



**INFORME GEOTÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN CENTRO
SOCIAL EN PARCELA 34 DEL POLÍGONO 2 DE CARCASTILLO (NAVARRA)**

CLIENTE: AYUNTAMIENTO DE CARCASTILLO

Pamplona, noviembre 2025

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	3
2. METODOLOGÍA	4
3. CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO	5
3.1. MARCO GEOLÓGICO. CARTOGRAFÍA	5
3.2. HIDROLOGÍA	5
3.3. SISMICIDAD.....	5
3.4. PROTECCIÓN FRENTE A EXPOSICIÓN AL RADÓN.....	8
4. RECONOCIMIENTO GEOTÉCNICO.....	10
4.1. SONDEOS MECÁNICOS	11
4.2. ENSAYOS “In Situ” (S.P.T.)	12
4.3. ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA (UNE EN ISO 22476-2)	14
5. ENSAYOS DE LABORATORIO	17
6. CÁLCULO DE CARGAS ADMISIBLES.....	18
6.1. INTERPRETACIÓN ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA	18
6.2. CÁLCULO CARGA ADMISIBLE N.G. 2.....	19
6.3. CÁLCULO CARGA ADMISIBLE niveles geotécnicos 1 y 3	20
7. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	22
8. SOLUCIONES DE CIMENTACIÓN	25
8.1. TIPOLOGÍA CIMENTACIÓN	25
8.2. ESTIMACIÓN DE ASIENTOS	27
9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	29

ANEXOS

ANEXO 1: Mapa geológico y leyenda

ANEXO 2: Registro y fotografías de los sondeos

ANEXO 3: Ensayos de Penetración Dinámica DPSH

ANEXO 4: Perfiles de correlación

ANEXO 5: Boletines de los ensayos de laboratorio

ANEXO 6: Plano de ubicación de ensayos

INFORME: IRGE 2980 0925

Revisión	Fecha entrega	Descripción
IRGE 2980 0925.01	20/11/25	Entrega informe geotécnico

1. INTRODUCCIÓN

Se solicita a GEEA Geólogos S.L., a requerimiento del AYUNTAMIENTO DE CARCASTILLO, la prestación de servicios profesionales para la redacción del Estudio Geológico y Geotécnico de la parcela urbana 34 del polígono 2 de Carcastillo (Navarra), en la que está prevista la construcción de un centro social construido en su totalidad en PB.



Ubicación parcela orto imagen, registro de la riqueza territorial-Catastro de Navarra. Gobierno de Navarra 2025.

El trabajo contratado se resume básicamente en el estudio geológico-geotécnico del terreno. Se trata de caracterizar el terreno, identificar los diferentes tipos de materiales, obtener las profundidades y situación de estos, las resistencias de estos, y aconsejar sobre la base de ello las cimentaciones más apropiadas, las profundidades a las que se deben realizar y las cargas admisibles del terreno.

Los Geólogos que firman el presente informe están avalados por su titulación para la realización de ensayos geotécnicos “in situ”, según se recoge en el Real Decreto 1378/2001 de 7 de diciembre, en el que se definen las funciones profesionales del Geólogo. Los ensayos se han realizado por GEEA GEÓLOGOS S.L. laboratorio acreditado para la realización de dichos ensayos.

Siendo estas cuestiones expuestas en este informe con fecha de noviembre de 2025.

2. METODOLOGÍA

Una vez aprobado el presupuesto e indicados los objetivos de la investigación, el método ha sido ordenado de la siguiente manera:

Antecedentes del lugar

1. Gob. De Navarra/Mapa Geológico de Navarra Hoja 207-III (Carcastillo), escala 1:25.000.
2. IGME/Mapa Geológico de España. Hoja 207 (Sos del rey Católico), escala 1:50.000.
3. Gobierno de Navarra/Mapa Geológico de Navarra, escala 1:200.000.
4. Estudios previos realizados en la zona.

Cumplimiento CTE

1. Centro social, en PB con una superficie construida de 1000 m².
2. N° de ensayos realizados en campo dos sondeos mecánicos con extracción continua de testigo y dos ensayos D.P.S.H. distribuidos tal y como queda reflejado en el croquis de ubicación (anexo 6).
3. Caracterización del horizonte de cimentación en laboratorio (anexo 5).
4. Secciones geotécnicas (anexo 4).
5. Plano de ubicación de ensayos de campo (anexo 6).

Contenidos en informe

1. Descripción geológica, hidrogeológica y sísmica (apartado 3).
2. Reconocimiento geotécnico, tipo ensayos y profundidades (apartado 4).
3. Cálculo de cargas admisibles (apartado 5).
4. Ensayos de laboratorio (apartado 6).
5. Parámetros geotécnicos, espesores, litologías (apartado 7).
6. Tipología de cimentación y asientos (apartado 8).
7. Cargas admisibles, hundimiento, asientos admisibles, nivel freático, excavabilidad, estabilidad de taludes, agresividad (apartado 9).

3. CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO

3.1. MARCO GEOLÓGICO. CARTOGRAFÍA

La localidad de Carcastillo queda recogida en la hoja 207 (Sos del Rey Católico) del mapa geológico escala 1:50.000, hoja 207-III (Carcastillo) del Mapa Geológico de Navarra 1:25.000. Esta zona está situada en el sector centro-occidental de la Cuenca del Ebro, y está formada por materiales del Terciario Continental (Oligoceno/Mioceno) y Cuaternario exclusivamente.

El término de Carcastillo se sitúa sobre materiales de edad miocena, concretamente sobre facies aluviales distales consistentes en lutitas ocre y rojizas intercaladas con niveles de areniscas en proporciones variables, que pertenecen litoestratigráficamente a la Unidad Olite y a las facies de Las Bardenas, de carácter arcilloso.

Sobre estos materiales terciarios, se ha encajado la actual red de drenaje, representada en la zona por el río Aragón. Esta dinámica ha modelado el actual relieve y ha dado lugar durante el cuaternario a dos tipos de depósitos: unos de carácter lineal, asociados a los propios cauces (terrazas aluviales), y otros de origen lateral a los mismos (glacis).

La zona en estudio se encuentra concretamente sobre el nivel de glacis, constituido por gravas de tonalidades ocre, con intercalaciones de lutitas ocre que pueden englobar cantos dispersos, con un espesor de unos 2 m.

3.2. HIDROLOGÍA

Con respecto al comportamiento hidrogeológico se reconocen en la zona dos litologías con un comportamiento hidráulico diferente:

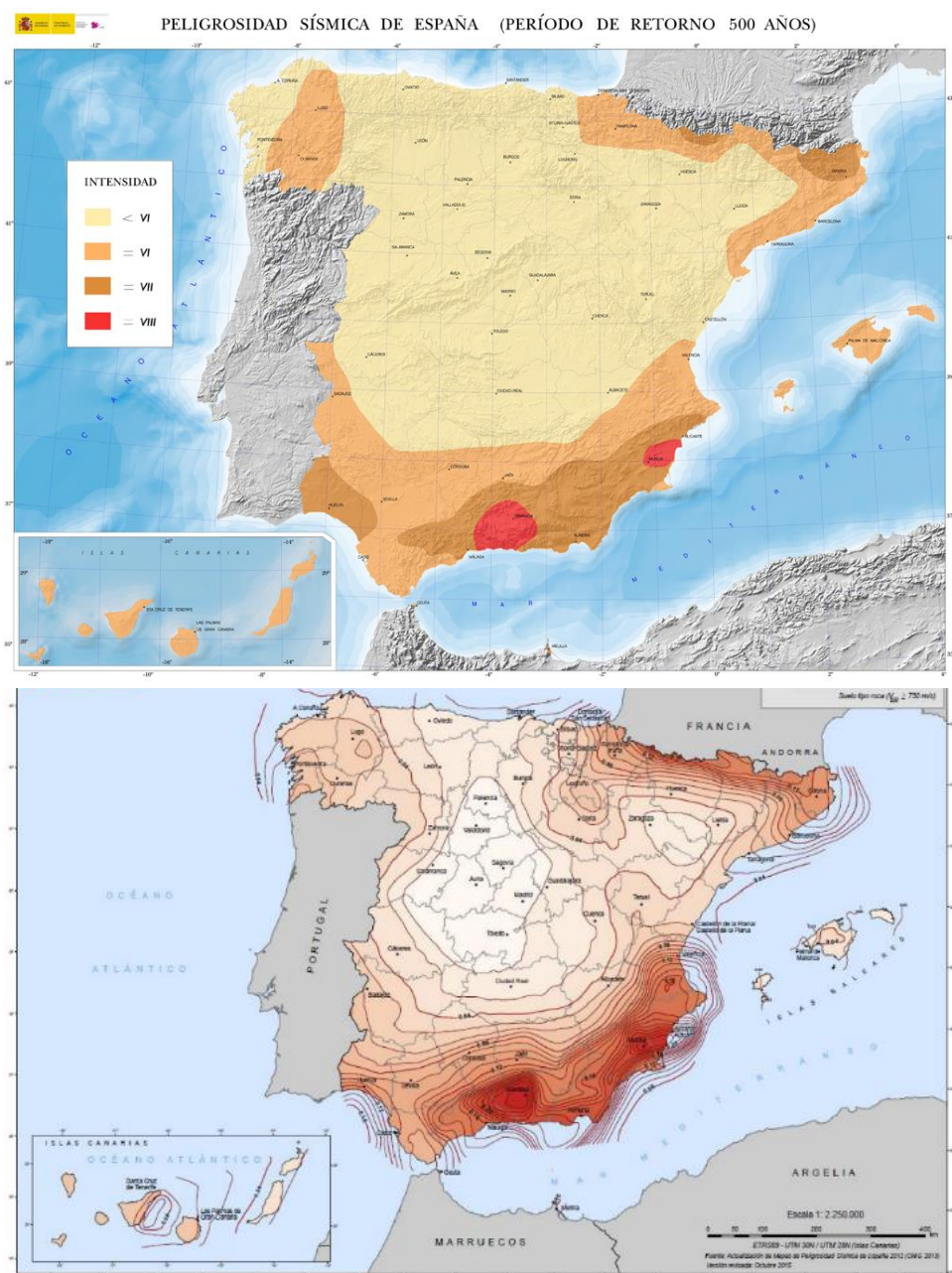
- a. *Los depósitos cuaternarios*, en los que, en función del espesor de los mismos, del régimen pluvial de la zona y de la relación río-acuífero se desarrollan acuíferos libres por porosidad. Estos acuíferos, de pequeño espesor, cuya recarga se producirá por infiltración directa de aguas de lluvia, y su capacidad de drenaje dependerá del contenido de arcillas y limos.
- b. *Formación Terciaria*: son materiales de baja permeabilidad. En función de la fracturación que presenten, se puede infiltrar parte del agua de lluvia o del agua recogida por la red de drenaje superficial, pero no constituyen, a priori acuíferos de interés.

