto la carretera de acceso a la Punta de la Mona. En esta zona ya se han observado rebajes escalonados en el terreno de esquistos y no hay riesgo de movimiento, ni presencia de rellenos, muros o estructuras. La construcción se puede hacer de forma directa mediante el rebaje del terreno y posterior sistema de muros y losa. Es una zona estable donde ya se ha edificado y se está edificando con taludes resultantes de excavación sin presencia de movimientos.



Zona con taludes resultantes de excavación estables.

En resumen, parcela sin riesgo, con taludes excavados estables y terreno compacto-denso que se mantiene en fase de excavación.





16 RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES

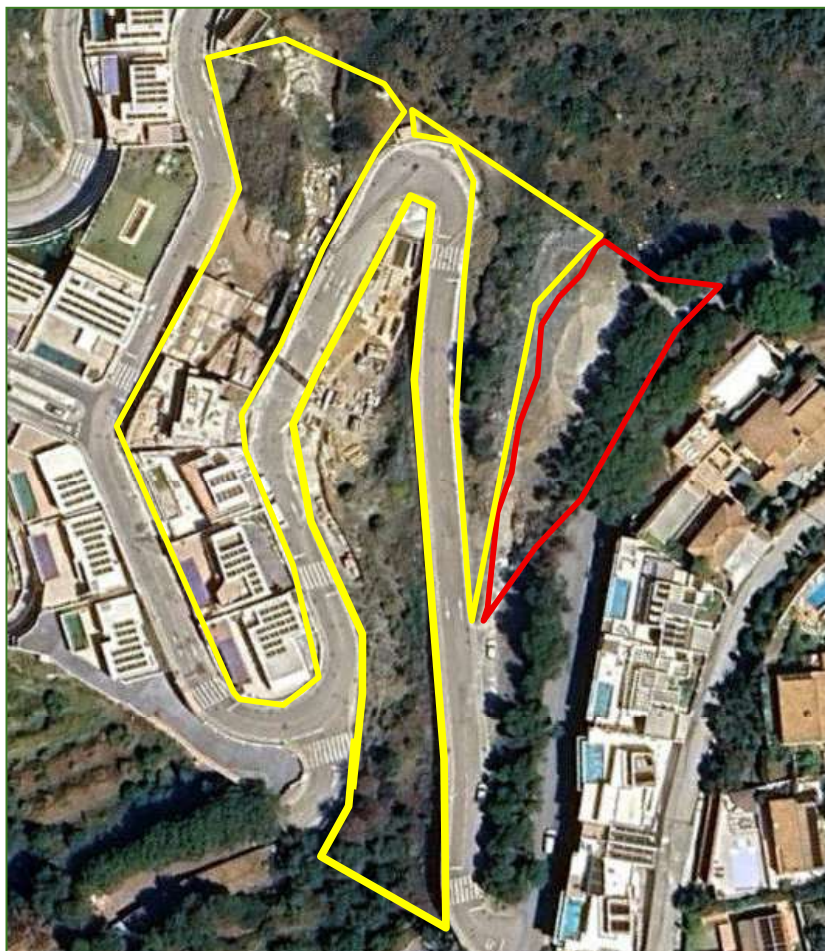
Este apartado es un resumen de conclusiones y recomendaciones, estando más elaborado cada tema en los epígrafes específicos de dicho estudio.

PERFIL DEL TERRENO:

Todo el terreno de la zona es roca esquisto con un grado de fracturación y meteorización variable que hace que aflore como grava compacta. Puede haber algunos puntos donde la roca este más sana y masiva, pero en general se trata de roca fracturada, que al excavarla o perforarla se obtiene como un suelo. En talud se observa la estructura de la roca con betas cuarcíticas, zonas de relleno cementado y los estratos de esquisto, formando toda una masa rocosa, pero de terreno similar a un suelo cementado duro, compacto. Al excavarla o perforarla no se obtienen testigos de roca continuos sino suelo de grava y arena de abundantes catos de roca esquisto. Por tanto, la consideramos como un suelo cementado duro más que como una roca masiva o roca en bloques.

En una única zona se ha detectado relleno natural de terreno esquisto de la zona o terreno de pie de monte en un estado suelto y de baja capacidad portante. Tiene un espesor de 6,3 m de altura y comienza a cota de la carretera principal de acceso a la Punta de la Mona. En la siguiente foto se indican las zonas de terreno natural y relleno. Zona de relleno en rojo y zona de terreno natural esquisto en amarillo. La zona más suelta de relleno está muy localizada en un área de la parte más alta de la parcela. El resto de las zonas están formadas por terreno natural compacto-denso de esquisto cuarcítico.





Clasificación de zonas de terreno natural y relleno

NIVEL FREÁTICO:

En la fecha de realización del estudio de campo (Noviembre 2025) no se ha encontrado el nivel freático a una profundidad de 18 metros. Según la geomorfología de la zona, la cota del nivel freático está suficientemente profunda para no afectar a la obra proyectada.

Los materiales estudiados son de permeabilidad (10^{-9} a 10^{-13}) y de transmisividad bajas a muy bajas (poco permeables-impermeables). Pueden tener flujos de agua esporádicos asociados a zona de fractura o entres estratos de los esquistos. Pero se trata de flujos durante periodos lluviosos y esporádicos. Esta presencia de





agua puede ocasionar inestabilidad en la roca esquisto por ser una roca laminar y con alto grado de meteorización.

Se debe tener en cuenta que el nivel freático no se trata de un nivel estable, sino que puede sufrir continuas variaciones por épocas, decrecidas o estiajes, bombeos en pozos cercanos, así como por la frecuencia de precipitaciones en las diferentes estaciones.

HORMIGÓN:

Así pues, de los análisis químicos realizados a las muestras de suelo, se desprende que no será necesario el empleo de cementos sulforresistentes que protejan al hormigón de la agresividad del terreno, ya que el valor resultante de contenido en sulfatos es inferior al máximo ($2000 \text{ mg SO}_4^{2-} \cdot \text{Kg suelo seco}$) marcado por el Código Estructural. De la misma forma, los resultados analíticos del grado de acidez Baumann-Gully se encuentran muy por debajo del límite marcado por dicho Código.

Por tanto, el TIPO DE EXPOSICIÓN en cuanto a agresividad química será **X0**

EXCAVABILIDAD DEL TERRENO:

La excavabilidad del terreno es media, es decir la excavación de la cimentación se podrá realizar con una retroexcavadora giratoria, provista de martillo percutor para zonas de mayor dureza. Se estima una excavación combinada de cazo con martillo según meteorización y fracturación del esquisto.

TALUDES:

La presencia de rellenos superficiales bajo aceras, bordillos y demás obras de acondicionamiento de la calzada, deberán de ser contenidos al realizar cualquier tipo de la excavación de los mismos, ya que éstos se podrán desprender fácilmente y provocar un desprendimiento por arrastre de parte del material sobre el que se depositen.

En el relleno y en el terreno natural, los taludes se mantendrán temporalmente subverticales durante la obra excepto en la zona de relleno indicada a lo largo de este estudio. En la zona de la parcela H1 donde hay un muro a cabecera de talud, se puede crear inestabilidad en función del proceso de excavación si no se realiza adecuadamente.





ELEMENTOS DE CONTENCIÓN:

Como elementos de contención se contemplan los propios muros de contención de las edificaciones proyectadas y otros muros perimetrales que se ejecuten para bordear edificaciones y crear zonas comunes o verdes. No se estima contención mediante pantallas de micropilotes si los rebajes se hacen controlados y valorando bataches donde pueda ser necesario. No es un terreno que requiera pantallas de micropilotes ni las obras proyectadas tiene riesgo de movimiento por su diseño.

PARÁMETROS SÍSMICOS:

- ❑ ACELERACIÓN SÍSMICA BÁSICA (a_b): 0.14 g
- ❑ TIPO DE TERRENO Y VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE LAS ONDAS TRANSVERSALES (v_s):
En el caso que nos ocupa se trata de un terreno tipo II y tipo I de modo que la velocidad de propagación de las ondas es de $750 \text{ m/s} \geq V_s > 400 \text{ m/s}$ y $V_s > 750 \text{ m/s}$ respectivamente.
- ❑ COEFICIENTE DEL SUELO (C): 1.2
- ❑ COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN DEL TERRENO (s): 0.967
- ❑ ACELERACIÓN SÍSMICA DE CALCULO (a_c): 0.154 g

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DEL TERRENO (ver Apartado nº 8, y Documento nº2):

Nivel Geotécnico I: Roca esquisto fracturada en forma de grava limosa. **Nivel de cimentación.**

- ❑ Clasificación del terreno: **grava limosa con arena (GM-S.U.C.S. / A-1-a (0)-H.R.B.).**
- ❑ Ángulo de fricción interno (φ): 36-38° (*).
- ❑ Cohesión (c): 19.6 a 29.4 Kpa
- ❑ Expansividad: nula.
- ❑ Módulo de Deformación (E_o): de 1000-5000 MN/m². (*)
- ❑ Coeficiente de Balasto (k_{sp30}): de 1000-3000 MN/m³. (*) para placa de 30 cm por 30 cm.
- ❑ Coeficiente de Poisson: 0,30. (*)
- ❑ Coeficiente de permeabilidad: 10^{-9} - 10^{-13} m/s. (*).

(*)→ Valor estimado en el Documento Básico SE-Cimientos.





CIMENTACIÓN Y PRESION DE DISEÑO:

El terreno en las parcelas de estudio es roca esquisto con un grado de meteorización variable, pero en los puntos de cota de cimentación aflora en forma de grava con arena y roca sana y no se detecta meteorización en forma de suelo (saprolito), tipo IV-V. Por tanto, es un terreno compacto-denso de buenas características. En base a ello se admiten los tipos de cimentación más comunes como zapatas y losa, pero con elección de losa en sistemas de cimentación escalonada a lo largo de una zona con pendiente, para garantizar mayor estabilidad. Se comentan a continuación:

CIMENTACIÓN EN ZONA LLANA SIN PENDIENTES NI OBRA ESCALONADA:

El proceso de cimentación en zona llana sin pendiente delante de la parcela y sin cimentación escalonada, se puede llevar a cabo mediante zapatas con vigas de atado, zapatas corridas o bien losa de hormigón armado.

El proceso constructivo es el siguiente:

- 1) Rebaje del terreno hasta cota de cimentación prevista, formada por roca esquisto que en este caso aflora directamente en superficie en prácticamente toda la zona edificable.
- 2) Depósito de una capa de hormigón de limpieza para homogeneizar la superficie, evitar irregularidades y rellenar huecos, fracturas o grietas en la roca.
- 3) Por último, se llevará a cabo la cimentación mediante zapatas o losa con una dimensión según estimación de la dirección facultativa en función de sus necesidades constructivas y los parámetros geotécnicos aportados en este informe.

En la siguiente tabla se aporta la presión de diseño para zapatas para diferentes anchos de zapata y asiento producido en el terreno. Basta con elegir la presión de diseño para el ancho de cimentación y máximo asiento que se estimen.

ASIENTO (S_d) (mm)	P _{adm} máxima (kPa) CIMENTACIÓN POR ZAPATAS O PEQUEÑAS LOSAS						
	ANCHO (B) (m)						
	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
10	190,03	178,54	164,03	144,31	126,80	118,80	114,22
15	285,05	267,81	246,04	216,47	190,20	178,20	171,33
20	380,06	357,08	328,05	288,63	253,61	237,59	228,43
25	475,08	446,35	410,07	360,78	317,01	296,99	285,54





CIMENTACIÓN EN ZONA CON PENDIENTE U OBRA CON SISTEMA ESCALONADO:

En el caso de cimentación en ladera o con sistema escalonado a lo largo de un talud, se recomienda directamente losa de cimentación para garantizar un asiento homogéneo y un reparto de carga que favorezca la estabilidad. La losa además favorecerá la estabilidad frente a riesgo de movimiento del talud. En este caso, además deberán de seguirse las recomendaciones que se indique en el apartado de análisis de estabilidad de este estudio, para evitar movimiento de la zona.

El proceso constructivo es el siguiente:

- 1) Rebaje del terreno hasta cota de cimentación prevista, formada por roca esquisto que en este caso aflora directamente en superficie en prácticamente toda la zona edificable.
- 2) Depósito de una capa de hormigón de limpieza para homogeneizar la superficie, evitar irregularidades y rellenar huecos, fracturas o grietas en la roca.
- 3) Por último, se llevará a cabo la cimentación mediante losa con una dimensión según estimación de la dirección facultativa en función de sus necesidades constructivas y los parámetros geotécnicos aportados en este informe.

En la siguiente tabla se aporta la presión de diseño para zapatas para diferentes anchos de zapata y asiento producido en el terreno. Basta con elegir la presión de diseño para el ancho de cimentación y máximo asiento que se estimen.