3.3. SISMICIDAD

El presente apartado tiene como objeto proporcionar los criterios que han de seguirse para la consideración de la acción sísmica en el proyecto, construcción, reforma y conservación

de aquellas edificaciones y obras a las que le sea aplicable de acuerdo con las especificaciones dadas en la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-02), según lo establecido en el Real Decreto 997/2002 de 27 de septiembre (B.O.E. nº 244 de 11 de octubre de 2002).

La zona de estudio queda ubicada en término municipal de Carcastillo (Navarra), y posee unas características sísmicas tales que la aceleración sísmica básica es de $a_b < 0,04g$, siendo g la aceleración de la gravedad, y el coeficiente de contribución $K_v = 1,0$.



Según la clasificación de las construcciones dada por la citada Norma NCSE-02 actualmente vigente, el tipo de construcción en proyecto se calificaría como de Normal Importancia (aquellas construcciones cuya destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos).

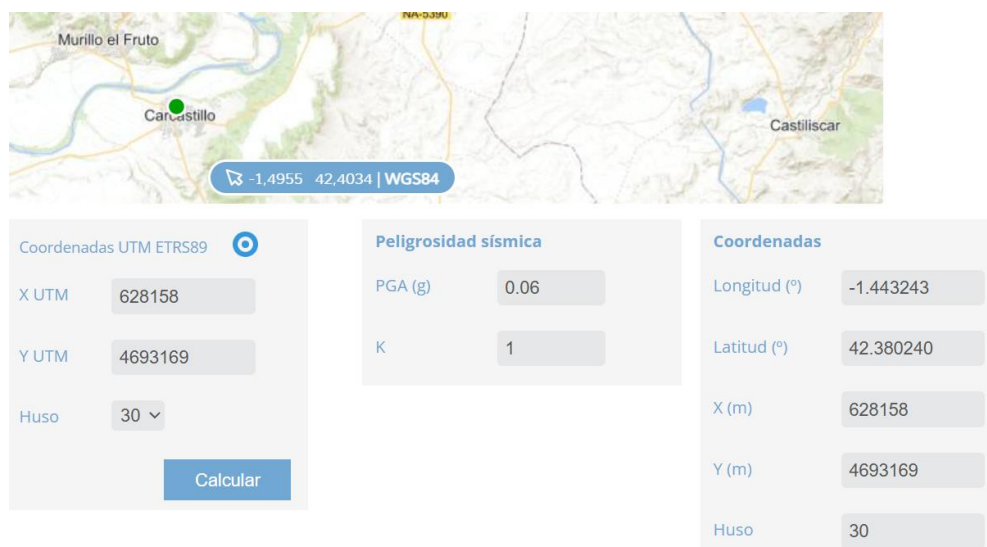
No es obligatoria la aplicación de la NCSE-02 en los casos de construcciones de moderada importancia, en las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica (a_b) sea inferior a $0,04g$, siendo g la aceleración de la gravedad, o **en las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí, en todas las direcciones**, cuando la aceleración sísmica básica (a_b) sea inferior a $0,08g$. No obstante, la Norma será de aplicación en los edificios de más de siete plantas si la aceleración sísmica de cálculo, (a_c) es igual o mayor a $0,08g$.

No obstante, conviene puntualizar que actualmente existe el Mapa Peligrosidad Sísmica de España 2016 (Anejo Nacional UNE-EN 1998, Eurocódigo-8). Este mapa devuelve para un punto de interés los valores interpolados de peligrosidad sísmica, PGA y K, asociados a un periodo de retorno de 475 años. Los valores corresponden al mapa de peligrosidad sísmica propuesto en la Norma de Construcción Sismorresistente NCSR-23 y también en el Anejo Nacional de la norma UNE-EN-1998. De dicho mapa se extrae que en donde la zona de estudio, posee unas características sísmicas tales que la aceleración sísmica básica es de a_b $0,10g$, siendo g la aceleración de la gravedad, y el coeficiente de contribución $K_v = 1,0$.

Peligrosidad Sísmica de España (2016-Anejo Nacional UNE-EN 1998)

Cálculo de los valores de peligrosidad sísmica en España

Este mapa devuelve para un punto de interés los valores interpolados de peligrosidad sísmica, PGA y K, asociados a un periodo de retorno de 475 años. Los valores corresponden al mapa de peligrosidad sísmica propuesto en el Anejo Nacional de la norma UNE-EN-1998 (Eurocódigo-8)



Coordenadas UTM ETRS89		Peligrosidad sísmica		Coordenadas	
X UTM	628158	PGA (g)	0.06	Longitud (°)	-1.443243
Y UTM	4693169	K	1	Latitud (°)	42.380240
Huso	30			X (m)	628158
				Y (m)	4693169
				Huso	30

Mapa Peligrosidad Sísmica de España (2016-Anejo Nacional UNE-EN 1998), incluyendo una coordenada del proyecto objeto de estudio.

Así pues, considerando la aceleración sísmica de 0,06-g, (2016-anejo Nacional UNE-EN 1998) se ha calculado un valor del coeficiente C ponderado del terreno $C = 1,08$ para los 30 primeros metros del perfil geológico. En el caso que nos ocupa se considera que los primeros 1,50 m son de tipo III, los siguientes 5 m son de tipo II y los restantes como tipo I.

	0,05184	$a_c = S \times \rho \times a_b$	
ab Aceleración sísmica básica	0,06		
ρ coeficiente adimensional de riesgo	1	1,0 Normal imp. 1,3 Especial Imp.	
S Coeficiente de ampliación del terreno	0,86	Para $\rho \times a_b < 0,1 \text{ g}$	$S = C/1,25$
		Para $0,1 \text{ g} < \rho \times a_b < 0,4 \text{ g}$	$S = C/1,25 + 3,33 (\rho \times a_b / \text{g} - 0,1) (1 - C/1,25)$
		Para $0,4 \text{ g} < \rho \times a_b$	$S = 1,0$
El coeficiente C depende del terreno	1,08		
tipo I: roca compacta $C=1$			
tipo II: roca fracturada, suelo granular denso o cohesivo duro $C=1,3$			
tipo III: suelo granular de compacidad media o cohesivo de consistencia firme a muy firme $C=1,6$			
tipo IV: suelo granular suelto o cohesivo blando $C=2,0$			

3.4. PROTECCIÓN FRENTE A EXPOSICIÓN AL RADÓN

El radón es un gas radioactivo y cancerígeno que se genera por la descomposición natural del uranio, el cual se encuentra en casi todos los tipos de suelo. El radón se genera en el subsuelo y asciende entre los poros del terreno hasta alcanzar la superficie. Una vez ha alcanzado la superficie, podrá diluirse entre los gases de la atmósfera o penetrar en el interior de los edificios, ya sean viviendas o lugares de trabajo, a través de los materiales de construcción como las soleras de hormigón, los muros de carga o directamente por las fisuras. Al penetrar en un espacio cerrado como los sótanos o plantas bajas, el gas se va acumulando y va aumentando su concentración de manera imperceptible, ya que es un gas inodoro, incoloro e inerte.

En la sección DB-HS6 del CTE, se establecen las medidas básicas de protección para limitar la penetración del gas radón en los edificios de zonas donde se supera el nivel de referencia anual de 300 Bq/m³.

Las medidas de protección del DB-HS6 son de aplicación obligada en aquellos edificios de nueva construcción y para intervenciones en edificios existentes como ampliaciones, cambios de uso o reformas que estén ubicadas en zonas de riesgo de exposición a Radón. No obstante, estas medidas pueden ser aplicadas de manera preventiva en cualquier edificio con locales habitables, ya sean viviendas o lugares de trabajo.

El DB-HS6 define dos categorías de zonas sobre las que aplicar las medidas de protección en función del nivel de riesgo de radón del municipio en que se ubiquen:

- Zonas de riesgo I: entre 300 y 600 Bq/m³
- Zonas de riesgo II: si superan los 600 Bq/m³

Los municipios aparecen relacionados y clasificados en el apéndice B del DB-HS6.

El Código Técnico de la Edificación (CTE) establece que en aquellos edificios ubicados en los términos municipales en que se supere el nivel de referencia anual y que, por tanto, figuran en el apéndice B, deben implementarse las siguientes soluciones, en función de la zona a la que pertenezcan:

Zona I

En los municipios con un nivel de radón promedio anual esperado de hasta el doble del valor permitido, se dispondrán como mínimo una de las siguientes medidas protectoras:

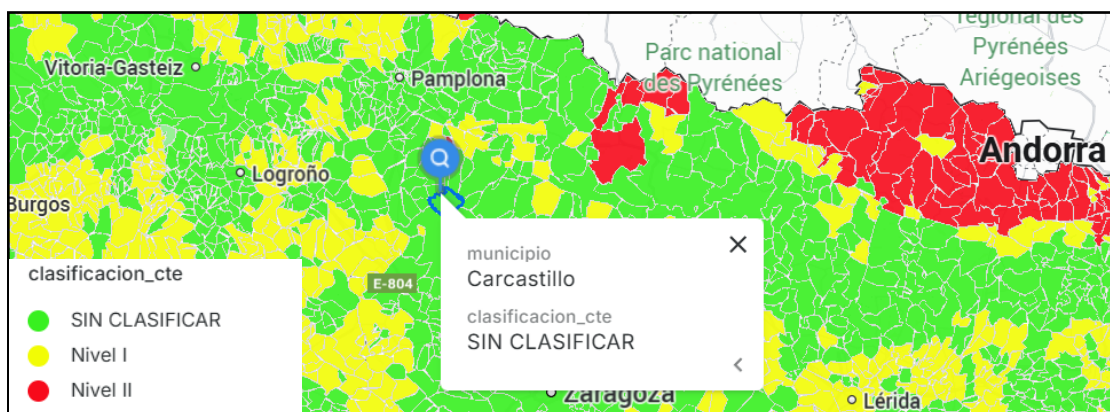
- a) Barrera de protección entre el terreno y los locales habitables del edificio que limite el paso de los gases provenientes del terreno.
- b) Cámara de aire destinada a mitigar la entrada del gas radón a estos locales, ventilada y separada de los locales habitables mediante un cerramiento sin grietas o fisuras, denominada cámara sanitaria.

Zona II

En los municipios que pueden superar el doble del nivel de radón promedio anual permitido se debe implantar la barrera de protección y una de las siguientes medidas:

- a) Cámara de aire destinada a mitigar la entrada del gas radón a estos locales, ventilada y separada de los locales habitables mediante un cerramiento sin grietas o fisuras.
- b) Un sistema de despresurización del terreno que permita extraer los gases contenidos en el terreno colindante al edificio.

De acuerdo con la clasificación de municipios en función del potencial de radón (Apéndice B de la Sección HS6 del CTE), Carcastillo (Navarra) no se encuentra incluida dentro de las áreas de riesgo, por lo que no será necesario tomar ninguna medida adicional con respecto a la exposición frente al radón.



Recorte de mapa de municipios donde se debe aplicar la protección frente a la exposición al radón según el CTE DB HS 6

4. RECONOCIMIENTO GEOTÉCNICO

Para establecer las características geotécnicas de la zona objeto de estudio se ha realizado un reconocimiento que ha consistido en la ejecución de dos sondeos mecánicos con extracción continua de testigo y dos ensayos de penetración dinámica tipo D.P.S.H., distribuidos tal y como se muestran a continuación:



Ubicación en Google Earth de los ensayos realizados en la parcela objeto de estudio.

Los sondeos de reconocimiento nos permiten reconocer el terreno hasta la profundidad alcanzada y de los testigos obtenidos se han extraído muestras para caracterizar los materiales y determinar la agresividad del terreno con relación a los sulfatos que pudieran existir y que puedan afectar a las cimentaciones.

Las penetraciones dinámicas permiten establecer un perfil de resistencias en función de la profundidad, hasta la cota de finalización del ensayo. Sin embargo, no se obtiene muestra del terreno, por lo que no se puede caracterizar su naturaleza, así como tampoco es posible conocer datos del perfil por debajo de la cota de rechazo.

Adjunto a esta memoria, en la que se describen las características del terreno y las conclusiones y recomendaciones que se deducen del estudio, se presentan unos anexos que contienen el mapa geológico y la leyenda (anexo 1), testificación de los sondeos y las fotos (anexo 2), ensayos de penetración dinámica (anexo 3), perfiles de correlación (anexo 4),

ensayos de laboratorio (anexo 5) y un croquis con la ubicación de los ensayos realizados (anexo 6).

4.1. SONDEOS MECÁNICOS

Criterios de reconocimiento

Para la descripción de los sondeos mecánicos se ha seguido los criterios propuestos por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (I.S.M.R.):

GRADO	DENOMINACIÓN	CRITERIOS DE RECONOCIMIENTO
IA	SANA	No hay señales de alteración de la roca matriz.
IB	DÉBILMENTE METEORIZADA	Decoloración de superficies de discontinuidades principales.
II	LIGERAMENTE METEORIZADA	La decoloración indica alteración de roca matriz y de superficies de discontinuidad. La roca matriz puede estar decolorada y puede ser más débil que en su estado sano.
III	MODERADAMENTE METEORIZADA	Menos de la mitad del material descompuesto y/o desintegrado como suelo. Puede haber zonas de roca sana y decolorada, formando un marco continuo o como bloques sanos.
IV	MUY METEORIZADA	Más de la mitad de la roca descompuesta y/o desintegrada en suelo. Puede haber zonas de roca sana o decolorada formando un marco continuo o como bloques / núcleos sanos.
V	COMPLETAMENTE METEORIZADA	Roca descompuesta y/o desintegrada en forma de suelo. Estructura original del macizo fundamentalmente intacta.
VI	SUELO RESIDUAL	Toda la roca convertida en suelo. Destruída la estructura del macizo y material. Se produce un gran cambio de volumen, pero el suelo no ha sido transformado de modo significativo.

Descripción de los sondeos:

El 8 de octubre de 2025 se realizaron dos sondeos con un equipo sonda mediante el método de rotación con extracción de testigo continuo. La sonda está compuesta por una batería con una corona cortante unida al equipo mediante un varillaje que le transmite el movimiento de rotación y empuje ejercido por la máquina de perforación. El testigo se aloja en la batería durante la perforación y es extraído cada cierto tiempo. Las baterías de rotación pueden ser de tubo simple, doble o triple (para una mejor recuperación).

Descripción de los sondeos:

DESCRIPCIÓN DEL SONDEO 1

TRAMOS	NIVEL GEOTÉCNICO	DESCRIPCIÓN DE LA LITOLOGÍA ATRAVESADA
0,00 - 0,30 m	0	Rellenos antrópicos- antigua solera de hormigón
0,30 - 1,00 m	1	Arcillas limosas marrones con cantos dispersos de escala mm a cm.
1,00 - 4,55 m	2	Gravas con cantos subredondeados de escala mm a cm hasta tamaño bolo de escala dm englobados en una matriz areno-limosa de tonos grises.
4,55 - 6,44	3	Sustrato rocoso alterado grado III-II formado por unas argilitas arcillosas rojizas y grises que han perdido su consistencia original y van alcanzando estados más sanos en profundidad.

DESCRIPCIÓN DEL SONDEO 2

TRAMOS	NIVEL GEOTÉCNICO	DESCRIPCIÓN DE LA LITOLOGÍA ATRAVESADA
0,00 - 0,70 m	0	Rellenos antrópicos heterogéneos-antigua solera de hormigón y materiales de naturaleza arcillo-limosa con cantos dispersos.
0,70 - 1,50 m	1	Arcillas limosas marrones con cantos dispersos de escala mm a cm.
1,50 - 4,70 m	2	Gravas con cantos subredondeados de escala mm a cm hasta tamaño bolo de escala dm englobados en una matriz areno-limosa de tonos grises.
4,70 - 5,99 m	3	Sustrato rocoso alterado grado III-II formado por argilitas beiges que han perdido su consistencia original y van alcanzando estados más sanos en profundidad.

Una vez finalizado los sondeos, se localiza agua a 4,75 m de profundidad en S2.

4.2. ENSAYOS “In Situ” (S.P.T.)

Dentro de los trabajos llevados a cabo durante la ejecución de los sondeos, se han realizado ocho ensayos de penetración estándar (S.P.T.).

Cuando el terreno es arenoso - limoso, se utiliza la cuchara de Terzaghi y Peck (normalizado), de 2 pulgadas de diámetro exterior y 1 1/3 pulgadas de diámetro interior, mientras que para gravas se utiliza la puntaza cónica, cerrada en punta, de 2 pulgadas de diámetro

y 60° de ángulo en punta.

Objeto y datos del ensayo

El objeto de este ensayo es estimar la resistencia, así como la mayor o menor compacidad de los diferentes estratos atravesados, a partir de la determinación de la resistencia del suelo a la penetración de un tomamuestras tubular de acero, en el interior del sondeo. El ensayo se encuentra descrito en la norma UNE 103-800. Este ensayo se realiza en el interior de sondeos durante la perforación. Para la ejecución del ensayo, se ha de limpiar la perforación al llegar a la cota deseada para el ensayo, se retira la batería de perforación y en su lugar se instala un tomamuestras de dimensiones estándar. Este tomamuestras se divide en tres elementos: una zapata, un tubo bipartido y la cabeza de acoplamiento al varillaje del equipo sonda. Se hince en el suelo una longitud de 60 cm contando el número de golpes necesario para hincar tramos de 15 cm. El golpeo se realiza con una maza de 63,5 Kg que cae libremente desde una altura de 76 cm sobre una cabeza de golpeo. Las lecturas del primer y último tramo no se tienen en cuenta por la alteración del suelo provocada por la perforación, en el primer caso, y por la sobrecompactación que pueda producir el golpeo en el segundo caso. Así, con la suma de los valores de los dos tramos centrales se obtiene un valor NSPT, que se correlaciona según unos métodos establecidos para la obtención de la resistencia del terreno. Si el número de golpes para un tramo de 15 cm es superior a 100 se considera como rechazo a la penetración. Si el ensayo se realiza a una cota por debajo del nivel freático, el valor de NSPT se ha de corregir mediante la expresión:

$$N = 15 + (N' - 15)/2.$$

Siendo N' el valor de penetración medido, y siempre y cuando este sea superior a 15. (Terzaghi y Peck, 1948 - en Ayala Carcedo, 1991)

El valor del NSPT se puede correlacionar con una serie de parámetros geotécnicos, según los criterios definidos por varios autores basados en el uso generalizado de este ensayo. Los parámetros geotécnicos deducibles de los ensayos SPT son: la densidad relativa, la compacidad, el ángulo de rozamiento interno (j') en suelos granulares (aplicable a partir de 2 m de profundidad). En la siguiente tabla se muestra la profundidad y los valores obtenidos en los ensayos SPT realizados:

Sondeo	SPT n°:	Profundidad (m)	Valores SPT, (N_{30})	N.G.
1	1	1,50-1,57	50(R↓7)	2
1	2	3,00-3,24	42-50(R↓9)	2
1	3	4,40-4,54	50(R↓14)	2
1	4	6,00-6,44	27-32-50(R↓14)	3
2	1	1,50-1,71	25-50(R↓6)	2
2	2	3,00-3,29	30-50(R↓14)	2
2	3	4,50-5,08	7-17-22-50(R↓13)	1-2

2	4	5,40-5,99	23-31-45-50(R↓14)	2
---	---	-----------	-------------------	---

4.3. ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA (UNE EN ISO 22476-2)

Se han realizado dos ensayos de penetración dinámica para conocer la carga admisible de los materiales atravesados en los sondeos ubicados tal y como queda indicado en el anexo 6 del presente informe.

Objeto y datos del ensayo

El ensayo consiste en clavar en el terreno una puntaza maciza de hierro que se encuentra situada en el extremo de una varilla. La varilla tiene un diámetro inferior al de la puntaza, con objeto de evitar lo máximo posible el rozamiento de la misma en el terreno.

La hincia en el terreno se logra golpeando el conjunto en su parte superior con una maza en caída libre. Esta maza, que pesa 63,5 Kg, se deja caer desde una altura de 75 cm.

La resistencia del terreno a la penetración dinámica se expresa mediante el número de golpes necesarios para clavar la varilla 20 cm en dicho terreno. Este número de golpes se designará en lo sucesivo como N_{20} y servirá para darnos información acerca de las características físicas y geotécnicas del terreno. A partir de N_{20} y con una serie de correlaciones e interpretaciones se puede determinar la carga admisible, la resistencia dinámica en punta, etcétera.

Realización de ensayo y maquinaria utilizada

Introducida la primera varilla en la meseta de guía, se fija la puntaza a su extremo y se sitúa la meseta en su posición definitiva. La puntaza sobresale por su parte inferior y al colocar la meseta horizontal, se clava en el terreno. Si la magnitud que se introduce es del orden de 20 cm, no se consideran los golpes correspondientes a esta primera división.

Cuando por algún motivo, se precisa realizar una excavación en el terreno para la introducción de la puntaza al comienzo del ensayo, se descenderá 20 cm o un múltiplo de esta cantidad, con objeto de poder comenzar el ensayo a una cota concreta.

Se continúa el ensayo mediante los golpes necesarios para introducir cada una de las divisiones de 20 cm de la varilla. La velocidad de golpeo de la maza se debe estimar a razón de 30 golpes por minuto.

Se dará por finalizado el ensayo cuando dadas 2 andanadas de 100 golpes de penetración cada una, la penetración sea igual o inferior a 5 cm (de manera aislada en cada una de ellas), cuando tres valores consecutivos de N_{20} sean iguales o superiores a 75 golpes o cuando se alcance la profundidad que previamente se haya establecido. Siempre que la penetración sea inferior a 20 cm, el número de golpes que se considerará será el proporcional correspondiente.

El resultado de los ensayos de penetración se representa en un gráfico: en ordenadas figu-

ra la profundidad que se ensaya en tramos de 20 cm y en abscisas el golpeo obtenido para cada tramo.