ASIENTO (S_d) (mm)	P_{adm} (kPa) CIMENTACIÓN POR LOSA						
	ANCHO (B) (m)						
	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	15,0
10	114,22	111,25	109,18	107,65	106,47	105,53	102,78
15	171,33	166,88	165,65	161,47	159,70	158,30	154,16
20	228,43	222,51	220,87	215,30	212,94	211,07	205,55
25	285,54	278,13	276,08	269,12	266,17	263,84	256,94
30	342,65	333,76	331,30	322,94	319,41	316,60	308,33
35	399,76	389,39	386,52	376,77	372,64	369,37	359,72
40	456,87	445,02	441,74	430,59	425,88	422,14	411,10
50	571,09	556,27	552,17	538,24	532,35	527,67	513,88





EMPUJES DEL TERRENO EN MURO:

Para un muro de 3 m de alto:

Coeficiente de empuje activo Pa: 26.83 KN/m

Coeficiente de empuje pasivo Pp: 365.33 KN/m

Coeficiente en reposo Ko: 0.43

Para un muro de 4 m de alto:

Coeficiente de empuje activo Pa: 47.69 KN/m

Coeficiente de empuje pasivo Pp: 649.47 KN/m

Coeficiente en reposo Ko: 0.43

Para un muro de 5 m de alto:

Coeficiente de empuje activo Pa: 74.52 KN/m

Coeficiente de empuje pasivo Pp: 1014.80 KN/m

Coeficiente en reposo Ko: 0.43

ESTABILIDAD:

El terreno se muestra estable a lo largo de las parcelas de estudio, excepto la zona de relleno de 6,3 m de espesor situado en la parcela T1. En esta zona se trata de relleno muy suelto de baja carga admisible que puede suponer riesgo de movimiento al excavarlo. Por tanto, se recomienda controlar la excavación y realizar bataches o pantalla de micropilotes para evitar su movimiento y afectar a la carretera de acceso a la Punta de la Mona. Deberá de rebajarse de forma controlada valorando las medidas de contención si fuesen necesarias.

En la parcela H1 hay un muro a cabecera de talud que está estable pero como se ha comentado deberá de actuarse en la zona mediante caminos laterales con sistema de bermas y muros por bataches para que el rebaje no afecte la estabilidad de este muro existente.

El resto de las zonas y la parcela R1 muestran un terreno competente, estable con taludes que se mantienen en fase de excavación.

Puede haber caídas superficiales de cantos de roca esquisto por ser laminar y fractura, o alguna pequeña terrera, pero no se estima deslizamientos por superficies de rotura o movimientos de bloques de roca que no

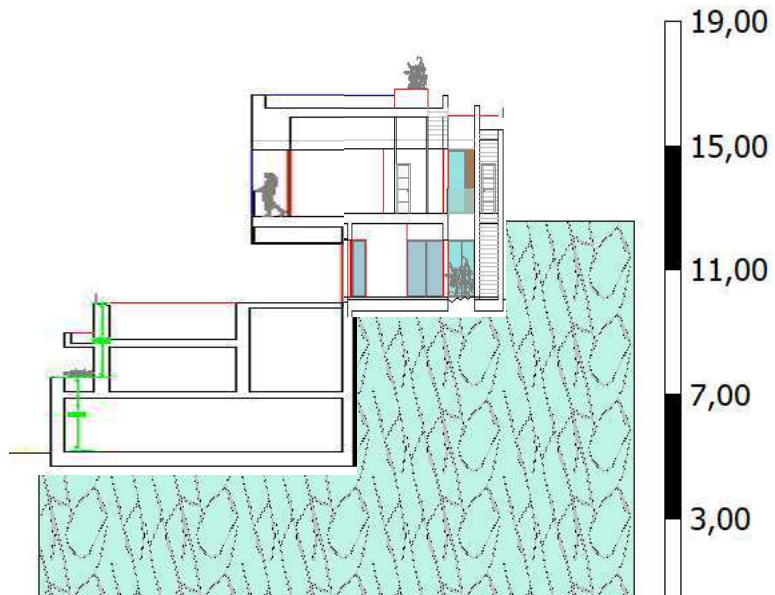




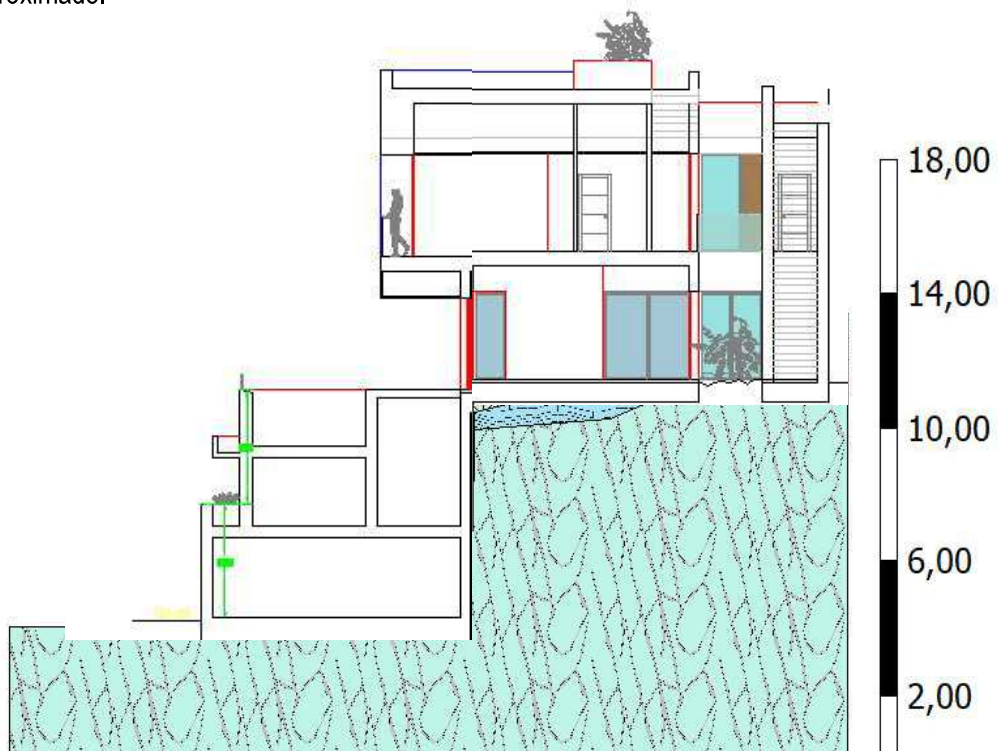
se han observado. Cualquier movimiento será superficial controlado, sin riesgo y típico de estos terrenos esquistosos con estructura laminar.

CROQUIS DE LA CIMENTACIÓN:

Perfil 1 aproximado.

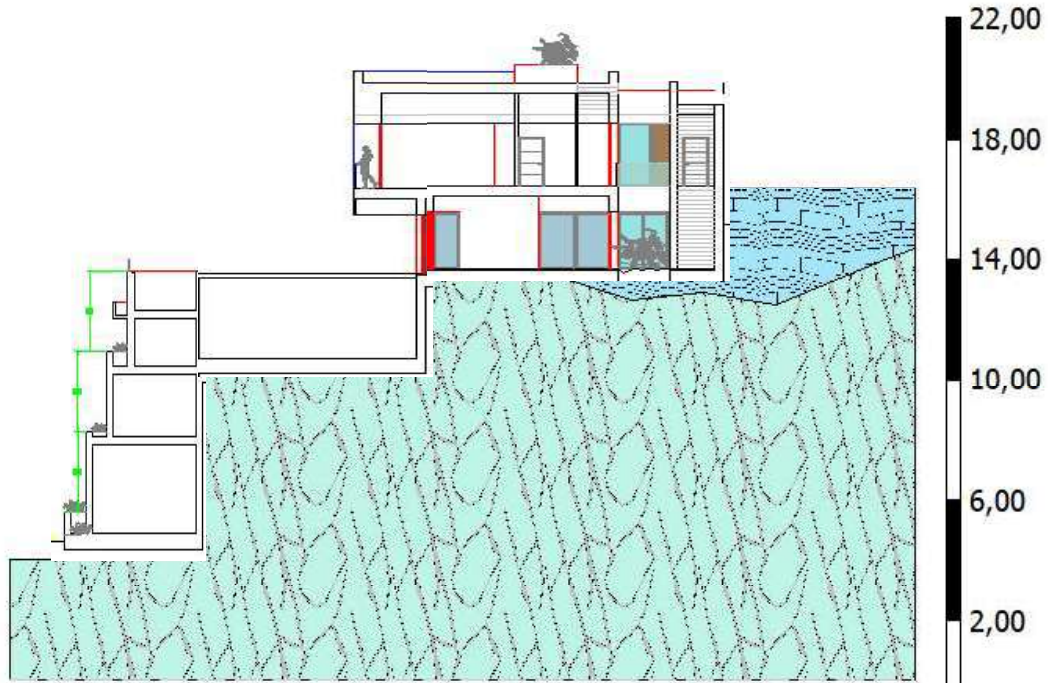


Perfil 2 aproximado.





Perfil 3 aproximado.



Perfil 4 aproximado.





17 PROGRAMA DE SUPERVISIÓN

Cabe destacar que la tipología de cimentación planteada, profundidad y tensión admisible del terreno se establecen a partir del estado que posee la parcela en el momento de la realización de los ensayos de campo, declinando Entecsa Granada S.L. toda responsabilidad sobre este estudio en el caso de que se ejecutasen modificaciones no previstas (rellenos, movimientos de tierras, excavaciones, etc.) en la parcela objeto del presente estudio con posterioridad a la ejecución de los ensayos de campo.

El modelo geotécnico deducido y las conclusiones planteadas en el presente informe se circunscriben a los puntos ensayados. Entecsa no puede garantizar la no existencia de anomalías puntuales en las zonas no ensayadas de la parcela que presenten diferencias con el modelo deducido. A tal efecto, consideramos necesario que tras la excavación de la cimentación se confirme y corrobore los perfiles estratigráficos por la Dirección Facultativa de la obra. En el caso de no observar el terreno descrito en el estudio geotécnico (cambios laterales rápidos de terreno, variaciones en las cotas a las que aparecen los materiales...), será necesario informar al personal de este laboratorio, para que los geólogos inspeccionen la excavación y puedan tomar las decisiones adecuadas. Este estudio está calculado en condiciones ambientales normales y sin fenómenos extremos o riesgos geológicos inesperados que puedan variar los parámetros geotécnicos del terreno.

Durante la ejecución de la excavación, si lo solicita la propiedad, el personal del laboratorio, visitará la obra con el objeto de reconocer confirmar y corroborar los perfiles estratigráficos determinados y los materiales que aparecen, y elaborar un ACTA DE SUPERVISION.





Peticionario: Altamira Propiedades S.L/Cumbrevisión S.L

Página 92 de 92

Obra: Almuñécar (Granada) Punta la Mona, parcelas R1,T1 y H1

Trabajo Nº 25-3441

Las Gabias, a 04 de Diciembre de 2025



Firmado por
***9029** GERMAN
MEDINA (R:
****0542*) el día
04/12/2025 con un
certificado
emitido por AC
Representación

Fdo.:

Germán Medina Vargas
Geólogo. Nº col.: 341

Fdo.:

Juan Luis Pozo Asensio
Geólogo. Nº col.: 458

Fdo.:

José Antonio Peregrina Bolívar
Geólogo. Nº col.: 312





documento 2

Ensayos de laboratorio



Entecsa Granada, S.L.

Tel: 958 574 469
Fax 958 574 290

www.entecsagranada.com

info@entecsagranada.com

Polígono Industrial
"Las Nieves",
Paseo del Cañanveral, nave
11.

18110 Las Gabias
Granada

B-18605428

Entecsa Granada es un
laboratorio acreditado por
la Junta de Andalucía.
Inscrito en registro de
laboratorios y entidades
acreditadas con registro
AND-L-205

Inscrita en el
Registro Mercantil
de Granada:

Tomo 1007, Folio 54,
Hoja GR-20.724,
Inscripción 1ª

Estudios geotécnicos del
terreno

Estudios de estabilidad de
taludes

Patología geotécnica y
peritajes

Sondeos, ensayos de
penetración y geofísica

Geología y Riesgos
Geológicos

Estudios hidrológicos de
avenidas/inundabilidad

Hidrogeología y Medio
Ambiente

Arqueología

Topografía

Los resultados de los
ensayos están referidos a la
muestra ensayada, y no al
producto en general.