El ensayo se ha realizado mediante un penetrómetro automático ROLATEC modelo ML-76-A que cumple con las normas siguientes del SIMSFE (Sociedad internacional de Mecánica del Suelo y Cimentaciones y el Comité Técnico de Pruebas de Penetración de Suelos):

- DPSH-Dynamic Probing Super Heavy
- S.P.T. Standard Penetration Test
- Mecanismo de golpeo automático

El ensayo de penetración se ha realizado siguiendo la norma DPSH:

- Relación longitud/diámetro de la maza > ó = 1 y < ó = 2.
- Masa de la Maza: 63,5 Kg
- Altura de Caída 75,0 cm.
- Masa yunque 7,2 Kg.
- Longitud de la varilla 1,0 m.
- Diámetro exterior de la varilla 32,0 mm.
- Masa máxima varilla + niple 6,31 Kg/m
- Desviación máxima en primeros 5 metros 1 %.
- Desviación máxima a partir de 5 metros 2 %.
- Sección de la puntaza Cilindro-cónica.
- Área de la puntaza 20,0 cm²
- Angulo de la puntaza 90°
- Cuenteo de golpes cada N 20,0 cm.

Cálculo de resultados

Sobre la base de los resultados de los ensayos de penetración, se puede estimar la resistencia dinámica del terreno utilizando para ello la fórmula de hinc:

Fórmula dinámica de los holandeses:

La estimación de la resistencia admisible del terreno se realiza a partir de los ensayos de penetración dinámica realizados, para ello se calcula la resistencia dinámica al hundimiento mediante la denominada "Fórmula de los Holandeses", cuya expresión es:

$$R = \frac{(M^2 \cdot H)}{\left((M + P) \cdot A \cdot \left(\frac{20}{N_{20}} \right) \right)}$$

siendo:

M= peso de la maza (=63.5 Kg)

H= altura de caída de la maza (=75 cm)

P = peso de yunque + varillas (8 kg/m)

A = área de la puntaza (20 cm²)

$20/N_{20}$ = penetración por golpe, en cm

Mediante el coeficiente de Buisson, (que para el caso que nos ocupa se ha considerado un coeficiente de 0,5), se establece la correlación entre la resistencia a la penetración dinámica y estática.

Para la obtención de la presión admisible del terreno, aplicamos la fórmula de MEYERHOF simplificada, según la cual:

$$Q_{adm} = \frac{R_e}{F}$$

siendo:

Q_{adm} = presión admisible de cálculo, en kg/cm².

R_e = resistencia estática.

F = coeficiente de seguridad (se ha adoptado un valor de 20).

Para el contraste de los resultados se aplica la formulación de Meyerhof (1956) en suelos cohesivos: sobre la base del número de golpes N_{20} del ensayo de penetración.

para $B > 1,22$ m

$$Q_{adm.} = q_c / 25 \times [(1 + 3,28 B) / (3,28 B)]^2$$

para $B < 1,22$ m

$$Q_{adm.} = q_c / 15$$

B = ancho de la zapata

q_c = Resistencia por punta.

Según Meyerhof: $q_c = \alpha \times 1,428 \times N_{20}$; $\alpha = 2,3$ a $1,8$ según la dureza de las arcillas.

A partir del valor de la resistencia dinámica R_p es posible estimar la resistencia en punta estática q_c (véase Buisson y otros), mediante unas correlaciones y coeficientes de transformación, éstos dependen fundamentalmente de la naturaleza del terreno y de su estado en el momento de efectuar el ensayo.

5. ENSAYOS DE LABORATORIO

Los resultados de los ensayos se han obtenido de acuerdo con la Normativa o, en su defecto, a través de técnicas habituales en mecánica de suelos. Cada ensayo tiene un grado de precisión recogido en la Norma asignada y, generalmente, en la bibliografía técnica.

Las características de los sucesivos materiales localizados en los ensayos, más allá de los puntos analizados, se pueden inferir a partir de los resultados en los mencionados puntos. Ahora bien, es necesario considerar que el conjunto no presenta variaciones litológicas y/o mecánicas bruscas. Esta condición previa puede ser, en ocasiones, incorrecta, declinando esta empresa toda responsabilidad derivada de la proyección de los resultados fuera de los puntos de ensayo.

Sobre la base del perfil litológico, obtenido de los sondeos de reconocimiento, se seleccionaron muestras representativas de los distintos niveles geotécnicos identificados para ser trasladadas al laboratorio acreditado, donde fueron examinadas por personal técnico especializado, realizándose los oportunos ensayos de clasificación y caracterización geomecánica. El número y tipo de ensayos ejecutados se han realizado según la siguiente normativa:

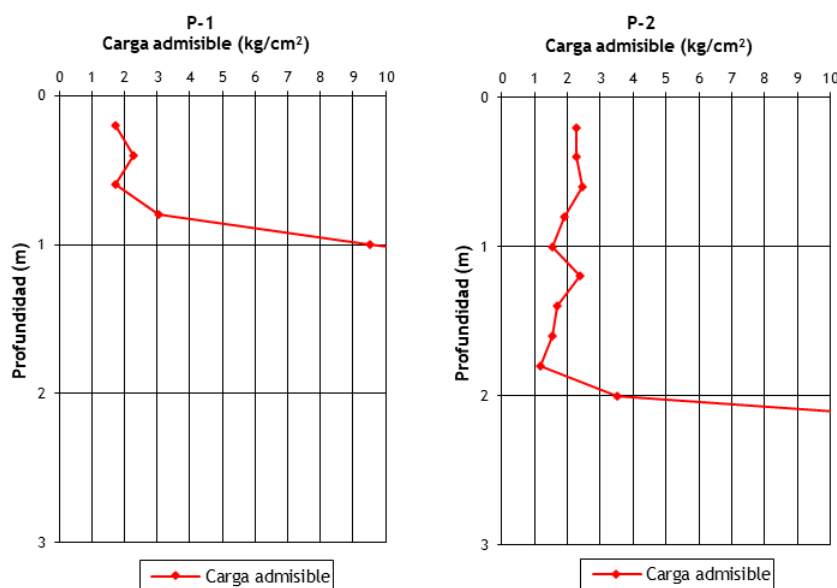
	S2	S1	S2	Norma
Referencia	N22112	N22111	N22113	
Litología	Gravas	S. Rocoso alterado	Agua	
Profundidad (m)	1,50-2,00	4,60	4,80	
Límites Atterberg: LL/LP/IP	17,5/13,5/4,0	22,8/16,3/6,5	-	UNE 103103/94-103104/93
% pasa tamiz 0,08/0,4/2	20/28/35	-	-	UNE 103101/95
Sulfatos (mg/kg SO₄²⁻)	0	0	-	UNE 83963:08/Erratum 11
Sulfatos (mg/l SO₄²⁻)	-	-	820	UNE 83956:08
CLASIF. SUCS / AASTHO	GM-C/A-1-b	CL-ML / A-4	-	

6. CÁLCULO DE CARGAS ADMISIBLES

6.1. INTERPRETACIÓN ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA

Se han realizado dos ensayos de penetración dinámica para estimar las cargas admisibles de las litologías atravesadas en los sondeos de reconocimiento. La ubicación de los ensayos se incluye en el anexo 6 del presente informe. En el anexo 3 se muestran las gráficas correspondientes a los ensayos.

A partir de la interpretación de los ensayos por varios métodos, se obtienen valores de carga admisibles para el terreno ensayado. A continuación, se muestran las gráficas en las que queda representado el perfil de cargas admisibles obtenido para cada tramo de 20 cm ensayado hasta la profundidad alcanzada en los ensayos realizados (rechazo). Hay que señalar que las profundidades indicadas son a partir del inicio del ensayo, que se corresponde con la rasante de ejecución de estos en el momento de su realización.



A partir de estas gráficas y correlacionándolas con los materiales identificados en los sondeos, se estiman las siguientes cargas:

- Nivel geotécnico 0, rellenos: estos materiales no son aptos para el desplante de la cimentación deberán ser previamente retirados por lo que no se le asigna una tensión admisible.
- Nivel geotécnico 1, arcillas limosas de tonos marrones con cantos dispersos de escala mm a cm con cargas admisibles que varían entre 1,00 kg/cm² y 1,50

kg/cm², en función de la concentración de cantos.

- Nivel geotécnico 2, gravas con cargas admisibles que varían entre 3,00 kg/cm² y valores superiores, en función de la concentración de cantos. En ambos ensayos se produce un falso rechazo en este nivel coincidiendo con algún canto-bolo.

Se debe insistir que el perfil de resistencias aportado por los ensayos D.P.S.H. carece de reconocimiento visual de los horizontes, por lo que las estimaciones realizadas pueden no ser representativas de la realidad del terreno.

Para la determinación de los parámetros geomecánicos de los materiales consideraremos los golpes obtenidos en los ensayos D.P.S.H. y S.P.T. realizados. Tomaremos una media entre el N₃₀ obtenido de los mismos:

- N.G. 1, arcillas con cantos, con un N₃₀ de 12.
- N.G. 2, gravas, con un N₃₀ de 28.
- N.G. 3, sustrato rocoso alterado, con un N₃₀ de 50.

6.2. CÁLCULO CARGA ADMISIBLE N.G. 2

Para el cálculo de la tensión admisible del nivel geotécnico 2 se ha empleado el N₃₀ de 28, obtenido a partir de los ensayos de resistencia D.P.S.H. y S.P.T. realizados en la campaña de investigación y la ecuación del Código Técnico de la edificación, tal y como se muestran a continuación:

ZAPATAS INFERIORES A 1,20 m

$$\text{CTE: } Q_{\text{ad}} = 12N \cdot (1 + (D/3B)) \cdot (S/25)$$

ZAPATAS SUPERIORES A 1,20 m

$$\text{CTE: } Q_{\text{ad}} = 8N \cdot (1 + D/3B) \cdot (S/25) \cdot (B + 0,3/B)^2$$

Donde:

$$N = N_{30}$$

S = asiento, 1 pulgada

D = empotramiento cimentación en m

B= ancho zapata (m)

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Cimentación Ancho zapata (m)	según CTE kg/cm ²	Cimentación Ancho zapata (m)	según CTE kg/cm ²
0,80	3,41	2,00	3,01
1,00	3,41	3,00	2,75
1,20	3,41	4,00	2,63

A partir de estos resultados obtenidos y considerando la variación de la concentración de cantos propia de estos depósitos se limita la tensión de diseño de estos materiales a 2,50 kg/cm²

con el fin de que el bulbo de presiones transmitido por la cimentación sea absorbido tanto a cota de desplante de cimentación como en profundidad por la tensión admisible del terreno.

6.3. CÁLCULO CARGA ADMISIBLE niveles geotécnicos 1 y 3

Para verificar la capacidad portante de los niveles geotécnicos 1 y 3 (arcillas y sustrato rocoso alterado respectivamente), contamos con un N_{30} de 12 y 50.

A partir de estos valores y usando correlaciones, obtenemos una compresión simple de 1,50 y 6,25 para el N.G.1. y N.G.3 respectivamente.

En tal caso la presión de hundimiento del terreno cohesivo vendría definido por la formulación de Terzaghi:

$$P_{vh} = c \times N_c + q \times N_q + 1/2 \gamma \times B \times N_\gamma$$

Según este método, la presión vertical de hundimiento se compone de tres términos que permiten evaluar el aporte de capacidad soporte debido a la resistencia del terreno, a su peso propio y a la sobrecarga al nivel de cimentación.

Siendo:

- P_{vh} , la presión vertical de hundimiento
- c , la cohesión del material
- q , la sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación
- γ , el peso específico del terreno
- B , el ancho del cimiento
- N_c , N_q , N_γ , los factores de capacidad de carga, dependientes del ángulo de rozamiento interno del material.

Teniendo en cuenta que se trata de un terreno principalmente cohesivo, la situación del análisis más desfavorable coincide con la hipótesis de corto plazo, es decir, sin permitir el drenaje de las presiones intersticiales. Esta consideración implica que el ángulo de rozamiento interno del material es nulo, por lo que los factores anteriores quedan:

$$N_c = \pi + 2 = 5,14; N_q = (1+0/1-0) \times e^{\pi \tan 0} = 1; N_\gamma = 1,5 (0-1) \tan 0 = 0$$

Por lo tanto, la expresión queda de la siguiente forma:

$$P_{vh} = c \times N_c$$

Por otra parte, la cohesión a emplear se corresponde a la resistencia al corte sin drenaje del terreno cohesivo, la cual y según el criterio de Möhr, es la mitad de la resistencia a compresión simple obtenida, por lo podemos considerar la cohesión de 0,75 y 3,13 Kg/cm² para el

N.G.1. y 3 respectivamente.

Aplicando los parámetros obtenidos a la formulación de Terzaghi, obtenemos que la presión de hundimiento para el horizonte cohesivo es:

$$\text{Nivel geotécnico 1: } P_{vh} = 0,75 \times 5,14 = 3,85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Nivel geotécnico 3: } P_{vh} = 3,13 \times 5,14 = 16,08 \text{ Kg/cm}^2$$

Para obtener la tensión admisible en la base de la zapata, se debe afectar la carga de hundimiento por un coeficiente de seguridad, que, en la práctica habitual, para situaciones permanentes (cimentaciones) se sitúa entre 3 y 5.

$$\text{Nivel geotécnico 1, } q_{adm} = P_{vh}/3 = 3,85/3 = 1,28 \text{ Kg/cm}^2 \approx 1,00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Nivel geotécnico 3, } q_{adm} = P_{vh}/4 = 16,08/4 = 4,02 \text{ Kg/cm}^2 \approx 4,00 \text{ Kg/cm}^2$$

7. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

El objeto de todo estudio geotécnico es definir las características de los diferentes estratos y niveles litológicos reconocidos, a fin de contar con los datos necesarios para un adecuado planteamiento posterior de la tipología y cota de cimentación, etc.

Los datos mostrados a continuación han sido obtenidos por métodos directos mediante la descripción de los sondeos mecánicos realizados por el momento, así como los resultados de laboratorio, y por métodos indirectos a partir de los ensayos de resistencia SPT y D.P.S.H realizados. Posteriormente se han contrastado todos los datos obtenidos, además de consultar referencias bibliográficas.

Se han diferenciado 4 niveles geotécnicos tal y como se especifica a continuación. Los espesores de los horizontes se estiman por testificación directa en los puntos en los que se han realizado los sondeos y a partir de la interpretación de los golpes en los puntos en los que se han realizado los ensayos de penetración dinámica.

Los horizontes litológicos que se han diferenciado son los siguientes:

- **Nivel geotécnico 0, rellenos antrópicos:** horizonte formado por una solera de hormigón y rellenos de naturaleza heterogénea. En la siguiente tabla se indica los puntos en los que se ha localizado y el espesor de estos materiales.

N.G. 0, rellenos	S1	S2	P1	P2
Profundidad techo (m) referida a boca ensayo	0,00	0,00	0,00	0,00
Profundidad base (m) referida boca ensayo	0,30	0,70	0,20	0,60
Espesor (m)	0,30	0,70	0,20	0,60

Estos materiales no son aptos para el desplante de la cimentación, ni de la urbanización y deberán ser previamente retirados.

- **Nivel geotécnico 1, arcillas con cantos.** Horizonte formado por unas arcillas limosas marrones con cantos dispersos de escala mm a cm. En la siguiente tabla se muestra la profundidad y espesor al que se localiza este horizonte en los puntos muestreados:

N.G. 1, arcillas con cantos	S1	S2	P1	P2
Profundidad techo (m) referida a boca ensayo	0,30	0,70	0,20	0,60
Profundidad base (m) referida boca ensayo	1,00	1,50	0,60	1,80
Espesor (m)	0,70	0,80	0,40	1,20

Los parámetros geotécnicos estimados para este nivel geotécnico son los siguientes:

*Naturaleza: cohesiva**Consistencia: compacta**Densidad aparente: 1,80-1,85 g/cm³ (bibliografía)**Angulo de rozamiento interno, Φ_u : 0 (N₃₀- 12)**Resistencia a la compresión simple, q_u : 1,50 kg/cm² (N₃₀- 12)**Cohesión sin drenaje, c_u : 0,75 kg/cm² (N₃₀- 12)**Módulo elástico: 102,40 kg/cm² (N₃₀- 12)**Angulo de rozamiento interno, Φ' : 25° (estimado)**Cohesión c' : 0,10 kg/cm² (estimado)**Carga admisible: 1,00 kg/cm²**Módulo balasto: $K_{\phi 30} = 3,92 \text{ kg/cm}^3$; $K_{30 \times 30} = 3,32 \text{ kg/cm}^3$ (N₃₀- 12)**Micropilotaje:**Resistencia unitaria por fuste(q_{hf}): 0,94* kg/cm²**Pilotaje:**Resistencia unitaria por fuste (q_{hf}): 0,43 kg/cm²**Resistencia unitaria por punta(q_{hp}): 6,75 kg/cm²*

- **Nivel geotécnico 2, gravas.** Horizonte formado por unas gravas subredondeadas de tamaños centimétricos y decimétricos englobados en matriz arenolimsa. Ocasionalmente presentan bolos de escala dm. En la siguiente tabla se muestra la profundidad y espesor al que se localiza este horizonte en los puntos muestreados:

N.G. 2, gravas	S1	S2	P1	P2
Profundidad techo (m) referida a boca ensayo	1,00	1,50	0,60	1,80
Profundidad base (m) referida boca ensayo	4,55	4,70	1,20	2,20
Espesor (m)	3,55	3,20	*	

* Se produce un falso rechazo en este nivel geotécnico

Los parámetros geotécnicos estimados para este nivel geotécnico a partir de los ensayos de resistencia realizados son los siguientes:

*Naturaleza: granular**Compacidad: media**Densidad: 2,00-2,05 g/cm³ (bibliográfico)**Angulo de rozamiento interno Φ_u : 37,09° (N₃₀- 28)**Cohesión sin drenaje c_u : 0,00 kg/cm² (N₃₀-28)**Módulo elástico: 330,80 kg/cm² (N₃₀- 28)**Angulo de rozamiento interno Φ' : 36° (estimado)**Cohesión c' : 0,05 kg/cm² (estimado)**Carga admisible: 2,50 kg/cm²*

Módulo balasto: $K_{\phi 30} = 14,66 \text{ kg/cm}^3$; $K_{30 \times 30} = 12,41 \text{ kg/cm}^3$ (N_{30-28})

Clasificación Casagrande/AASTHO: GM-C/A-1-b

Micropilotaje:

Resistencia unitaria por fuste: $1,57^* \text{ kg/cm}^2$

Pilotaje:

Resistencia unitaria por fuste: $0,70 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia unitaria por punta: $56,00 \text{ kg/cm}^2$

- **Nivel geotécnico 3, sustrato rocoso alterado, grado III-II.** Horizonte formado por unas argilitas que han perdido su consistencia original y van alcanzando estados más sanos en profundidad. Con la profundidad alcanzada en los sondeos, no se ha alcanzado la base del tramo.

N.G. 3, sustrato rocoso alterado	S1	S2	P1	P2
Profundidad techo (m) referida a boca ensayo	4,55	4,70	NO SE ALCANZA	
Profundidad (m) alcanzada	6,44	5,99		

Los parámetros geotécnicos estimados para este nivel geotécnico son los siguientes:

Naturaleza: cohesiva

Consistencia: dura

Densidad aparente: $2,10/2,20 \text{ g/cm}^3$ (estimado)

Angulo de rozamiento interno Φ_u : 0 (N_{30-50})

Resistencia a la compresión simple, q_u : $6,25 \text{ kg/cm}^2$ (N_{30-50})

Cohesión sin drenaje c_u : $3,13 \text{ kg/cm}^2$ (N_{30-50})

Módulo elástico: $368,75 \text{ kg/cm}^2$ (N_{30-50})

Angulo de rozamiento interno Φ' : 25° (estimado)

Cohesión c' : $0,55 \text{ kg/cm}^2$ (estimado)

Carga admisible: $4,00 \text{ kg/cm}^2$.

Módulo balasto: $K_{\phi 30} = 16,36 \text{ kg/cm}^3$; $K_{30 \times 30} = 13,85 \text{ kg/cm}^3$ (N_{30-50})

Micropilotaje:

Resistencia unitaria por fuste: $2,04^* \text{ kg/cm}^2$

Pilotaje:

Resistencia unitaria por fuste: $0,76 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia unitaria por punta: $28,13 \text{ kg/cm}^2$

* Los valores de resistencia unitaria para cimentaciones profundas pueden sufrir variaciones en función del tipo de inyección aplicada para la realización de los micropilotes: IU, inyección única global; IR, inyección repetitiva; IRS, inyección repetitiva y selectiva

8. SOLUCIONES DE CIMENTACIÓN

Se expone a continuación el desarrollo de las soluciones que se consideran como válidas a utilizar en el diseño de las cimentaciones de las edificaciones objeto de los trabajos. La elección de la más adecuada es potestad del técnico proyectista de la obra, una vez considerados otros criterios además de los estrictamente geotécnicos.

Debe hacerse mención que los planteamientos aquí expuestos, están realizados a partir de los datos obtenidos con los medios de investigación utilizados y sus limitaciones, referidas a lo largo del presente informe.

Se recomienda que las conclusiones emitidas en el presente informe, sean corroboradas y matizadas durante los trabajos de ejecución, considerando necesario que durante la excavación y cimentación esté presente un geólogo, ante la posibilidad de la aparición de elementos singulares, como pueden ser cambios laterales de facies muy puntuales que hagan que varíe la profundidad de los materiales que aparecen en este informe, de difícil detección mediante la extrapolación de los resultados obtenidos.

8.1. TIPOLOGÍA CIMENTACIÓN

A partir de los trabajos realizados, los resultados obtenidos, considerando el exiguo espesor del N.G.1, a continuación se proponen dos alternativas de cimentación para la estructura proyectada.