Este documento no podrá
ser reproducido sin la
autorización expresa de
Entecsa Granada

análisis granulométrico

de suelos por tamizado

UNE 103 101:1995 GT04

Peticionario: **ALTAMIRA PROPIEDADES S.L/CUMBREVISIÓN S.L**

Obra: **1852-ALMUÑECAR (GRANADA) PUNTA DE LA MONA, PARCELAS R1-T1-H1**

Trabajo Nº: **25-3441-GR1**

Fecha del ensayo: **25/11/25**

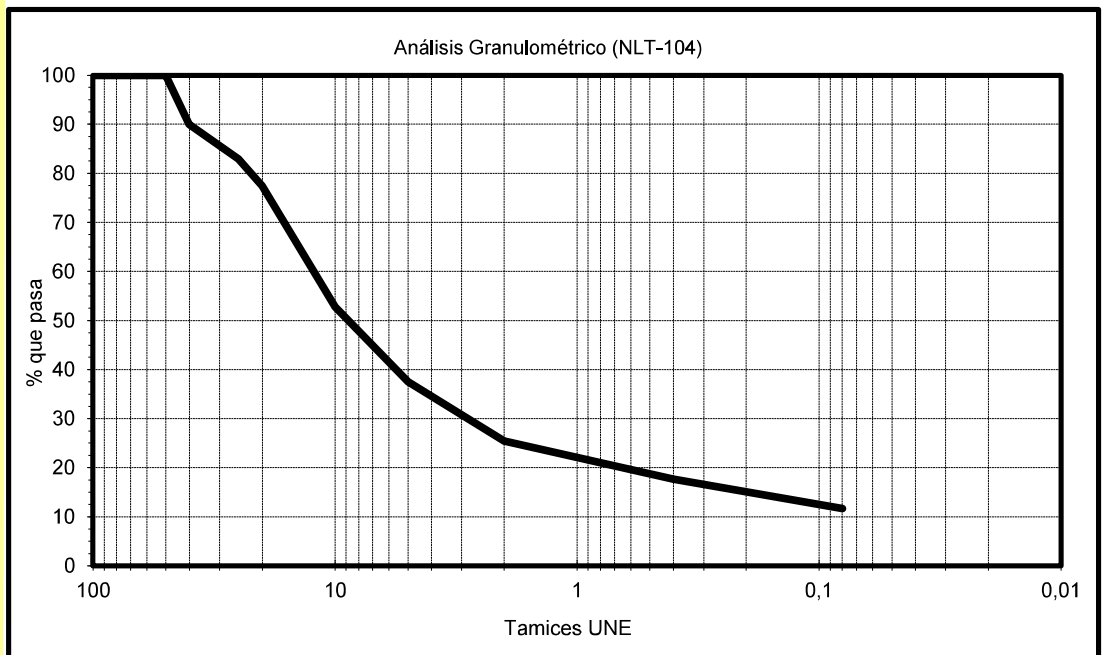
Procedencia de la muestra: **SONDEO 1 A 5,2 M**

Descripción del material: **GRAVA MALA GRADUADA CON LIMO Y ARENA**

Denominación: **25-3441-GEO-TNA-SON1-M1**

Tamiz UNE	100	80	50	40	25	20	10	5	2	0,4	0,08
% que pasa	100	100	100	89,96	82,86	77,44	52,75	37,48	25,48	17,65	11,68

Huso (Tam: inf/sup)



CLASIFICACIÓN DE LA MUESTRA	
USCS	GP-GM
NTE	Granular tipo I
AASTHO	A-1-a (0)

UNE 103 300:1993 Determinación de la humedad de un suelo mediante secado en estufa

Humedad	1,24%
---------	-------

Observaciones:

Las Gabias, a 28 de Noviembre de 2025

Vº. Bº. Dtor. Laboratorio: Germán Medina Vargas

Reponsable del Área GT: Juan Luis Pozo Asensio

Entecsa
Granada, S.L.
CIF: B-18605428



Entecsa Granada, S.L.

Tel: 958 574 469
Fax 958 574 290

www.entecsagranada.com

info@entecsagranada.com

Polígono Industrial
"Las Nieves",
Paseo del Cañanveral, nave
11.

18110 Las Gabias
Granada

B-18605428

Entecsa Granada es un
laboratorio acreditado por
la Junta de Andalucía.
Inscrito en registro de
laboratorios y entidades
acreditadas con registro
AND-L -205

Inscrita en el
Registro Mercantil
de Granada:

Tomo 1007, Folio 54,
Hoja GR-20.724,
Inscripción 1ª

Estudios geotécnicos del
terreno

Estudios de estabilidad de
taludes

Patología geotécnica y
peritajes

Sondeos, ensayos de
penetración y geofísica

Geología y Riesgos
Geológicos

Estudios hidrológicos de
avenidas/inundabilidad

Hidrogeología y Medio
Ambiente

Arqueología

Topografía

Los resultados de los
ensayos están referidos a la
muestra ensayada, y no al
producto en general.

Este documento no podrá
ser reproducido sin la
autorización expresa de
Entecsa Granada

determinación de

límites de atterberg



UNE 103 103:1994 - UNE 103 104:1993 GT05-06

Peticionario: ALTAMIRA PROPIEDADES S.L/CUMBREVISIÓN S.L

Obra: 1852-ALMUÑECAR (GRANADA) PUNTA DE LA MONA, PARCELAS R1-T1-H1

Trabajo Nº: 25-3441-LIM1

Fecha del ensayo: 25/11/25

Procedencia: SONDEO 1 A 5,2 M

Denominación: 25-3441-GEO-TNA-SON1-M1

LÍMITES DE ATTERBERG

1º Determinación de Humedad:

2º Determinación de Humedad:

Límite Líquido (NLT-105/91): No plástico

1º Determinación de Humedad:

2º Determinación de Humedad:

Límite Plástico (NLT-106/91): No plástico

INDICE DE PLASTICIDAD: No plástico

Observaciones:

Las Gabias, a 28 de Noviembre de 2025

Vº. Bº. Dtor. Laboratorio: Germán Medina Vargas



Responsable del Área GT: Juan Luis Pozo Asensio



Entecsa Granada, S.L.

Tel: 958 574 469
Fax 958 574 290

www.entecsagranada.com

info@entecsagranada.com

Polígono Industrial
"Las Nieves",
Paseo del Cañanveral, nave
11.

18110 Las Gabias
Granada

B-18605428

Entecsa Granada es un
laboratorio acreditado por
la Junta de Andalucía.
Inscrito en registro de
laboratorios y entidades
acreditadas con registro
AND-L -205

Inscrita en el
Registro Mercantil
de Granada:

Tomo 1007, Folio 54,
Hoja GR-20.724,
Inscripción 1ª

Estudios geotécnicos del
terreno

Estudios de estabilidad de
taludes

Patología geotécnica y
peritajes

Sondeos, ensayos de
penetración y geofísica

Geología y Riesgos
Geológicos

Estudios hidrológicos de
avenidas/inundabilidad

Hidrogeología y Medio
Ambiente

Arqueología

Topografía

Los resultados de los
ensayos están referidos a la
muestra ensayada, y no al
producto en general.

Este documento no podrá
ser reproducido sin la
autorización expresa de
Entecsa Granada

análisis granulométrico

de suelos por tamizado

UNE 103 101:1995

Peticionario: **ALTAMIRA PROPIEDADES S.L./CUMBREVISIÓN S.L**

Obra: **1852-ALMUÑECAR (GRANADA) PUNTA DE LA MONA, PARCELAS R1-T1-H1**

Trabajo Nº: **25-3441-GR2**

Fecha del ensayo: **25/11/25**

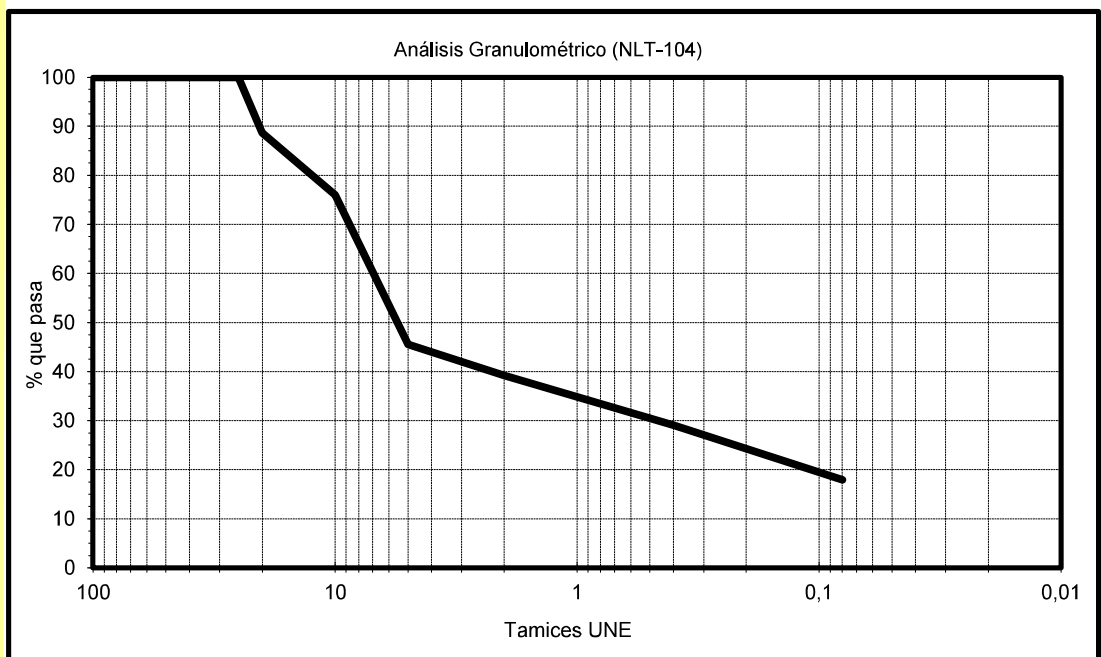
Procedencia de la muestra: **SONDEO 1 A 7,2 M**

Descripción del material: **GRAVA LIMOSA CON ARENA**

Denominación: **25-3441-GEO-TNA-SON1-M1**

Tamiz UNE	100	80	50	40	25	20	10	5	2	0,4	0,08
% que pasa	100	100	100	100	100	88,68	76,02	45,55	39,19	29,1	17,96

Huso (Tam: inf/sup)



CLASIFICACIÓN DE LA MUESTRA	
USCS	GM con arena
NTE	Granular tipo I
AASTHO	A-1-b

UNE 103 300:1993 Determinación de la humedad de un suelo mediante secado en estufa

Humedad natural	7,45%
-----------------	-------

Observaciones:

Las Gabias, a 28 de Noviembre de 2025

Vº. Bº. Dtor. Laboratorio: Germán Medina Vargas



Reponsable del Área GT: Juan Luis Pozo Asensio



Entecsa Granada, S.L.

Tel: 958 574 469
Fax 958 574 290

www.entecsagranada.com

info@entecsagranada.com

Polígono Industrial
"Las Nieves",
Paseo del Cañanveral, nave
11.

18110 Las Gabias
Granada

B-18605428

Entecsa Granada es un
laboratorio acreditado por
la Junta de Andalucía.
Inscrito en registro de
laboratorios y entidades
acreditadas con registro
AND-L -205

Inscrita en el
Registro Mercantil
de Granada:

Tomo 1007, Folio 54,
Hoja GR-20.724,
Inscripción 1ª

Estudios geotécnicos del
terreno

Estudios de estabilidad de
taludes

Patología geotécnica y
peritajes

Sondeos, ensayos de
penetración y geofísica

Geología y Riesgos
Geológicos

Estudios hidrológicos de
avenidas/inundabilidad

Hidrogeología y Medio
Ambiente

Arqueología

Topografía

Los resultados de los
ensayos están referidos a la
muestra ensayada, y no al
producto en general.

Este documento no podrá
ser reproducido sin la
autorización expresa de
Entecsa Granada

determinación de

límites de atterberg



UNE 103 103:1994 - UNE 103 104:1993

Peticionario: ALTAMIRA PROPIEDADES S.L./CUMBREVISIÓN S.L

Obra: 1852-ALMUÑECAR (GRANADA) PUNTA DE LA MONA, PARCELAS R1-T1-H1

Trabajo Nº: 25-3441-LIM2

Fecha del ensayo: 25/11/25

Procedencia: SONDEO 1 A 7,2 M

Denominación: 25-3441-GEO-TNA-SON1-M2

LÍMITES DE ATTERBERG

1º Determinación de Humedad:

2º Determinación de Humedad:

Límite Líquido (NLT-105/91): No plástico

1º Determinación de Humedad:

2º Determinación de Humedad:

Límite Plástico (NLT-106/91): No plástico

INDICE DE PLASTICIDAD: No plástico

Observaciones:

Las Gabias, a 28 de Noviembre de 2025

Vº. Bº. Dtor. Laboratorio: Germán Medina Vargas



Responsable del Área GT: Juan Luis Pozo Asensio



Entecsa Granada, S.L.

Tel: 958 574 469
Fax 958 574 290

www.entecsagranada.com

info@entecsagranada.com

Polígono Industrial
"Las Nieves",
Paseo del Cañanveral, nave
11.

18110 Las Gabias
Granada

B-18605428

Entecsa Granada es un
laboratorio acreditado por
la Junta de Andalucía.
Inscrito en registro de
laboratorios y entidades
acreditadas con registro
AND-L -205

Inscrita en el
Registro Mercantil
de Granada:

Tomo 1007, Folio 54,
Hoja GR-20.724,
Inscripción 1ª

Estudios geotécnicos del
terreno

Estudios de estabilidad de
taludes

Patología geotécnica y
peritajes

Sondeos, ensayos de
penetración y geofísica

Geología y Riesgos
Geológicos

Estudios hidrológicos de
avenidas/inundabilidad

Hidrogeología y Medio
Ambiente

Arqueología

Topografía

Los resultados de los
ensayos están referidos a la
muestra ensayada, y no al
producto en general.