1.- Cimentación desplantada en el nivel geotécnico 2 (gravas):

- En este caso se recomienda la realización de una cimentación mediante zapatas aisladas o corridas desplantadas en el N.G. 2, una vez eliminados los rellenos y las arcillas.
- La tensión de diseño será igual o inferior a $2,50 \text{ kg/cm}^2$ para que el bulbo de presiones generado por la cimentación sea absorbido por el terreno tanto a cota de desplante de la misma como en profundidad.
- En los puntos ensayados se localiza el N.G. 2 a las siguientes profundidades:

N.G. 2, gravas	S1	S2	P1	P2
Profundidad techo (m) referida a boca ensayo	1,00	1,50	0,60	1,80

- En el caso de que en el momento de la excavación se localice en alguno de los puntos de apoyo el nivel geotécnico inferior (excepto en caso de optar por la cimentación desplantada en el sustrato rocoso) se deberán bajar el resto de las cimentaciones a este nivel, prevaleciendo el criterio de desplantar toda la ci-

mentación sobre una planta geomecánicamente homogénea.

2.- Cimentación desplantada en el nivel geotécnico 3, sustrato rocoso alterado:

- En este caso, se recomienda la realización de una cimentación mediante zapatas aisladas o corridas desplantadas en el sustrato rocoso alterado una vez eliminados los niveles geotécnicos 0, 1 y 2.
- La tensión de diseño será igual o inferior a 4,00 kg/cm².
- En los puntos ensayados se localiza el N.G. 3 a las siguientes profundidades (referidas al inicio del ensayo coincidente con la rasante de la parcela en el momento de la ejecución de los ensayos):

N.G. 3, sustrato rocoso alterado	S1	S2	P1	P2
Profundidad techo (m) referida a boca ensayo	4,55	4,70	NO SE ALCANZA	

- El desplante de la zapata deberá realizarse desde una planta geomecánicamente homogénea, por lo que se deberán alcanzar en todos los puntos de apoyo los mismos o similares materiales que así lo garanticen. En caso de detectar humedades y/o blandones que puedan afectar a alguno de los puntos de apoyo, estos deberán ser saneados y corregidos definitivamente.

Ambas soluciones de cimentación propuestas deberán cumplir las siguientes premisas:

- El desplante de la zapata deberá realizarse desde una planta geomecánicamente homogénea, por lo que se deberán alcanzar en todos los puntos de apoyo los mismos o similares materiales que así lo garanticen. En caso de detectar humedades y/o blandones que puedan afectar a alguno de los puntos de apoyo, estos deberán ser saneados y corregidos definitivamente.
- Los pozos de cimentación tendrán idénticas dimensiones en planta que las zapatas correspondientes y un canto igual a la profundidad requerida y citada anteriormente, menos la profundidad existente hasta cara baja de zapata. Se utilizará, en su ejecución, hormigón pobre o ciclópeo, una vez retirado el terreno inadecuado. Sobre los pozos se apoyarán a la cota requerida, las zapatas de hormigón armado correspondientes.
- Una vez realizada la excavación de las zapatas se deberá proceder continuamente a realizar la cimentación no permitiendo la variación de las características geotécnicas de estos materiales por fenómenos climáticos o de otra naturaleza, ya que pueden variar las condiciones geomecánicas de los materiales.

8.2. ESTIMACIÓN DE ASIENTOS

8.2.1. Método de SCHMERTMANN para cimentaciones convencionales

La estimación de asientos para los niveles geotécnicos 2 y 3 (gravas y sustrato rocoso alterado) se realiza mediante el método de Schmertmann, que supone que los asientos para zapatas cuadradas o circulares quedan limitados a una profundidad $Z = 2B$,

siendo B el ancho de la zapata. El asiento se calcula por:

$$s = C_1 \cdot q \cdot \sum \frac{I_{zi}}{E_i} \cdot \Delta Z_i$$

siendo:

- C_1 : Un factor de forma que depende de la profundidad de empotramiento de la zapata y de valor: $C_1 = 1 - 0,5 \cdot \frac{q_0}{q}$
- I_{zi} un coeficiente de influencia, que depende de la relación Z/B , siendo Z la profundidad y B el ancho de zapata, y de la forma de la cimentación.
- E_i el módulo de deformabilidad, que según Schmertmann puede estimarse por:

$$E = 2,5 \cdot R_p \text{ (zapatas cuadradas)}$$

$$E = 3,5 \cdot R_p \text{ (zapatas corridas)}$$

Siendo R_p la resistencia a penetración estática con cono, que se puede correlacionar con el N_{30} obtenido en los ensayos de penetración dinámica a partir del suelo de afección. Para los materiales que nos ocupan: gravas, dicha relación es igual a 4,00.

Nivel geotécnico 2

Tomando un golpeo N_{30} de 28 obtenemos por lo tanto para una zapata cuadrada, un módulo de deformación $E = 280 \text{ kg/cm}^2$ y para una zapata corrida de $E = 392 \text{ kg/cm}^2$.

Los asientos estimados para el nivel geotécnico 2 y una carga aplicada de $2,50 \text{ kg/cm}^2$ son los siguientes:

Asiento en mm						
Ancho de zapata	1,00 m	1,50 m	2,00 m	2,50 m	3,00 m	3,50 m
Zapata cuadrada	4,63	6,94	9,25	11,57	13,88	16,19
Ancho de zapata	0,60 m	0,80 m	1,00 m	1,20 m	1,40 m	1,60 m
Zapata corrida	4,06	5,41	6,77	8,12	9,47	10,83

Nivel geotécnico 3

Tomando un golpeo N_{30} de 50 obtenemos por lo tanto para una zapata cuadrada, un módulo de deformación $E = 312,5 \text{ kg/cm}^2$ y para una zapata corrida de $E = 437,5 \text{ kg/cm}^2$.

Los asentamientos estimados para el nivel geotécnico 3 y una carga aplicada de $2,50 \text{ kg/cm}^2$ son los siguientes:

Asiento en mm						
Ancho de zapata	1,00 m	1,50 m	2,00 m	2,50 m	3,00 m	3,50 m
Zapata cuadrada	6,02	9,03	12,04	15,05	18,06	21,07
Ancho de zapata	0,60 m	0,80 m	1,00 m	1,20 m	1,40 m	1,60 m
Zapata corrida	5,28	7,04	8,80	10,56	12,33	14,09

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

TENSIONES ADMISIBLES

Nivel geotécnico 2 (gravas):

Para el cálculo de la tensión admisible del Nivel geotécnico 2 se ha empleado el N_{30} de 28 obtenido a partir de los ensayos de resistencia D.P.S.H. y S.P.T. realizados en la campaña de investigación y la ecuación del Código Técnico de la edificación.

A partir de estos resultados obtenidos y considerando la heterogeneidad del horizonte, propia de un depósito granular, así como posible existencia de pasadas con menor concentración de cantos se limita la tensión de diseño de estos materiales a $2,50 \text{ kg/cm}^2$ con el fin de que el bulbo de presiones transmitido por la cimentación sea absorbido tanto a cota de desplante de cimentación como en profundidad por la tensión admisible del terreno.

Nivel geotécnico 3 (sustrato rocoso alterado):

Aplicando los parámetros obtenidos a la formulación de Terzaghi, obtenemos que la presión de hundimiento para el horizonte cohesivo es:

$$\text{Nivel geotécnico 3: } P_{vh} = 3,13 \times 5,14 = 16,08 \text{ Kg/cm}^2$$

Para obtener la tensión admisible en la base de la zapata, se debe afectar la carga de hundimiento por un coeficiente de seguridad, que, en la práctica habitual, para situaciones permanentes (cimentaciones) se sitúa entre 3 y 5.

$$\text{Nivel geotécnico 3, } q_{adm} = P_{vh}/4 = 16,08/4 = 4,02 \text{ Kg/cm}^2 \approx 4,00 \text{ Kg/cm}^2$$

ASIENTOS ADMISIBLES

Método de SCHMERTMANN para la cimentación desplantada en el niveles geotécnicos 2 y 3 : los asientos totales estimados para el caso de cimentación convencional desplantada en los niveles geotécnicos 2 y 3 mediante zapatas cuadrada o corridas con las dimensiones y tensiones indicadas, son admisibles, según NTE 1998, "Acondicionamiento del Terreno y Cimentación".

En cuanto a los asientos diferenciales deberán ser comprobados con el plano de cimentación conjugando las dimensiones de las zapatas con las distancias entre ellas.

Asiento	Máximo en mm.		Diferencial (mm/m)
	Granular	Cohesivo	
Tipo de terreno			

Edificios monumentales	12	25	1,3
Edificios hormigón armado gran rigidez	35	50	2,0
Edificio de fabrica de ladrillo de pórticos de hormigón y acero de pequeña rigidez	50	75	2,0
Estructuras metálicas isostáticas, de madera y provisionales	50	75	2,0

Asientos Admisibles (Según NTE 1998, "Acondicionamiento del Terreno y Cimentación")

Si alguna de las zapatas posee mayor asiento del indicado en esta tabla, o bien entre dos zapatas consecutivas existe un asiento diferencial relativo a su separación, superior al indicado en la misma, se rebajará la presión de diseño de la zapata que asiente más, aumentando sus dimensiones hasta que cumpla, o se diseñará de nuevo la cimentación en el sustrato rocoso más sano.

AGUAS FREÁTICAS

Una vez realizados los sondeos se detectó la presencia de agua en el sondeo S2 a -4,70 m de profundidad.

Considerando que sólo se localiza presencia de agua en uno de los sondeos y sin contar con una campaña de mediadas más extensa no se puede determinar si se trata de un nivel freático o saturación de los horizontes por escorrentía subsuperficial. No obstante, teniendo en cuenta la proximidad del cauce del río Aragón a la parcela objeto de estudio de be contemplarse que puede que se trate de un nivel freático. Si se trata de un nivel freático hay que tener en cuenta que estará influenciado por la dinámica fluvial-nival, con lo que puede manifestar oscilaciones bruscas que puedan afectar puntualmente a la edificación proyectada.

En caso de localizar niveles saturados en el momento de comenzar los trabajos para la cimentación, se debe contemplar la necesidad del drenaje del mismo durante los trabajos de excavación y cimentación de las estructuras proyectadas.

EXCAVABILIDAD Y ESTABILIDAD DE TALUDES

Excavabilidad:

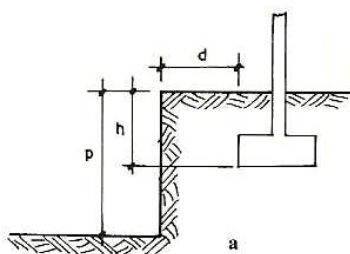
Los movimientos de tierras previstos para la adecuación de las zapatas afectarán al N.G. 0 y 1 en caso de optar por la cimentación desplantada en las gravas o a los niveles geotécnicos 0, 1 y 2 en caso de optar por la cimentación desplantada en el N.G. 3. La excavación de estos niveles podrá realizarse con medios mecánicos convencionales tipo retroexcavadora.

Estabilidad:

CAJEADO ZAPATAS O POZOS DE CIMENTACIÓN: se considera que para las alturas de los taludes previstos (cajeado de las zapatas) en este tipo de materiales los taludes pueden mantenerse verticalizados. En caso de optar por la cimentación desplantada en el N.G. 2, puede ser necesaria la contención de los taludes si la cohesión de los materiales granulares es baja o nula o bien, por la presencia de agua.

Otros factores que pueden incidir en la desestabilización de los taludes son: los agentes atmosféricos, las surgencias de aguas freáticas, las sobrecargas, o conducciones subterráneas paralelas a la excavación.

En taludes lindantes con edificaciones contiguas, en el caso de excavar por debajo del desplante de la cimentación colindante y no poderse mantener que la distancia desde el canto de la zapata más próximo al talud, sea igual o superior que la distancia restante desde la parte superior de la zapata hasta la parte baja del talud, según requisito de la N.T.E. Acondicionamiento del Terreno, Cimentaciones, 1998 (ver figura), se deberán tomar las medidas adicionales de contención como son pantallas de micropilotes, muros pantalla para evitar la descompresión de los horizontes sobre los que se desplanta la cimentación colindante.



$$P \leq h + \frac{d}{2}$$

En caso de que las cimentaciones colindantes sean lineales de hormigón armado y conserven su rigidez estructural, se podrá plantear la ejecución de obra tradicional mediante bataches cortos, aunque este último método ofrece menos seguridad que los anteriores.

No obstante, quedan a criterio y juicio del técnico proyectista, las soluciones de contención y sostenimiento lateral del terreno, una vez ponderados y valorados otros criterios además de los específicamente geotécnicos.

ESTIMACIÓN DEL GRADO DE PERMEABILIDAD DE LOS HORIZONTES

Referentes al grado de impermeabilidad de los horizontes definidos en el Informe Geotécnico, y teniendo en cuenta el CTE, Sección HS 1 Protección frente a la humedad; Diseño; Muros; Grado de impermeabilidad, se efectúan las siguientes consideraciones:

MUROS:

El grado de impermeabilidad mínimo exigido a los muros que están en contacto con el terreno frente a la penetración del agua del terreno y de las escorrentías se obtiene en la tabla 2.1 en función de la presencia de agua y del coeficiente de permeabilidad del terreno.

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

Tabla 2.1 Grado de impermeabilidad mínimo exigido a los muros

SUELOS:

El grado de impermeabilidad mínimo exigido a los suelos que están en contacto con el terreno frente a la penetración del agua de éste y de las escorrentías se obtiene en función de la presencia de agua del coeficiente de permeabilidad del terreno.

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

Tabla 2.3 Grado de impermeabilidad mínimo exigido a suelos

Tanto para muros como para suelos, la presencia de agua se considera:

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

En el caso que nos ocupa, se contemplan los siguientes horizontes y los coeficientes estimados de permeabilidad en cm/s correspondientes a los siguientes horizontes en función del análisis granulométrico, experiencias previas y valores típicos contemplados en bibliografía son los siguientes:

K en cm/s	10 ²	10 ¹	1,0	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	
Drenaje	Muy bueno		Bueno				Malo		Prácticamente impermeable				
Tipo de suelo	Grava limpia		Arenas limpias, zahorras			Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena limosa y arcillas, depósitos glaciares, arcillas estratigráficas, etc.			Suelos impermeables como arcillas homogéneas				
			Suelos impermeables por efecto de la vegetación y la intemperie										
Determinación directa de K	Realizar test de permeabilidad, directamente en el emplazamiento a estudiar. Para obtener resultados fidedignos se requiere mucha experiencia.												
	Obtener K mediante el permeámetro de carga constante. Se requiere poca experiencia.												
Determinación indirecta de K			Usar permeámetro de carga variable requiere poca experiencia			Con el permeámetro de carga decreciente, se requiere mucha experiencia.			Con el permeámetro de carga decreciente se requiere bastante experiencia por lo que es medianamente fiable.				
	Obtener K a partir de la curva granulométrica. Sólo sirve para arenas y gravas poco cohesivas y limpias									Obtener K a partir de ensayos de consolidación. Se requiere bastante experiencia.			

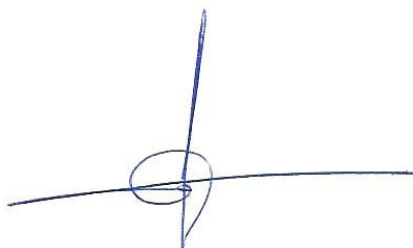
Tabla 1. Coeficiente de permeabilidad K (cm/s) de suelos (según Casagrande Y Fadum)

De $K = 10^{-4}$ a $K = 10^{-8}$ cm/s Nivel geotécnico 1, arcillas, arcillas limosas.De $K = 10^{-1}$ a $K = 10^{-4}$ cm/s Nivel geotécnico 2, gravas.De $K = 10^{-6}$ a $K = 10^{-8}$ cm/s Nivel geotécnico 3, sustrato rocoso alterado

ANÁLITICA DE LABORATORIO

Los resultados de los ensayos de laboratorio realizados, indican que el contenido de sulfatos solubles en suelos ($\text{mg SO}_4^{2-}/\text{Kg}$) es inferior a 100 en los materiales analizados, por lo que no presentan ataque al hormigón y no será necesario el uso de cementos sulforresistentes.

Los resultados de los ensayos de laboratorio realizados, indican que el contenido de sulfatos solubles en agua ($\text{mg SO}_4^{2-}/\text{l}$) es de 820, resultado que indica un ataque medio. Por tanto, se deberán utilizar cementos sulforresistentes para una exposición XA2 en todas aquellas estructuras que puedan estar en contacto con el agua.



Firmado: EDUARDO ARANA RICO, Geólogo. Col. N° 3.461

Pamplona, noviembre de 2025.



Firmado: GUILLERMO ERICE LACABE, Geólogo. Col. N° 2.577

ANEXO 1

Mapa geológico y Leyenda



GEEA GEÓLOGOS, S.L.

Pamplona: Pol. Ind. Areta c/Irumuga, 41 31.620 Huarte

Estella: Pol. Ind. Miguel de Eguía, c/Zarapuz 2, 31.200

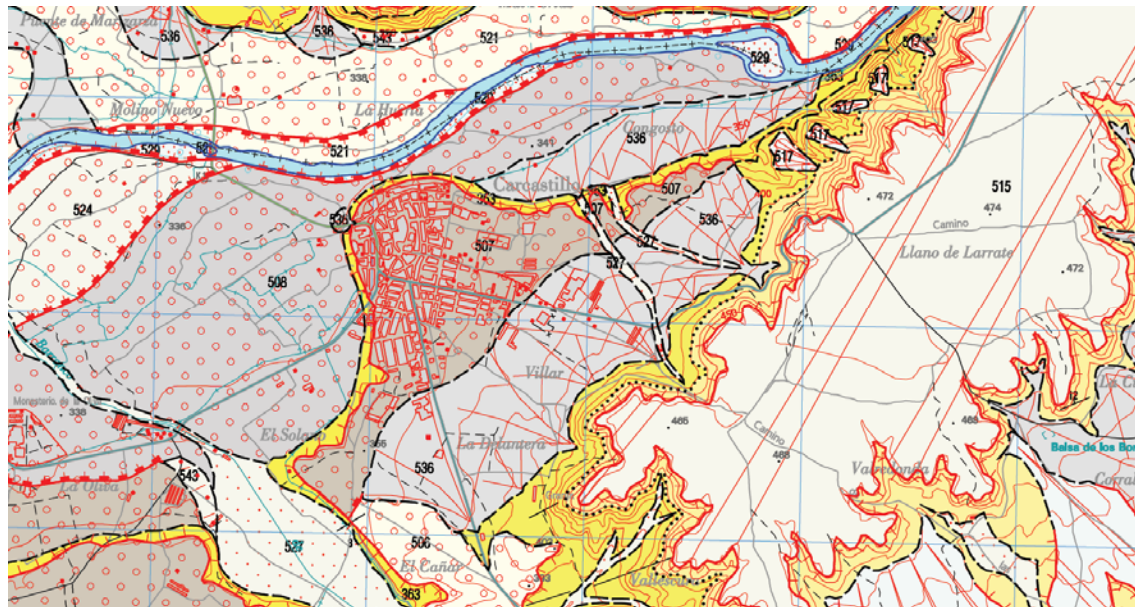
Logroño: Baltasar Gracián nº 11, 1º of. 5, 26.006

Lugar: Carcastillo (Navarra)

Ref. informe: IRGE 2980 0925

Hojas: Gob. de Navarra 1:25.000 Carcastillo (hoja 207-III).

MAPA GEOLÓGICO



LEYENDA

CUATERNARIO	HOLOCENO		529	627	537	545	550	550.- Escombros y vertidos (Depósitos antrópicos)
	PLEISTOCENO	SUPERIOR	530	543	547	536	518	547.- Cantos y bloques a veces cementados (Coluvión de bloques)
		MEDIO					517	545.- Lutitas con bloques (Deslizamientos)
		INFERIOR					516	543.- Lutitas y arenas con cantos y bloques (Coluviones)
NEÓGENO	MIOCENO	Medio	Serravallo	Astaracense	407	408	409	537.- Lutitas, cantos y arenas (Aluvial-coluvial)
					406			536.- Limos y arcillas con cantos (Conos de deyección)
		Inferior	Langhienense	Zanagolense	404	405		530.- Gravas, arenas y lutitas (Cauces abandonados y meandros)
					403	402		529.- Gravas, arenas y lutitas (Barras)
			Burdigalense	Orientalense	400	401		527.- Lutitas con cantos, gravas y arenas (Fondos de valle)
					398	399		516, 517 y 518.- Gravas y lutitas ocreas con cantos (Glacis)
			Aguilanesense		396	397		515.- Conglomerados con encostramientos carbonatados a techo (Glacis de techo de piedemonte)
					395	396		508, 521, 524.- Conglomerados, gravas, arenas y lutitas (Terrazas)
					386	387		409.- Areniscas y lutitas. Areniscas de Ujé
					385	387		398.- Areniscas y lutitas ocreas. Unidad de Artajona
					374	381		364.- Conglomerados y areniscas. Conglomerados de las Sierras de San Pedro y Peña
PALEÓGENO	OLIGOCENO	Superior	Chattienense	Ageniense	371	379		378.- Lutitas ocreas y rojas con algunas intercalaciones de areniscas. Facies Las Bardenas
					370	372		365.- Lutitas ocreas y areniscas. Unidad de Olite
					369	370		359.- Lutitas ocreas y rojas con algunas intercalaciones de areniscas
					364	367		363.- Areniscas y lutitas. Unidad de Gallipienzo
					362	366		331.- Alternancia de areniscas y lutitas ocreas. Unidad de San Zolito
					361	365		330.- Areniscas grises y ocreas con intercalaciones de lutitas ocreas y rojas. Unidad de Uzquiza
					358	360		329.- Alternancia de areniscas y lutitas ocreas y rojas con algunas intercalaciones de calizas.
					359	361		Unidad de Uzquiza
					358	360		
					357	359		
				Arvernense	357	359		
					357	359		