Este documento no podrá
ser reproducido sin la
autorización expresa de
Entecsa Granada

análisis granulométrico

de suelos por tamizado

UNE 103 101:1995

Peticionario: **ALTAMIRA PROPIEDADES S.L/CUMBREVISIÓN S.L**

Obra: **1852-ALMUÑECAR (GRANADA) PUNTA DE LA MONA, PARCELAS R1-T1-H1**

Trabajo Nº: **25-3441-GR3**

Fecha del ensayo: **25/11/25**

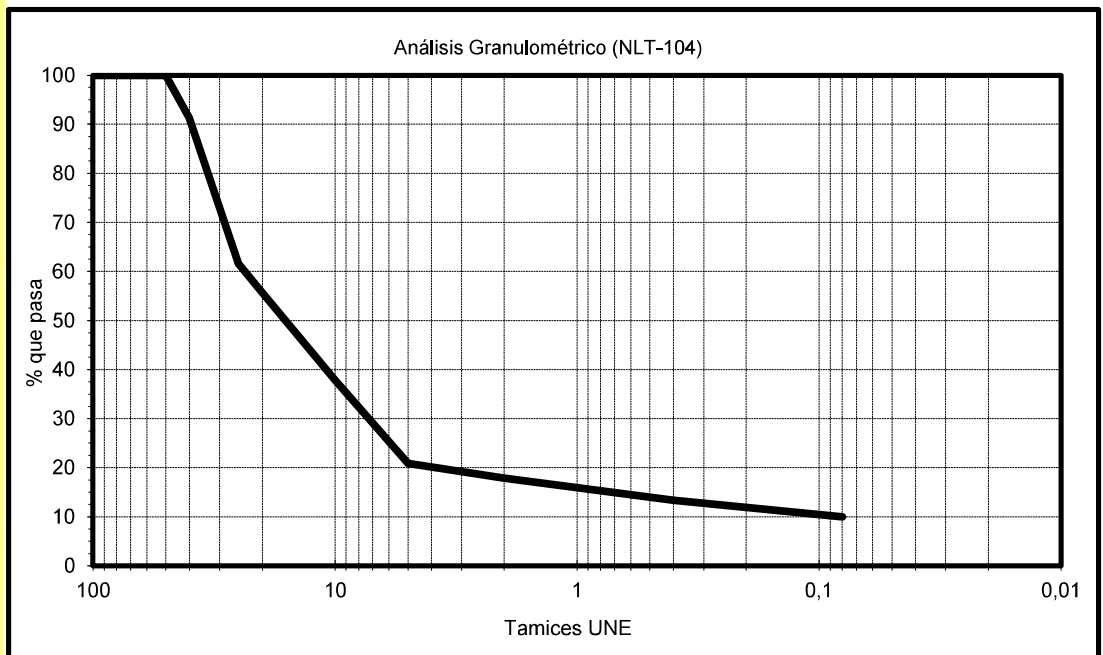
Procedencia de la muestra: **SONDEO 1 A 12,60 M**

Descripción del material: **GRAVA MAL GRADUADA CON LIMO**

Denominación: **25-3441-GEO-TNA-SON1-M3**

Tamiz UNE	100	80	50	40	25	20	10	5	2	0,4	0,08
% que pasa	100	100	100	91,33	61,61	55,7	37,87	20,88	17,83	13,35	10,05

Huso (Tam: inf/sup)



CLASIFICACIÓN DE LA MUESTRA	
USCS	GP-GM
NTE	Granular tipo I
AASTHO	A-1-a

UNE 103 300:1993 Determinación de la humedad de un suelo mediante secado en estufa

Humedad natural	6,59%
-----------------	-------

Observaciones:

Las Gabias, a 28 de Noviembre de 2025

Vº. Bº. Dtor. Laboratorio: Germán Medina Vargas

Entecsa Granada, S.L.
CIF: B-18605428

Reponsable del Área GT: Juan Luis Pozo Asensio



Entecsa Granada, S.L.

Tel: 958 574 469
Fax 958 574 290

www.entecsagranada.com

info@entecsagranada.com

Polígono Industrial
"Las Nieves",
Paseo del Cañanveral, nave
11.

18110 Las Gabias
Granada

B-18605428

Entecsa Granada es un
laboratorio acreditado por
la Junta de Andalucía.
Inscrito en registro de
laboratorios y entidades
acreditadas con registro
AND-L -205

Inscrita en el
Registro Mercantil
de Granada:

Tomo 1007, Folio 54,
Hoja GR-20.724,
Inscripción 1ª

Estudios geotécnicos del
terreno

Estudios de estabilidad de
taludes

Patología geotécnica y
peritajes

Sondeos, ensayos de
penetración y geofísica

Geología y Riesgos
Geológicos

Estudios hidrológicos de
avenidas/inundabilidad

Hidrogeología y Medio
Ambiente

Arqueología

Topografía

Los resultados de los
ensayos están referidos a la
muestra ensayada, y no al
producto en general.

Este documento no podrá
ser reproducido sin la
autorización expresa de
Entecsa Granada

determinación de

límites de atterberg



UNE 103 103:1994 - UNE 103 104:1993

Peticionario: ALTAMIRA PROPIEDADES S.L./CUMBREVISIÓN S.L

Obra: 1852-ALMUÑECAR (GRANADA) PUNTA DE LA MONA, PARCELAS R1-T1-H1

Trabajo N°: 25-3441-LIM3

Fecha del ensayo: 25/11/25

Procedencia: SONDEO 1 A 12,60 M

Denominación: 25-3441-GEO-TNA-SON1-M3

LÍMITES DE ATTERBERG

1º Determinación de Humedad:

2º Determinación de Humedad:

Límite Líquido (NLT-105/91): No plástico

1º Determinación de Humedad:

2º Determinación de Humedad:

Límite Plástico (NLT-106/91): No plástico

INDICE DE PLASTICIDAD: No plástico

Observaciones:

Las Gabias, a 28 de Noviembre de 2025

Vº. Bº. Dtor. Laboratorio: Germán Medina Vargas



Responsable del Área GT: Juan Luis Pozo Asensio



Entecsa Granada, S.L.

Tel: 958 574 469
Fax 958 574 290

www.entecsagranada.com

info@entecsagranada.com

Polígono Industrial
"Las Nieves",
Paseo del Cañanveral, nave
11.

18110 Las Gabias
Granada

B-18605428

Entecsa Granada es un
laboratorio acreditado por
la Junta de Andalucía.
Inscrito en registro de
laboratorios y entidades
acreditadas con registro
AND-L-205

Inscrita en el
Registro Mercantil
de Granada:

Tomo 1007, Folio 54,
Hoja GR-20.724,
Inscripción 1ª

Estudios geotécnicos del
terreno

Estudios de estabilidad de
taludes

Patología geotécnica y
peritajes

Sondeos, ensayos de
penetración y geofísica

Geología y Riesgos
Geológicos

Estudios hidrológicos de
avenidas/inundabilidad

Hidrogeología y Medio
Ambiente

Arqueología

Topografía

Los resultados de los
ensayos están referidos a la
muestra ensayada, y no al
producto en general.

Este documento no podrá
ser reproducido sin la
autorización expresa de
Entecsa Granada

análisis granulométrico

de suelos por tamizado

UNE 103 101:1995

Peticionario: **ALTAMIRA PROPIEDADES S.L./CUMBREVISIÓN S.L**

Obra: **1852-ALMUÑECAR (GRANADA) PUNTA DE LA MONA, PARCELAS R1-T1-H1**

Trabajo Nº: **25-3441-GR4**

Fecha del ensayo: **25/11/25**

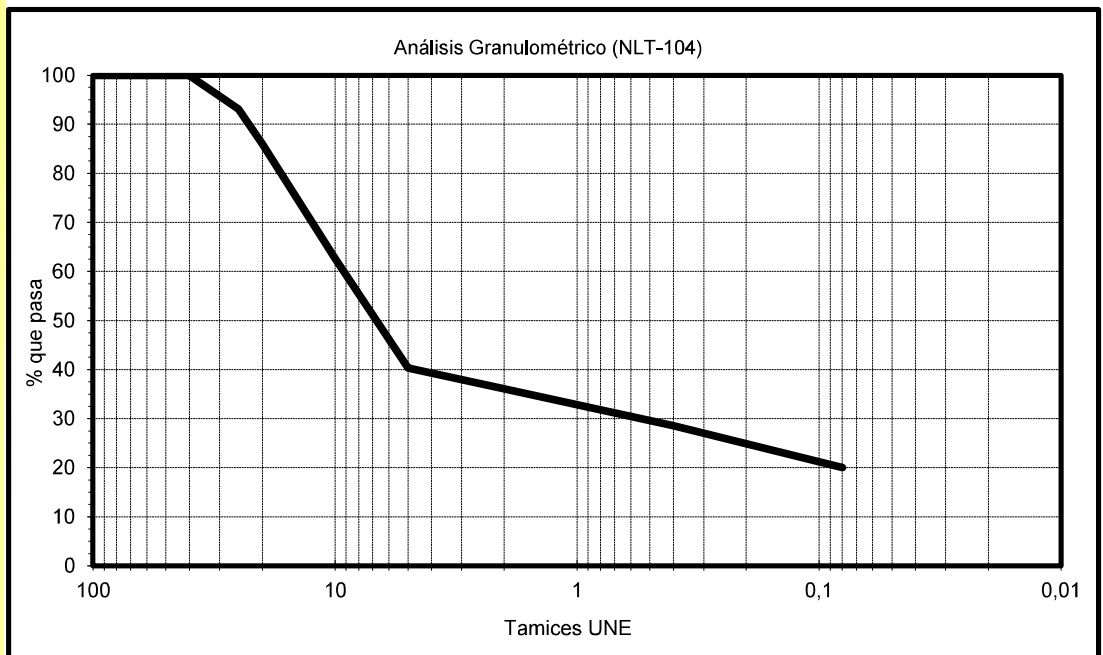
Procedencia de la muestra: **SONDEO 2 A 2,0 M**

Descripción del material: **GRAVA LIMOSA CON ARENA**

Denominación: **25-3441-GEO-TNA-SON2-M1**

Tamiz UNE	100	80	50	40	25	20	10	5	2	0,4	0,08
% que pasa	100	100	100	100	93,06	86,03	62,63	40,3	36,1	28,6	20,09

Huso (Tam: inf/sup)



CLASIFICACIÓN DE LA MUESTRA	
USCS	GM con arena
NTE	Granular tipo I
AASTHO	A-1-b

UNE 103 300:1993 Determinación de la humedad de un suelo mediante secado en estufa

Humedad natural	6,59%
-----------------	-------

Observaciones:

Las Gabias, a 28 de Noviembre de 2025

Vº. Bº. Dtor. Laboratorio: Germán Medina Vargas

Entecsa Granada, S.L.
CIF: B-18605428

Reponsable del Área GT: Juan Luis Pozo Asensio



Entecsa Granada, S.L.

Tel: 958 574 469
Fax 958 574 290

www.entecsagranada.com

info@entecsagranada.com

Polígono Industrial
"Las Nieves",
Paseo del Cañanveral, nave
11.

18110 Las Gabias
Granada

B-18605428

Entecsa Granada es un
laboratorio acreditado por
la Junta de Andalucía.
Inscrito en registro de
laboratorios y entidades
acreditadas con registro
AND-L -205

Inscrita en el
Registro Mercantil
de Granada:

Tomo 1007, Folio 54,
Hoja GR-20.724,
Inscripción 1ª

Estudios geotécnicos del
terreno

Estudios de estabilidad de
taludes

Patología geotécnica y
peritajes

Sondeos, ensayos de
penetración y geofísica

Geología y Riesgos
Geológicos

Estudios hidrológicos de
avenidas/inundabilidad

Hidrogeología y Medio
Ambiente

Arqueología

Topografía

Los resultados de los
ensayos están referidos a la
muestra ensayada, y no al
producto en general.

Este documento no podrá
ser reproducido sin la
autorización expresa de
Entecsa Granada

determinación de

límites de atterberg



UNE 103 103:1994 - UNE 103 104:1993

Peticionario: ALTAMIRA PROPIEDADES S.L./CUMBREVISIÓN S.L

Obra: 1852-ALMUÑECAR (GRANADA) PUNTA DE LA MONA, PARCELAS R1-T1-H1

Trabajo N°: 25-3441-LIM4

Fecha del ensayo: 25/11/25

Procedencia: SONDEO 2 A 2,0 M

Denominación: 25-3441-GEO-TNA-SON2-M1

LÍMITES DE ATTERBERG

1º Determinación de Humedad:

2º Determinación de Humedad:

Límite Líquido (NLT-105/91): No plástico

1º Determinación de Humedad:

2º Determinación de Humedad:

Límite Plástico (NLT-106/91): No plástico

INDICE DE PLASTICIDAD: No plástico

Observaciones:

Las Gabias, a 28 de Noviembre de 2025

Vº. Bº. Dtor. Laboratorio: Germán Medina Vargas



Responsable del Área GT: Juan Luis Pozo Asensio



Entecsa Granada, S.L.

Tel: 958 574 469
Fax 958 574 290

www.entecsagranada.com

info@entecsagranada.com

Polígono Industrial
"Las Nieves",
Paseo del Cañanveral, nave
11.

18110 Las Gabias
Granada

B-18605428

Entecsa Granada es un
laboratorio acreditado por
la Junta de Andalucía.
Inscrito en registro de
laboratorios y entidades
acreditadas con registro
AND-L -205

Inscrita en el
Registro Mercantil
de Granada:

Tomo 1007, Folio 54,
Hoja GR-20.724,
Inscripción 1ª

Estudios geotécnicos del
terreno

Estudios de estabilidad de
taludes

Patología geotécnica y
peritajes

Sondeos, ensayos de
penetración y geofísica

Geología y Riesgos
Geológicos

Estudios hidrológicos de
avenidas/inundabilidad

Hidrogeología y Medio
Ambiente

Arqueología

Topografía

Los resultados de los
ensayos están referidos a la
muestra ensayada, y no al
producto en general.

Este documento no podrá
ser reproducido sin la
autorización expresa de
Entecsa Granada

análisis granulométrico

de suelos por tamizado

UNE 103 101:1995

Peticionario: **ALTAMIRA PROPIEDADES S.L./CUMBREVISIÓN S.L**

Obra: **1852-ALMUÑECAR (GRANADA) PUNTA DE LA MONA, PARCELAS R1-T1-H1**

Trabajo Nº: **25-3441-GR5**

Fecha del ensayo: **25/11/25**

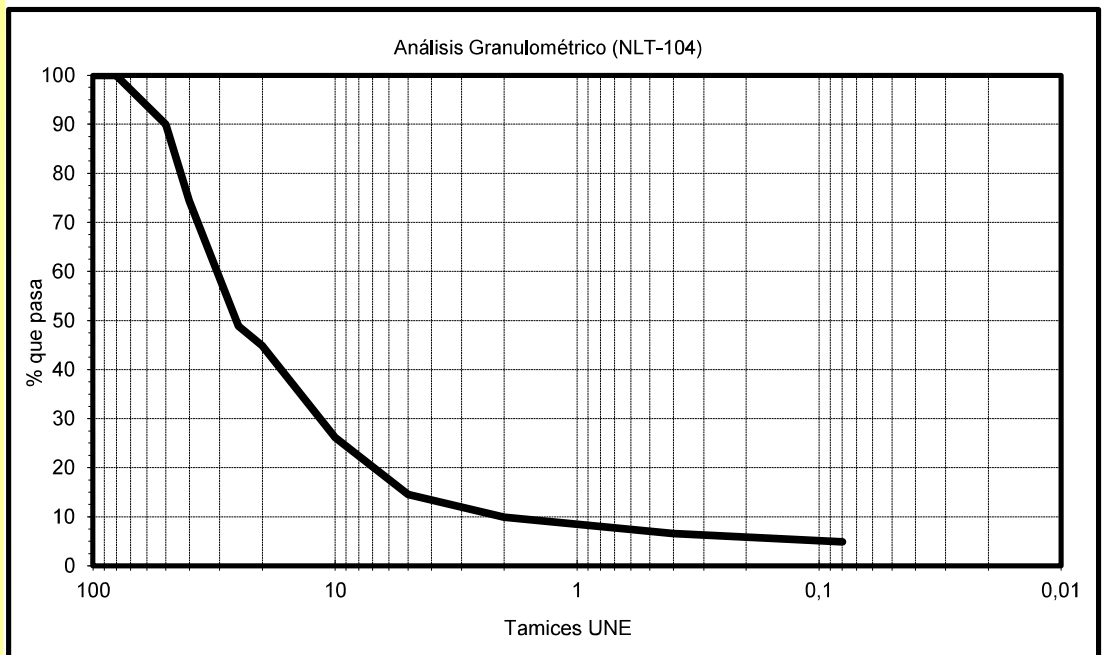
Procedencia de la muestra: **SONDEO 2 A 4,0 M**

Descripción del material: **GRAVA BIEN GRADUADA**

Denominación: **25-3441-GEO-TNA-SON2-M2**

Tamiz UNE	100	80	50	40	25	20	10	5	2	0,4	0,08
% que pasa	100	100	89,94	74,42	48,85	44,93	26,11	14,52	9,96	6,65	4,93

Huso (Tam: inf/sup)



CLASIFICACIÓN DE LA MUESTRA	
USCS	GW
NTE	Granular tipo I
AASTHO	A-1-a

UNE 103 300:1993 Determinación de la humedad de un suelo mediante secado en estufa

Humedad natural	5,45%
-----------------	-------

Observaciones:

Las Gabias, a 28 de Noviembre de 2025

Vº. Bº. Dtor. Laboratorio: Germán Medina Vargas



Reponsable del Área GT: Juan Luis Pozo Asensio



Entecsa Granada, S.L.

Tel: 958 574 469
Fax 958 574 290

www.entecsagranada.com

info@entecsagranada.com

Polígono Industrial
"Las Nieves",
Paseo del Cañanveral, nave
11.

18110 Las Gabias
Granada

B-18605428

Entecsa Granada es un
laboratorio acreditado por
la Junta de Andalucía.
Inscrito en registro de
laboratorios y entidades
acreditadas con registro
AND-L -205

Inscrita en el
Registro Mercantil
de Granada:

Tomo 1007, Folio 54,
Hoja GR-20.724,
Inscripción 1ª

Estudios geotécnicos del
terreno

Estudios de estabilidad de
taludes

Patología geotécnica y
peritajes

Sondeos, ensayos de
penetración y geofísica

Geología y Riesgos
Geológicos

Estudios hidrológicos de
avenidas/inundabilidad

Hidrogeología y Medio
Ambiente

Arqueología

Topografía

Los resultados de los
ensayos están referidos a la
muestra ensayada, y no al
producto en general.

Este documento no podrá
ser reproducido sin la
autorización expresa de
Entecsa Granada

determinación de

límites de atterberg



UNE 103 103:1994 - UNE 103 104:1993

Peticionario: ALTAMIRA PROPIEDADES S.L./CUMBREVISIÓN S.L

Obra: 1852-ALMUÑECAR (GRANADA) PUNTA DE LA MONA, PARCELAS R1-T1-H1

Trabajo Nº: 25-3441-LIM5

Fecha del ensayo: 25/11/25

Procedencia: SONDEO 2 A 4,0 M

Denominación: 25-3441-GEO-TNA-SON2-M2

LÍMITES DE ATTERBERG

1º Determinación de Humedad:

2º Determinación de Humedad:

Límite Líquido (NLT-105/91): No plástico

1º Determinación de Humedad:

2º Determinación de Humedad:

Límite Plástico (NLT-106/91): No plástico

INDICE DE PLASTICIDAD: No plástico

Observaciones:

Las Gabias, a 28 de Noviembre de 2025

Vº. Bº. Dtor. Laboratorio: Germán Medina Vargas



Responsable del Área GT: Juan Luis Pozo Asensio



Entecsa Granada, S.L.

Tel: 958 574 469
Fax 958 574 290

www.entecsagranada.com

infor@entecsagranada.com

Polígono Industrial
"Las Nieves",
Paseo del Cañanveral,
nave 11.

18110 Las Gabias
Granada

CIF.: B18605428

ensayos de identificación química en suelos



Peticionario: **ALTAMIRA PROPIEDADES S.L/CUMBREVISIÓN S.L**
Obra: **1852-ALMUÑECAR (GRANADA) PUNTA DE LA MONA, PARCELAS R1-T1-H1**
Trabajo Nº: **25-3441-QUI1**
Fecha del ensayo: **25/11/25**
Procedencia de la muestra: **SONDEO 1 A 5,2 M**
Descripción del material: **GRAVA MALA GRADUADA CON LIMO Y ARENA**
Denominación: **25-3441-GEO-TNA-SON1-M1**

UNE 103 202:1995 Determinación cualitativa del contenido en sulfatos solubles de un suelo

Contenido en sulfatos	Agresividad			
	-	XA1	XA2	XA3
	No agresivo	Ataque débil	Ataque medio	Ataque fuerte
600 mg SO ₄ por Kg de suelo seco	*			

Entecsa Granada es un laboratorio acreditado por la Junta de Andalucía. Inscrito en registro de laboratorios y entidades acreditadas con registro AND-L -205

Inscrita en el
Registro Mercantil
de Granada:

Tomo 1007, Folio 54,
Hoja GR-20.724,

Estudios geotécnicos del
terreno

Estudios de estabilidad de
taludes

Patología geotécnica y
peritaciones

Sondeos, ensayos de
penetración y geofísica

Geología y Riesgos
Geológicos

Estudios hidrológicos de
avenidas/inundabilidad

Hidrogeología y Medio
Ambiente

Arqueología

Topografía

Los resultados de los
ensayos están referidos a la
muestra ensayada, y no al
producto en general.

Este documento no podrá
ser reproducido sin la
autorización expresa de
Entecsa Granada

UNE 83 962:2008 (EHE 2008) Determinación del grado de acidez Baumann-Gully

Acidez Baumann-Gully	Agresividad
15 ml de NaOH por kg de suelo seco	Nula

UNE 103 204: 1993 Determinación del contenido en materia orgánica oxidable por el método del permanganato potásico

Muestra	Muestra1	Muestra2
Masa de la muestra (M) (g)	0,668	0,752
Factor de Normalidad del Permanganato Potásico (F)	0,9820	
Volumen de solución de Permanganato Potásico (20/F) (cm ³)	1,1785	
Factor de Normalidad del Ácido Oxálico	1,1785	
Volumen gastado de solución de Permanganato Potásico (C) (cm3)	5,00	5,20
Contenido en materia orgánica, en %, de cada muestra	0,759	0,701
Contenido en materia orgánica, en %	0,73	

Observaciones:

Las Gabias, a 28 de Noviembre de 2025

Vº. Bº. Dtor. Laboratorio: Germán Medina Vargas



Responsable del Área GT: Juan Luis Pozo Asensio



Entecsa Granada, S.L.

Tel: 958 574 469
Fax 958 574 290

www.entecsagranada.com

infor@entecsagranada.com

Polígono Industrial
"Las Nieves",
Paseo del Cañanveral,
nave 11.

18110 Las Gabias
Granada

CIF.: B18605428

ensayos de identificación química en suelos



Peticionario: **ALTAMIRA PROPIEDADES S.L/CUMBREVISIÓN S.L**
Obra: **1852-ALMUÑECAR (GRANADA) PUNTA DE LA MONA, PARCELAS R1-T1-H1**
Trabajo Nº: **25-3441-QUI2**
Fecha del ensayo: **25/11/25**
Procedencia de la muestra: **SONDEO 2 A 2,0 M**
Descripción del material: **GRAVA LIMOSA CON ARENA**
Denominación: **25-3441-GEO-TNA-SON2-M1**

UNE 103 202:1995 Determinación cualitativa del contenido en sulfatos solubles de un suelo

Contenido en sulfatos	Agresividad			
	-	XA1	XA2	XA3
	No agresivo	Ataque débil	Ataque medio	Ataque fuerte
700 mg SO ₄ por Kg de suelo seco	*			

Entecsa Granada es un
laboratorio acreditado por
la Junta de Andalucía.
Inscrito en registro de
laboratorios y entidades
acreditadas con registro
AND-L -205

Inscrita en el
Registro Mercantil
de Granada:

Tomo 1007, Folio 54,
Hoja GR-20.724,

Estudios geotécnicos del
terreno

Estudios de estabilidad de
taludes

Patología geotécnica y
peritaciones

Sondeos, ensayos de
penetración y geofísica

Geología y Riesgos
Geológicos

Estudios hidrológicos de
avenidas/inundabilidad

Hidrogeología y Medio
Ambiente

Arqueología

Topografía

Los resultados de los
ensayos están referidos a la
muestra ensayada, y no al
producto en general.

Este documento no podrá
ser reproducido sin la
autorización expresa de
Entecsa Granada

UNE 83 962:2008 (EHE 2008) Determinación del grado de acidez Baumann-Gully

Acidez Baumann-Gully	Agresividad
12 ml de NaOH por kg de suelo seco	Nula

UNE 103 204: 1993 Determinación del contenido en materia orgánica oxidable por el método del permanganato potásico

Muestra	Muestra1	Muestra2
Masa de la muestra (M) (g)	0,771	0,722
Factor de Normalidad del Permanganato Potásico (F)	0,9820	
Volumen de solución de Permanganato Potásico (20/F) (cm ³)	1,1785	
Factor de Normalidad del Ácido Oxálico	1,1785	
Volumen gastado de solución de Permanganato Potásico (C) (cm3)	5,00	5,20
Contenido en materia orgánica, en %, de cada muestra	0,657	0,730
Contenido en materia orgánica, en %	0,69	

Observaciones:

Las Gabias, a 28 de Noviembre de 2025

Vº. Bº. Dtor. Laboratorio: Germán Medina Vargas



Responsable del Área GT: Juan Luis Pozo Asensio

Cód. Validación: 9HCYGH2WKEYYWTQX5R7OFZM6LF
Verificación: https://almunecar.sedelectronica.es/
Documento firmado electrónicamente desde la plataforma esPublico Gestiona | Página 106 de 130





documento 3

Registro de Sondeo



CROQUIS ORIENTATIVO DE SITUACIÓN DE LOS ENSAYOS DE CAMPO



Sondeo a rotación con extracción continua de muestra y ejecución de ensayos de penetración S.P.T.

El sondeo se realiza a rotación con obtención continua de muestra mediante batería provista de corona de widia.

La maquina empleada es una sonda del tipo Multidrill-1.

Para obtener una orden de magnitud acerca de la capacidad portante del terreno se realizaron diversos ensayos de penetración (S.P.T), a distintas profundidades.

El S.P.T consiste en lo siguiente: Se trata de contar el numero de golpes necesario para hincar 30 cms (15 + 15) un tomamuestras de 2" x 1 3/8" de diámetro con tubo bipartido, normalizado, mediante golpeo de una maza de 63.5 Kg de peso que cae desde una altura de 75 cms.

Para realizar el ensayo se marcan en el varillaje 60 cms, en tramos de 15 cms, contándose los golpes para los 30 centrales. Se considera que se obtiene rechazo y se suspende el ensayo cuando después de dar una serie de 100 golpes no se introducen los 30 cm, en su totalidad o cuando tras dar 50 golpes el tomamuestras no se ha introducido 5 cm.

Asimismo se toman varias muestras inalteradas a percusión mediante un tomamuestras G.M.P.V de pared gruesa en cuyo interior se aloja un tubo de PVC donde se introduce la muestra. Inmediatamente después de su extracción se parafinan sus extremos para evitar pérdidas de humedad. La hinca del tomamuestras se realiza mediante una maza de 63.5 Kg que cae desde una altura de 75 cm.





Entecsa Granada, S.L.

Tel: 958 574 469
Fax 958 574 290

www.entecsaGranada.com

info@entecsaGranada.com

Polígono Industrial
"Las Nieves",
Paseo del Cañanveral, nave
11.

18110 Las Gabias
Granada

B-18605428

Entecsa Granada es un
laboratorio acreditado por la
Junta de Andalucía.
Inscrito en registro de
laboratorios y entidades
acreditadas con registro AND-
L -205

Inscrita en el
Registro Mercantil
de Granada:

Tomo 1007, Folio 54,
Hoja GR-20.724,
Inscripción 1ª

Estudios geotécnicos del
terreno

Estudios de estabilidad de
taludes

Patología geotécnica y
peritaciones

Sondeos, ensayos de
penetración y geofísica

Geología y Riesgos Geológicos

Estudios hidrológicos de
avenidas/inundabilidad

Hidrogeología y Medio
Ambiente

Arqueología

Topografía

Los resultados de los ensayos
están referidos a l punto
ensayado, y no al producto en
general.

Este documento no podrá ser
reproducido sin la autorización
expresa de Entecsa Granada

Peticionario: ALTAMIRA PROPIEDADES S.L./CUMBREVISIÓN S.L													
Obra: 1852-ALMUÑECAR (GRANADA) PUNTA DE LA MONA, PARCELAS R1-T1-H1													
Referencia: 25-3441-SON1				Cota: rasante vial Punta la Mona				Fecha: 04/011/25					
SONDEO N° 1 CAJAS TESTIFICADAS: 5 PROFUNDIDAD TOTAL: 18,0 m PROF. NIVEL FREÁTICO: N.A.													
Díametro-Corona-Entubación	Prof. (m.)	Muestra nº	INALTERADA (I) PARAFINADA (P) S.P.T. (S)	GOLPEOS				RECUPERACIÓN				COLUMNA LITOLÓGICA	DESCRIPCIÓN DEL TERRENO
				15 cm	15 cm	15 cm	15 cm	25%	50 %	75 %	100 %		
B-101 W	1,0												Grava de roca esquisto con arena y cantos mm-cm hasta de 10-15 cm. Se trata de relleno natural de la zona o terreno de pie en estado suelto, hasta 6,3 m de profundidad.
			De 1,5 a 1,95	4	2	4							
	2,0												
B-86 W	3,0												Terreno de esquisto muy meteorizado en forma de suelo. Gran proporción de arena, limo y arcilla producto de la meteorización de roca esquisto. Grado de meteorización IV-V. Forma un suelo residual (Saprolite). Desde 6,3 a 9,6 m.
			De 3,0 a 3,45	6	8	6							
	4,0												
			De 4,5 a 4,95	12	8	5							
	5,0	M1	a 5,2 m										
	6,0												
			De 6,0 a 6,45	6	4	8							
	7,0												
		a 7,2 m											
		De 7,5 a 7,91	13	36	50/11								
			De 9,0 a 9,14	50/14									
	10,0											Roca esquisto sana perforada con diamante sin meteorizar. Es un nivel continuo sano de roca hasta 12 m.	

- ☐ 1-Toma de muestras inalteradas en sondeos con tomamuestras de pared delgada tipo Shelby: ASTM-D1587-00, XP P94-202.
- ☐ 2-Toma de muestras inalteradas en sondeos con tomamuestras de pared delgada de pistón fijo: XP P94-202.
- ☐ 3-Toma de muestras con tomamuestras de pared gruesa con estuche interior: XP P94-202.
- ☒ 4-Toma de muestras a rotación con tubo tomamuestras simple (batería simple): ASTM-D 2113-99, XP P94-202.
- ☐ 5-Toma de muestras a rotación con tubo tomamuestras doble (batería doble): ASTM-D 2113-99, XP P94-202.
- ☐ 6-Toma de muestras a rotación con tubo tomamuestras triple (batería triple): XP P94-202
- ☐ 7-Toma de muestras a rotación con tubo tomamuestras triple (batería triple) con extensión de pared delgada: XP P94-202.

Observaciones:

Las Gabias, a 27 de Noviembre de 2025

Vº. Bº. Dtor. Técnico: Germán Medina Vargas

Licenciado en CC. Geológicas



Responsable del Ensayo: Juan Luis Pozo Asensio

Licenciado en CC. Geológicas





Entecsa Granada, S.L.

Tel: 958 574 469
Fax 958 574 290

www.entecsagranada.com

info@entecsagranada.com

Polígono Industrial
"Las Nieves",
Paseo del Cañanveral, nave
11.

18110 Las Gabias
Granada

B-18605428

Entecsa Granada es un
laboratorio acreditado por la
Junta de Andalucía.
Inscrito en registro de
laboratorios y entidades
acreditadas con registro AND-
L -205

Inscrita en el
Registro Mercantil
de Granada:

Tomo 1007, Folio 54,
Hoja GR-20.724,
Inscripción 1ª

Estudios geotécnicos del
terreno

Estudios de estabilidad de
taludes

Patología geotécnica y
peritaciones

Sondeos, ensayos de
penetración y geofísica

Geología y Riesgos Geológicos

Estudios hidrológicos de
avenidas/inundabilidad

Hidrogeología y Medio
Ambiente

Arqueología

Topografía

Los resultados de los ensayos
están referidos a l punto
ensayado, y no al producto en
general.

Este documento no podrá ser
reproducido sin la autorización
expresa de Entecsa Granada

GT 49,50,67XP P94-202, ASTM-D2113-14, UNE-EN ISO 22476-3:2006 (CTE),UNE-EN ISO 22476-3:2006/A 1:2011 (CTE)

DILIGENCIA. Como secretaria del Excmo.
Ayuntamiento de Almuñécar, hago constar,
que este documento ha sido aprobado
inicialmente en JGL celebrada el 26/02/2026

Peticionario: ALTAMIRA PROPIEDADES S.L/CUMBREVISIÓN S.L													
Obra: 1852-ALMUNECA (GRANADA) PUNTA DE LA MONA, PARCELAS R1-T1-H1													
Referencia: 25-3441-SON1				Cota: rasante vial Punta la Mona				Fecha: 04/011/25					
SONDEO Nº 1 CAJAS TESTIFICADAS: 5 PROFUNDIDAD TOTAL: 18 m PROF. NIVEL FREÁTICO: N.A.													
Diametro-Corona-Entubación	Prof. (m.)	Muestra nº	INALTERADA (I) PARAFINADA (P) S.P.T. (S)	GOLPEOS				RECUPERACIÓN				COLUMA LITOLÓGICA	DESCRIPCIÓN DEL TERRENO
				15 cm	15 cm	15 cm	15 cm	25 %	50 %	75 %	100 %		
B-101 W	11,0												Roca esquisto sana perforada con diamante sin meteorizar. Es un nivel continuo sano de roca hasta 12 m.
	12,0		De 12,0 a 12,09	50/9									
	13,0	M3	a 12,6 m										
	14,0		De 13,5 a 13,67	50/7									
B-86 W	15,0		De 15 a 15,08	50/8								Roca equisto en forma de grava con arena con cantos de tamaños mm-cm y algún bolo disperso. Es una roca con grado de meteorización II-III más meteorizada que el nivel anterior pero conserva el aspecto de roca y no está en forma de suelo (Saprolito). Se extiende hasta finalizar el sondeo.	
	16,0		De 16 a 16,50	50/5									
	17,0												
	18,0		De 18 a 18,07	50/7									
	19,0												
	20,0												

- ☐ 1-Toma de muestras inalteradas en sondeos con tomamuestras de pared delgada tipo Shelby: ASTM-D1587-00, XP P94-202.
- ☐ 2-Toma de muestras inalteradas en sondeos con tomamuestras de pared delgada de pistón fijo: XP P94-202.
- ☐ 3-Toma de muestras con tomamuestras de pared gruesa con estuche interior: XP P94-202.
- ☒ 4-Toma de muestras a rotación con tubo tomamuestras simple (batería simple): ASTM-D 2113-99, XP P94-202.
- ☐ 5-Toma de muestras a rotación con tubo tomamuestras doble (batería doble): ASTM-D 2113-99, XP P94-202.
- ☐ 6-Toma de muestras a rotación con tubo tomamuestras triple (batería triple): XP P94-202
- ☐ 7-Toma de muestras a rotación con tubo tomamuestras triple (batería triple) con extensión de pared delgada: XP P94-202.

Observaciones:

Las Gabias, a 27 de Noviembre de 2025

Vº. Bº. Dtor. Técnico: Germán Medina Vargas

Licenciado en CC. Geológicas



Responsable del Ensayo: Juan Luis Pozo Asensio

Licenciado en CC. Geológicas





Entecsa Granada, S.L.

Tel: 958 574 469
Fax 958 574 290

www.entecsagranada.com

info@entecsagranada.com

Polígono Industrial
"Las Nieves",
Paseo del Cañanveral, nave
11.

18110 Las Gabias
Granada

B-18605428

Entecsa Granada es un
laboratorio acreditado por la
Junta de Andalucía.
Inscrito en registro de
laboratorios y entidades
acreditadas con registro AND-
L -205

Inscrita en el
Registro Mercantil
de Granada:

Tomo 1007, Folio 54,
Hoja GR-20.724,
Inscripción 1ª

Estudios geotécnicos del
terreno

Estudios de estabilidad de
taludes

Patología geotécnica y
peritaciones

Sondeos, ensayos de
penetración y geofísica

Geología y Riesgos Geológicos

Estudios hidrológicos de
avenidas/inundabilidad

Hidrogeología y Medio
Ambiente

Arqueología

Topografía

Los resultados de los ensayos
están referidos a l punto
ensayado, y no al producto en
general.

Este documento no podrá ser
reproducido sin la autorización
expresa de Entecsa Granada

GT 49,50,67XP P94-202, ASTM-D2113-14, UNE-EN ISO 22476-3:2006 (CTE),UNE-EN ISO 22476-3:2006/A 1:2011 (CTE)

DILIGENCIA. Como secretaria del Excmo.
Ayuntamiento de Almuñécar, hago constar,
que este documento ha sido aprobado
inicialmente en JCL celebrada el 26/02/2026

Peticionario: ALTAMIRA PROPIEDADES S.L/CUMBREVISIÓN S.L													
Obra: 1852-ALMUÑECAR (GRANADA) PUNTA DE LA MONA, PARCELAS R1-T1-H1													
Referencia: 25-3441-SON2				Cota: vial de acceso a edificaciones				Fecha: 04/01/25					
SONDEO Nº 2 CAJAS TESTIFICADAS: 4 PROFUNDIDAD TOTAL: 10 m PROF. NIVEL FREÁTICO: N.A.													
Díametro-Corona-Entubación	Prof. (m.)	Muestra nº	INALTERADA (I) PARAFINADA (P) S.P.T. (S)	GOLPEOS				RECUPERACIÓN				COLUMA LITOLÓGICA	DESCRIPCIÓN DEL TERRENO
				15 cm	15 cm	15 cm	15 cm	25 %	50 %	75 %	100 %		
B-101 W	1,0												Esquisto meteorizado de grado III que se obtiene como grava con casi nada de arena. Grava homométrica de cantos mm-cm la mayoría de 5-7 cm. No se obtiene bolos. Se extiende hasta una cota de 3 m.
			De 1,5 a 1,56	50/6									
	2,0	M1	a 2,0 m										
B-86 W	3,0												Terreno de esquisto que se obtiene como grava con poca arena, pero este nivel es más rocoso que el antrior de 0 3 m. Más grava gruesa con bolos y perforado con agua. Se extiende hasta finalizar el sondeo.
			De 3,0 a 3,25	50/10									
	4,0	M2	a 4,0 m										
			De 4,5 a 4,57	50/7									
	5,0												
	6,0												
			De 6,0 a 6,05	50/5									
	7,0												
			De 7,5 a 7,56	50/6									
	8,0												
	9,0												
			De 9,0 a 9,04	50/4									
	10,0												

- ☐ 1-Toma de muestras inalteradas en sondeos con tomamuestras de pared delgada tipo Shelby: ASTM-D1587-00, XP P94-202.
- ☐ 2-Toma de muestras inalteradas en sondeos con tomamuestras de pared delgada de pistón fijo: XP P94-202.
- ☐ 3-Toma de muestras con tomamuestras de pared gruesa con estuche interior: XP P94-202.
- ☒ 4-Toma de muestras a rotación con tubo tomamuestras simple (batería simple): ASTM-D 2113-99, XP P94-202.
- ☐ 5-Toma de muestras a rotación con tubo tomamuestras doble (batería doble): ASTM-D 2113-99, XP P94-202.
- ☐ 6-Toma de muestras a rotación con tubo tomamuestras triple (batería triple): XP P94-202
- ☐ 7-Toma de muestras a rotación con tubo tomamuestras triple (batería triple) con extensión de pared delgada: XP P94-202.
- ☐

Observaciones:

Las Gabias, a 27 de Noviembre de 2025

Vº. Bº. Dtor. Técnico: Germán Medina Vargas

Licenciado en CC. Geológicas



Responsable del Ensayo: Juan Luis Pozo Asensio

Licenciado en CC. Geológicas





documento 4

Reportaje Fotográfico



CROQUIS ORIENTATIVO DE SITUACIÓN DE LOS ENSAYOS DE CAMPO



CROQUIS DE OTROS ENSAYOS DE CAMPO REALIZADOS EN PARCELAS COLINDANTES



CROQUIS ORIENTATIVO DE SITUACIÓN DE LOS ENSAYOS DE CAMPO

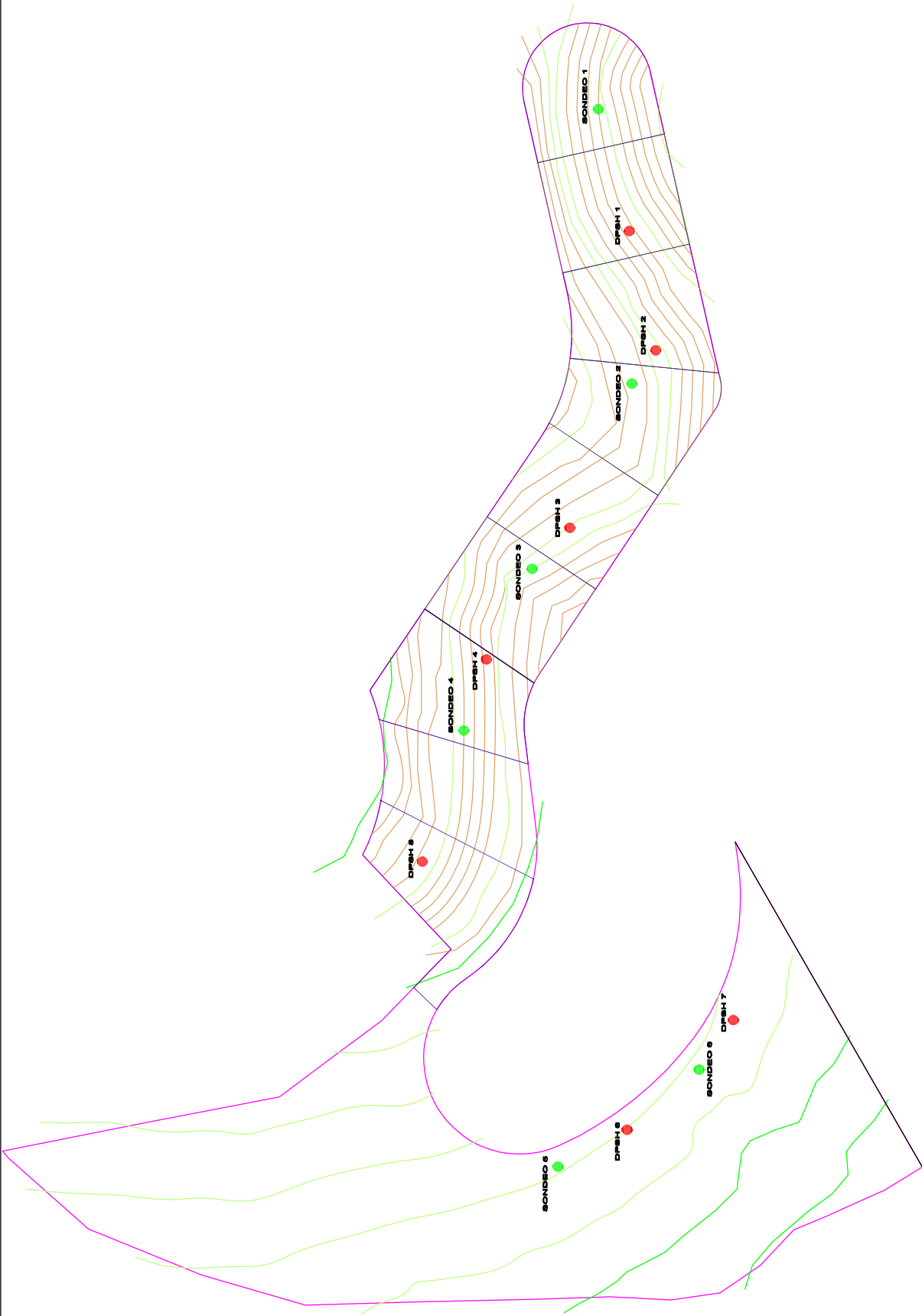


⊗ Sondeo a rotación con extracción continua de testigo

⊗ Ensayo de penetración para estimación de resistencia del terreno

Ensayos de campo	Localización (USO 30S)
Sondeo 1, <u>Penetrómetro 1</u>	X 434657 Y 4065578
Sondeo 2, <u>Penetrómetro 2</u>	X 434669 Y 4065577
Sondeo 3, <u>Penetrómetro 3</u>	X 436682 Y4065555
Sondeo 4, <u>Penetrómetro 4</u>	X 434695 Y 4065578
Sondeo 5, <u>Penetrómetro 5</u>	X 434707 Y 4065542
Sondeo 6, <u>Penetrómetro 6</u>	X 4324722 Y 4065534
Sondeo 7	X 434615 Y 4065553
Sondeo 8	X 434629 Y 4065549
Sondeo 9	X 434659 Y 40655210
Sondeo 10	X 434671 Y 4065500

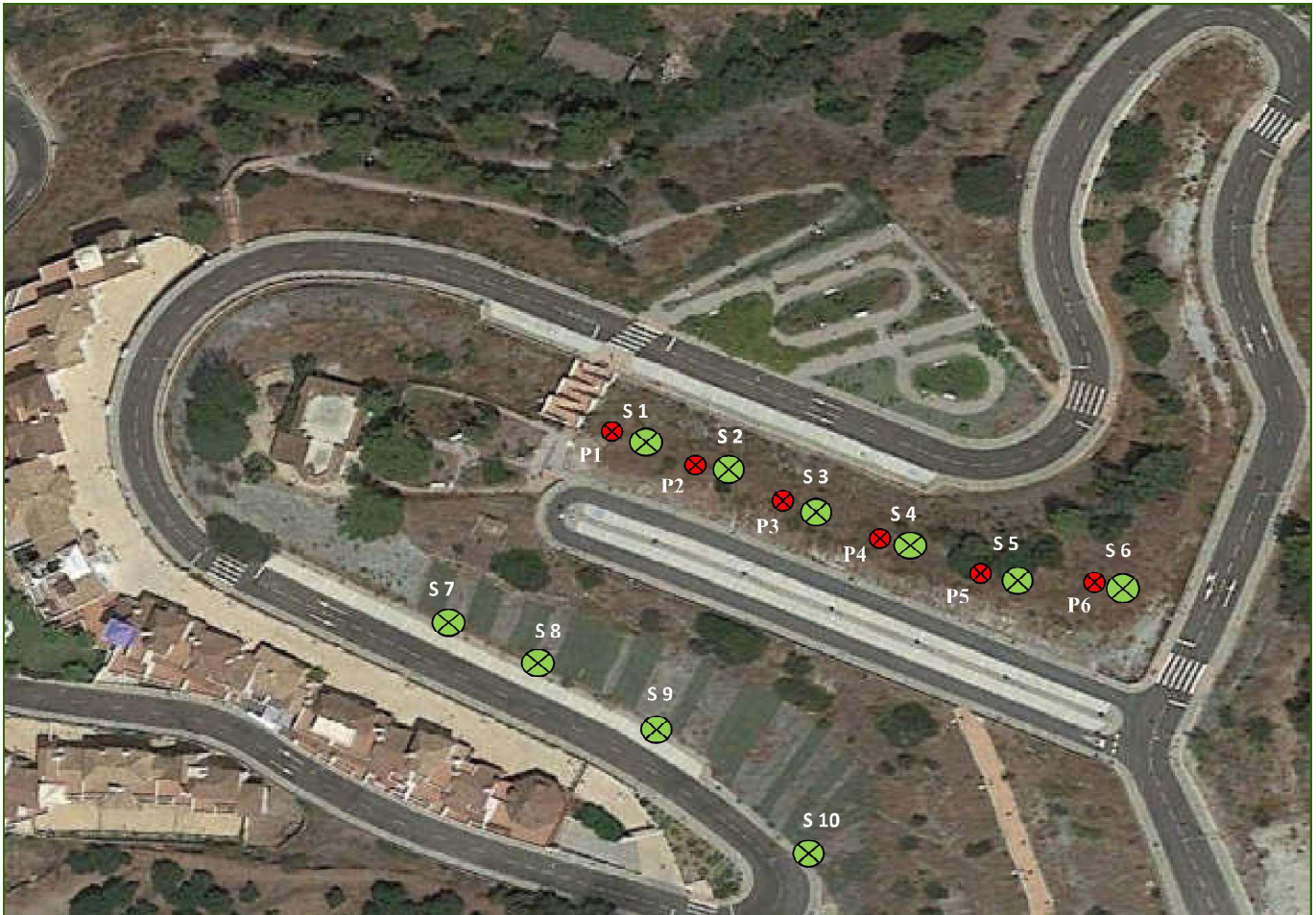




 Pol. Ind. Las Nieves Paseo Cañaveral, nave 11 18110, Las Gubias (Granada) 469 nada.com Cod. Verificación: 9HCYGH2WKEXYMTQXRZOFZM5LE Verificación: https://almunecar.sedelectronica.es Documento firmado electrónicamente desde la plataforma esPublico Gestiona Página 116 de 130	AUTORES DEL PROYECTO: Germán Medina Vargas Geólogo. N°col.: 341		PROYECTO: ALMUÑECAR-LA HERRADURA (GRANADA) LAS MARAVILLAS-PUNTA LA MONA, PP SECTOR PAU		
PROMOTOR: ALTAMIRA PROPIEDADES S.L			FECHA: JUNIO DE 2019	PLANO NUM: CROQUIS	ESCALA: GRÁFICA Sin escala
PLANO: CROQUIS DE SITUACIÓN DE ENSAYOS DE CAMPO					



CROQUIS ORIENTATIVO DE SITUACIÓN DE LOS ENSAYOS DE CAMPO



⊗ Sondeo a rotación con extracción continua de testigo

⊗ Ensayo de penetración para estimación de resistencia del terreno

Ensayos de campo	Localización (USO 30S)
Sondeo 1, <u>Penetrómetro 1</u>	X 434657 Y 4065578
Sondeo 2, <u>Penetrómetro 2</u>	X 434669 Y 4065577
Sondeo 3, <u>Penetrómetro 3</u>	X 436682 Y 4065555
Sondeo 4, <u>Penetrómetro 4</u>	X 434695 Y 4065578
Sondeo 5, <u>Penetrómetro 5</u>	X 434707 Y 4065542
Sondeo 6, <u>Penetrómetro 6</u>	X 4324722 Y 4065534
Sondeo 7	X 434615 Y 4065553
Sondeo 8	X 434629 Y 4065549
Sondeo 9	X 434659 Y 40655210
Sondeo 10	X 434671 Y 4065500



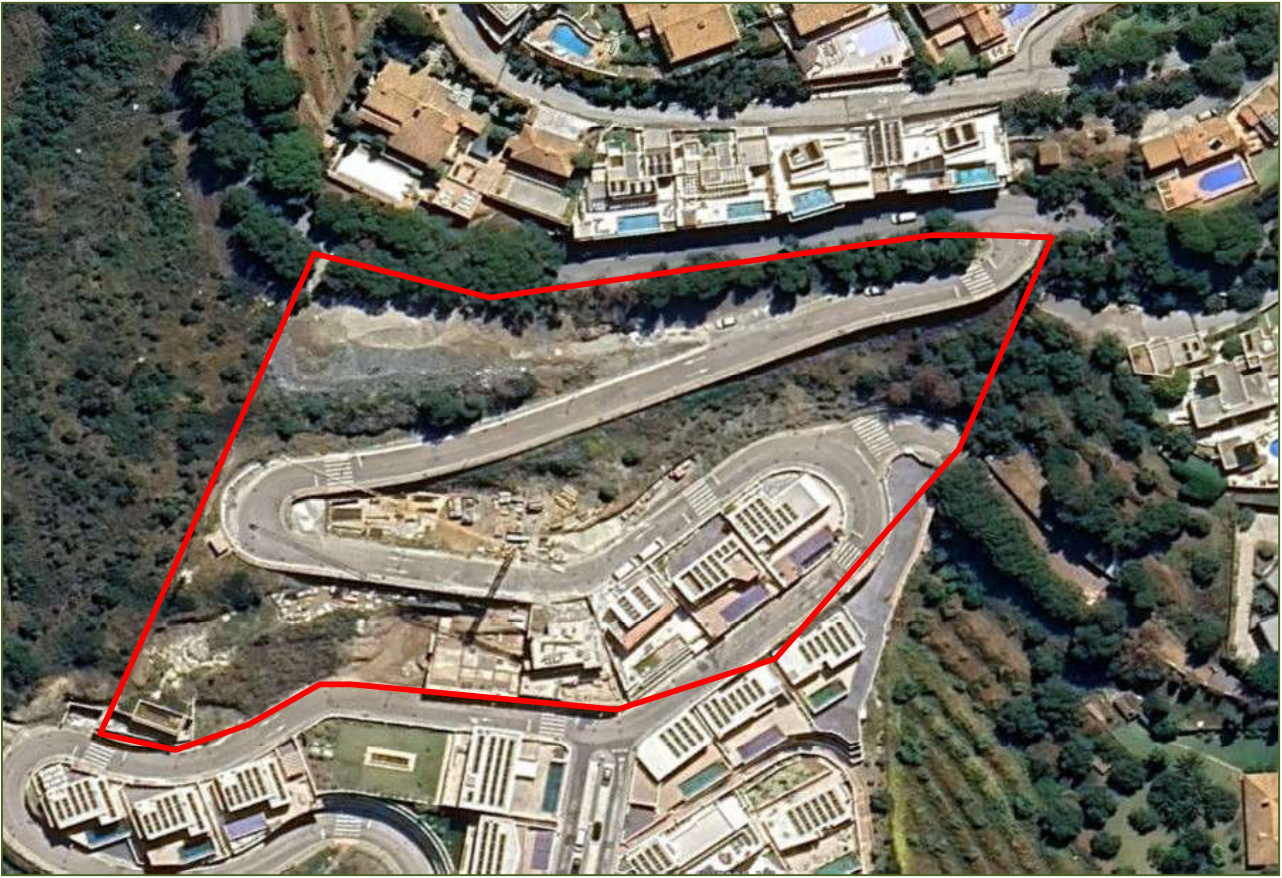


Foto general del solar





Registro de realización de sondeo 1



Registro de realizacion de sondeo 2



Detalle de terreno de esquisto



Detalle de terreno de esquisto





Detalle de terreno de esquisto



Detalle de terreno de esquisto



Roca esquisto buzamiento exterior y betas de cuarzo



Roca esquisto buzamiento exterior y betas de cuarzo



6-Roca esquisto cuarcítica con buzamiento externo y meteorización baja tipo II



7-Roca esquisto cuarcítica con buzamiento externo y meteorización baja tipo II





7-Roca esquisto cuarcítica con buzamiento externo y meteorización baja tipo II



8-Roca esquisto cuarcítica con buzamiento externo y meteorización baja tipo II



8-Roca esquisto cuarcítica con buzamiento externo y meteorización baja tipo II



10-Roca esquisto betas de cuarzo y relleno de arena y meteorización baja tipo II-III



10-Roca esquisto con betas de cuarzo



10-Roca esquisto con betas de cuarzo y relleno de arena





11-Rellenos en la parte más alta de la parcela junto carretera



12-Rellenos en la parte más alta de la parcela junto carretera



12-Muro superior sobre talud



Registro de sondeo 1 de 0,0 a 3,0 m



Registro de sondeo 1 de 3,0 a 6,0 m



Registro de sondeo 1 de 6,0 a 9,0 m





Registro de sondeo 1 de 9,0 a 12,0 m



Registro de sondeo 1 de 12,0 a 15,0 m



Registro de sondeo 1 de 15,0 a 18,0 m



Registro de sondeo 2 de 0,0 a 3,0 m



Registro de sondeo 2 de 3,0 a 6,0 m



Registro de sondeo 2 de 6,0 a 9,0 m





Registro de sondeo 2 de 9,0 a 12,0 m



sondeo 1 a 5,2 m



sondeo 1 a 7,2 m



sondeo 1 a 12,6 m



sondeo 2 a 2,0 m



sondeo 2 a 4,0 m





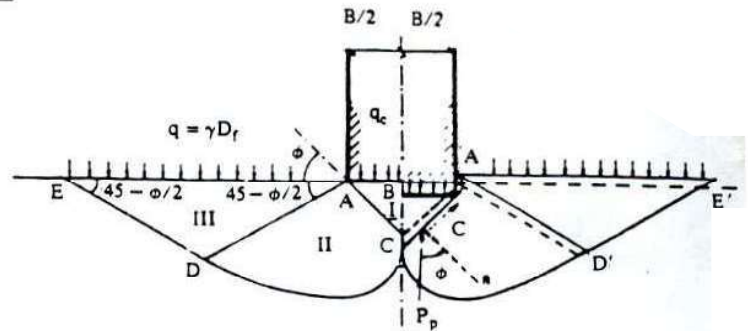
documento 5

Tablas Normalizadas



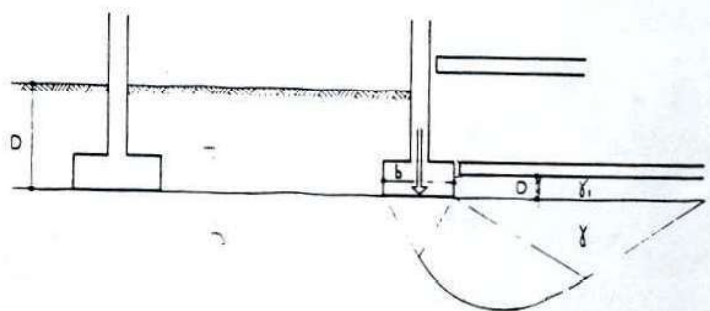
FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	0.00	0.00	0.20	0.00
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.54	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19



$$N_q = \frac{c \left(\frac{3\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} ; N_c = \cot \phi (N_q - 1) ; N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$$

-Mecanismo de rotura propuesto por Terzaghi.



-Profundidad de implantación de las zapatas.





documento 6

Seguro de responsabilidad civil y declaración responsable



ENTECSA GRANADA S.L.
Laboratorios Granada
Tel: 958 574 469
Fax 958 574 290

www.entecsagranada.com
info@entecsagranada.com

Departamentos:

- edificación ☐
- química ☐
- obra civil ☐
- geotecnia y cimientos ☐
- geología ☐
- medio ambiente ☐



Estudios geotécnicos del terreno
Estudios de estabilidad de taludes
Patología de cimentaciones
Ensayos a materiales de construcción
Estudios de avenidas/inundabilidad
Análisis químicos de tierras y aguas
Control de calidad y asistencia técnica
Estudios Medioambientales



ENTECSA GRANADA, S.L. redacta y emite el presente informe, estando cubierta la responsabilidad civil de los dictámenes realizados por sus técnicos, y los ensayos realizados por su laboratorio, por la póliza nº **M201403148**, contratada con la compañía **LLOYD'S**, siendo la empresa MBI SUSCRIPCIÓN DE RIESGOS, S.A. (Agencia de Suscripción en España por cuenta y nombre de ciertos sindicatos de LLOYD'S) la correduría del seguro.

La empresa ENTECSA GRANADA, S.L. garantiza que tiene cubierta la responsabilidad civil, derivada de sus actuaciones o dictámenes, mediante póliza de seguro contratada con la compañía **LLOYD'S**. Para que conste, el número de dicha póliza es nº **M201403148**, contratada por la cuantía y condiciones fijadas por la Orden 21/2004 del 3 de febrero, dictada por la Consejería de Obras y Transportes de la Junta de Andalucía.



La Dirección



DECLARACIÓN RESPONSABLE RELATIVA AL CUMPLIMIENTO DE LOS REQUISITOS PARA EL EJERCICIO DE LA ACTIVIDAD COMO LABORATORIO DE ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE LA CONSTRUCCIÓN Y OBRA PÚBLICA

- ☐ NUEVA DECLARACIÓN RESPONSABLE
☒ MODIFICACIÓN DE DECLARACIÓN RESPONSABLE DE FECHA 2 / 6 / 11

(Nº INSCRIPCIÓN EN EL REGISTRO DE LABORATORIOS DE ENSAYOS Y ENTIDADES DE CONTROL DE CALIDAD DE LA CONSTRUCCIÓN Y OBRA PÚBLICA DE ANDALUCÍA)

(Marcar lo que proceda)

1 DATOS DE LA PERSONA TITULAR Y DE SU REPRESENTACIÓN LEGAL										
APELLIDOS Y NOMBRE MEDINA VARGAS, GERMAN						NIF [REDACTED]		SEXO ☒ HOMBRE ☐ MUJER		
REPRESENTANDO A LA EMPRESA ENTECSA GRANADA, S.L.						NIF [REDACTED]				
CONSTITUIDA EN: PAMPLONA						SEGUN DOCUMENTO:				
EN CALIDAD DE: ADMINISTRADOR						SEGUN DOCUMENTO:				
DIRECCIÓN DE LA EMPRESA										
TIPO DE VÍA	DIRECCIÓN					Nº	BLOQUE	ESC.	PISO	PUERTA
PASEO	CANAVERAL (POL. IND. LAS NIEVES)					11				
POBLACIÓN LAS GABIAS					PROVINCIA GRANADA	PAÍS ESPAÑA		CÓDIGO POSTAL 18110		
TELÉFONO 958 574469		FAX 958 574290		CORREO ELECTRÓNICO INFO@ENTECSAGRANADA.COM						
DOMICILIO A EFECTOS DE NOTIFICACIONES										
TIPO DE VÍA	DIRECCIÓN					Nº	BLOQUE	ESC.	PISO	PUERTA
PASEO	CANAVERAL (POL. IND. LAS NIEVES)					11				
POBLACIÓN LAS GABIAS					PROVINCIA GRANADA	PAÍS ESPAÑA		CÓDIGO POSTAL 18110		
TELÉFONO		FAX		CORREO ELECTRÓNICO						
2 DATOS DE LOCALIZACIÓN DEL LABORATORIO										
TIPO DE VÍA	DIRECCIÓN					Nº	BLOQUE	ESC.	PISO	PUERTA
PASEO	CANAVERAL (POL. IND. LAS NIEVES)					11				
POBLACIÓN LAS GABIAS					PROVINCIA GRANADA	PAÍS ESPAÑA		CÓDIGO POSTAL 18110		
TELÉFONO 958 574469		FAX 958 574290		CORREO ELECTRÓNICO INFO@ENTECSAGRANADA.COM						
3 DATOS DE LA ACTIVIDAD										
EL LABORATORIO CITADO PRESTA SU ASISTENCIA TÉCNICA EN LOS ENSAYOS QUE SE SEÑALAN EN DOCUMENTOS ANEXOS (marcar lo que proceda):										
☒ ENSAYOS PARA OBRAS DE EDIFICACIÓN										
☒ ENSAYOS PARA OBRAS DE INGENIERÍA CIVIL										
LOS ENSAYOS QUE SE REALIZAN, CON IDENTIFICACIÓN DE LA NORMA O PROCEDIMIENTO DE ENSAYO Y REGLAMENTO DONDE SE INCLUYEN, SE RELACIONAN EN DOCUMENTOS ANEXOS QUE FORMAN PARTE DE ESTA DECLARACIÓN RESPONSABLE , SEGÚN LOS MODELOS DISPONIBLES EN LA PÁGINA WEB DE LA CONSEJERÍA DE OBRAS PÚBLICAS Y VIVIENDA, DE LA JUNTA DE ANDALUCÍA.										
4 OTROS DATOS (rellenar sólo en caso afirmativo)										
☒ QUE DISPONE DE AUDITORIAS, EVALUACIONES TÉCNICAS O CERTIFICACIONES FAVORABLES PARA LAS ACTIVIDADES DE ENSAYOS QUE REALIZA.										
☒ QUE DISPONE DE UN SEGURO DE RESPONSABILIDAD ADECUADO A LAS ACTIVIDADES DE ENSAYOS QUE REALIZA.										
5 AUTORIZACIÓN EXPRESA										
☒ La persona abajo firmante AUTORIZA como medio de notificación preferente, la notificación telemática en la dirección de correo electrónico segura facilitada por la plataforma Notific@ de la Junta de Andalucía. (Para ello deberán disponer del certificado de usuario de firma electrónica reconocida).										



7 DECLARACIÓN, LUGAR, FECHA Y FIRMA

La persona abajo firmante, con conocimiento de que la inexactitud, falsedad u omisión, de carácter esencial, en cualquier dato, manifestación o documento que se acompañe o incorpore en la presente declaración responsable, determinará la imposibilidad de continuar con el ejercicio del derecho o actividad afectada desde el momento en que se tenga constancia de tales hechos, sin perjuicio de las responsabilidades penales, civiles o administrativas a que se hubiera lugar y de la posibilidad de que, mediante previa resolución de la Administración Pública que declare tales circunstancias, se le podrá exigir la obligación de restituir la situación jurídica al momento previo al reconocimiento o al ejercicio del derecho o al inicio de la actividad correspondiente, así como a la imposibilidad de instar un nuevo procedimiento con el mismo objeto durante un período de tiempo determinado, todo ello conforme a los términos establecidos en las normas sectoriales de aplicación,

DECLARA:

- **PRIMERO:** que son ciertos cuantos datos figuran en la presente declaración responsable.
- **SEGUNDO:** que el laboratorio cumple los requisitos establecidos en la normativa vigente, Decreto, para el acceso o ejercicio de la actividad indicada.
- **TERCERO:** que dispone de la documentación que así lo acredita, y que está informada que la Administración podrá hacer las comprobaciones necesarias relativas al cumplimiento de los datos declarados y tenencia de la correspondiente documentación.
- **CUARTO:** que dispone de poder para actuar como representante de la citada empresa. (Sólo en caso de representación de personas jurídicas).

Se COMPROMETE:

A mantener su cumplimiento durante la vigencia de la actividad.

A comunicar a la Consejería de Obras Públicas y Vivienda cualquier modificación que afecte a la presente declaración, incluso el cese de la actividad.

A someterse a las actuaciones de comprobación a efectuar por la Consejería de Obras Públicas y Vivienda así como cualesquiera otras de comprobación que puedan realizar los órganos de control competentes, aportando cuanta información les sea requerida en el ejercicio de las actuaciones anteriores.

En LAS GABIAS a 4 de DICIEMBRE de 2012.

LA PERSONA TITULAR/REPRESENTANTE LEGAL DEL LABORATORIO DE ENSAYOS

Fdo.: GERMAN MEDINA VARGAS

EXCMO/A SR/SRA CONSEJERO/A DE LA CONSEJERÍA DE OBRAS PÚBLICAS Y VIVIENDA

PROTECCIÓN DE DATOS

En cumplimiento de lo dispuesto en la Ley Orgánica 15/1999, de 13 de diciembre, de Protección de Datos de Carácter Personal, la Consejería de Obras Públicas y Vivienda le informa que los datos personales obtenidos mediante la cumplimentación de este documento/impreso/formulario y demás que se adjuntan van a ser incorporados, para su tratamiento, en un fichero automatizado. Asimismo, se le informa que la recogida y tratamiento de dichos datos tienen como finalidad la tramitación de la solicitud y la inscripción en el Registro de laboratorios de ensayos y entidades de control de calidad de la construcción y obra pública de Andalucía. De acuerdo con lo previsto en la citada Ley Orgánica, puede ejercitar los derechos de acceso, rectificación, cancelación y oposición dirigiendo un escrito a la Secretaría General de Planificación, Ordenación Territorial, Infraestructuras y Movilidad Sostenibles, de la Consejería de Obras Públicas y Vivienda, Avenida Diego Martínez Barrio, 10. 41071 - SEVILLA

001810