ANEXO 2

Registros y fotografías de los sondeos

Batería	Diámetro	Profundidad (m)	Espesor (m)	Columna litológica	Descripción de materiales	Nivel freático	R.Q.D.				Grado de meteorización	Prof. (m)	S.P.T. N15	PLT Is (50) Mpa	C.S. kg/cm²	Densidad hum/seca g/cm³	Humedad %	Límites Atterberg Llp	Granulometría % pasa 0,4-0,08	Sulfatos mg/kg	Clasificación Casagrande/AASHTO	FOTOGRAFÍAS SONDEO.			
							20	40	60	80													V	IV	III
BW	113	0,30	0,30		Antigua solera de hormigón.																				
		0,70	0,70		Arcillas marrones con cantos dispersos de escala mm a cm.																				
		1			Gravas con cantos subredondeados de escala mm a cm hasta tamaño bolo englobados en una matriz arenolimsa de tonos grises.																				
		2																							
		3	3,55																						
		4																							
		4,55			Sustrato rocoso alterado grado III-II. Argilitas arcillosas rojizas.																				
		5	1,65																						
		6																							
		6,44					FIN DE SONDEO 6,44 m.																		
		7																							
8																									
9																									
10																									
		11																							

ANEXO 3

**Ensayos de penetración dinámica
tipo D.P.S.H.**



GEEA GEÓLOGOS, S.L.

P.I. Miguel de Eguía, c/Zarapuz 2, **31200 Estella**

T: 948 554 811; F: 948 111 131; M: 606 507 335

P. I. Areta, c/ Irumuga 45, 31620 **Huarte Pamplona**

T: 948 382 975, F: 948 382 319, M: 696 435 907

Baltasar Gracián nº 11, 1º, of 5, 26006 **Logroño**

T: 941 509 482, M: 695 363336

ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA (D.P.S.H)

Obra: Centro social en parcela 34 del pol. 2 de Carcastillo (Navarra)

Cliente: AYUNTAMIENTO DE CARCASTILLO

Ref. Inf.: IRGE 2980 0925

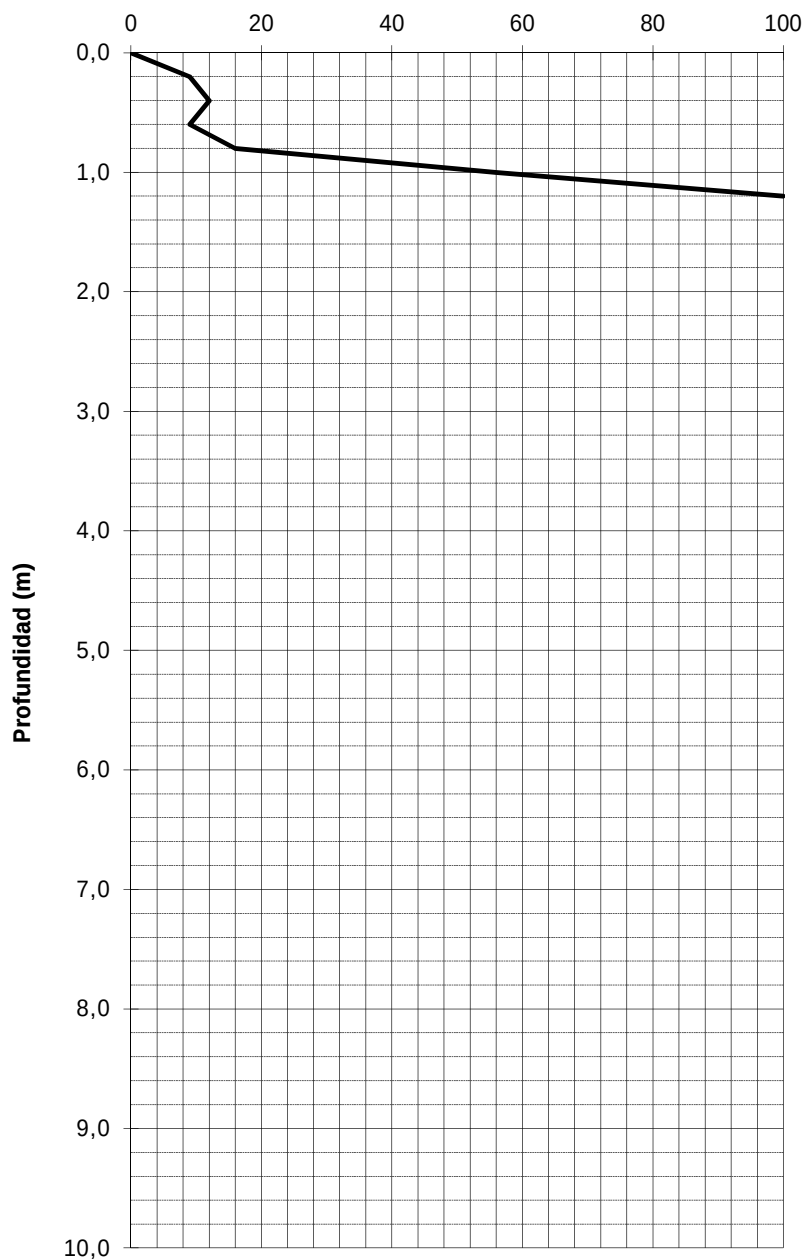
Penetración N°: P-1

Referencia: G20001

Fecha: 23 de septiembre de 2025

Prof. (m)	Nº Golpes(N20)
0.00-0.20	9
0.20-0.40	12
0.40-0.60	9
0.60-0.80	16
0.80-1.00	56
1.00-1.20	RECHAZO
1.20-1.40	
1.40-1.60	
1.60-1.80	
1.80-2.00	
2.00-2.20	
2.20-2.40	
2.40-2.60	
2.60-2.80	
2.80-3.00	
3.00-3.20	
3.20-3.40	
3.40-3.60	
3.60-3.80	
3.80-4.00	
4.00-4.20	
4.20-4.40	
4.40-4.60	
4.60-4.80	
4.80-5.00	
5.00-5.20	
5.20-5.40	
5.40-5.60	
5.60-5.80	
5.80-6.00	
6.00-6.20	
6.20-6.40	
6.40-6.60	
6.60-6.80	
6.80-7.00	
7.00-7.20	
7.20-7.40	
7.40-7.60	
7.60-7.80	
7.80-8.00	
8.00-8.20	
8.20-8.40	
8.40-8.60	
8.60-8.80	
8.80-9.00	
9.00-9.20	
9.20-9.40	
9.40-9.60	
9.60-9.80	
9.80-10.00	

Golpeos





www.geea.es

GEEA GEÓLOGOS, S.L.

P.I. Miguel de Eguía, c/Zarapuz 2, **31200 Estella**

T: 948 554 811; F:948 111 131; , M: 606 507 335

P. I. Areta, c/ Irumuga 45, 31620 **Huarte Pamplona**

T: 948 382 975, F: 948 382 319, M: 696 435 907

Baltasar Gracián nº 11, 1º, of 5, 26006 **Logroño**

T: 941 509 482, M: 695 363336

ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA (D.P.S.H)

Obra: Centro social en parcela 34 del pol. 2 de Carcastillo (Navarra)

Cliente: AYUNTAMIENTO DE CARCASTILLO

Ref. Inf.: IRGE 2980 0925

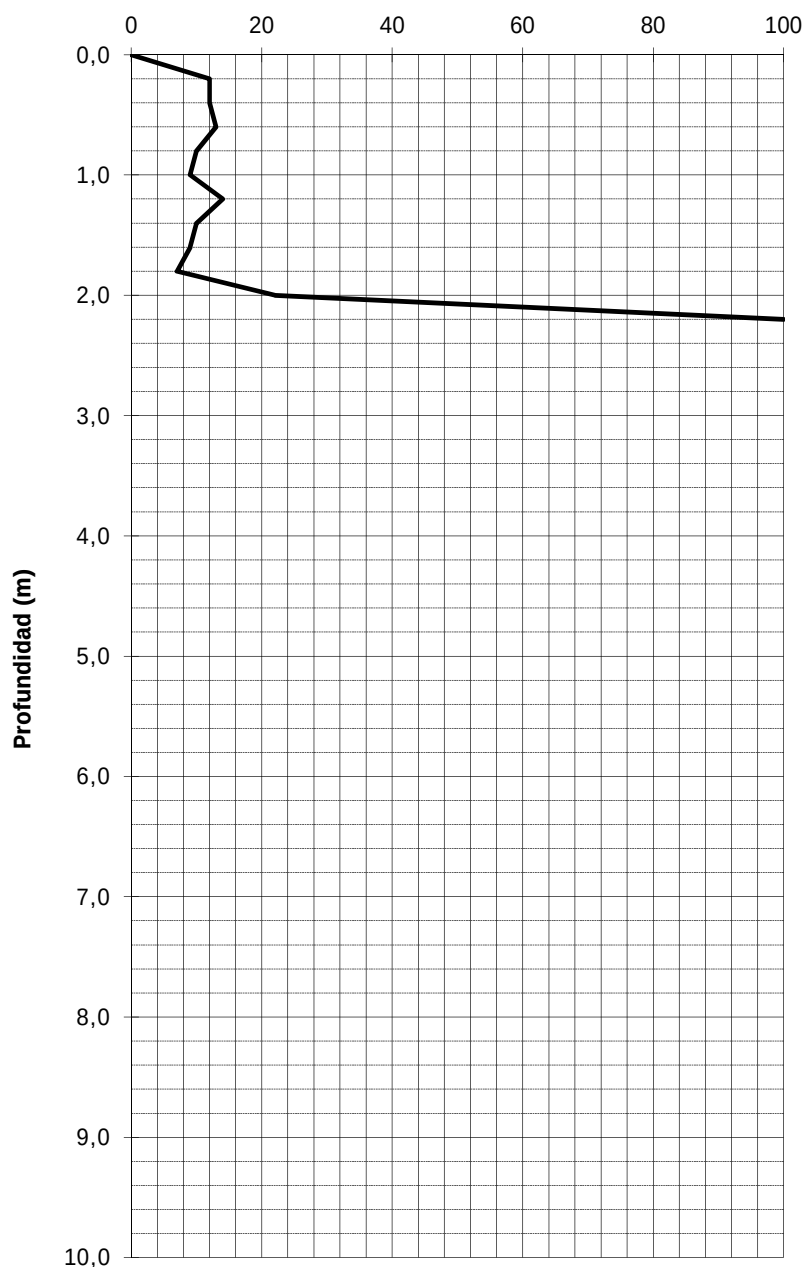
Penetración N°: P-2

Referencia: G20001

Fecha: 23 de septiembre de 2025

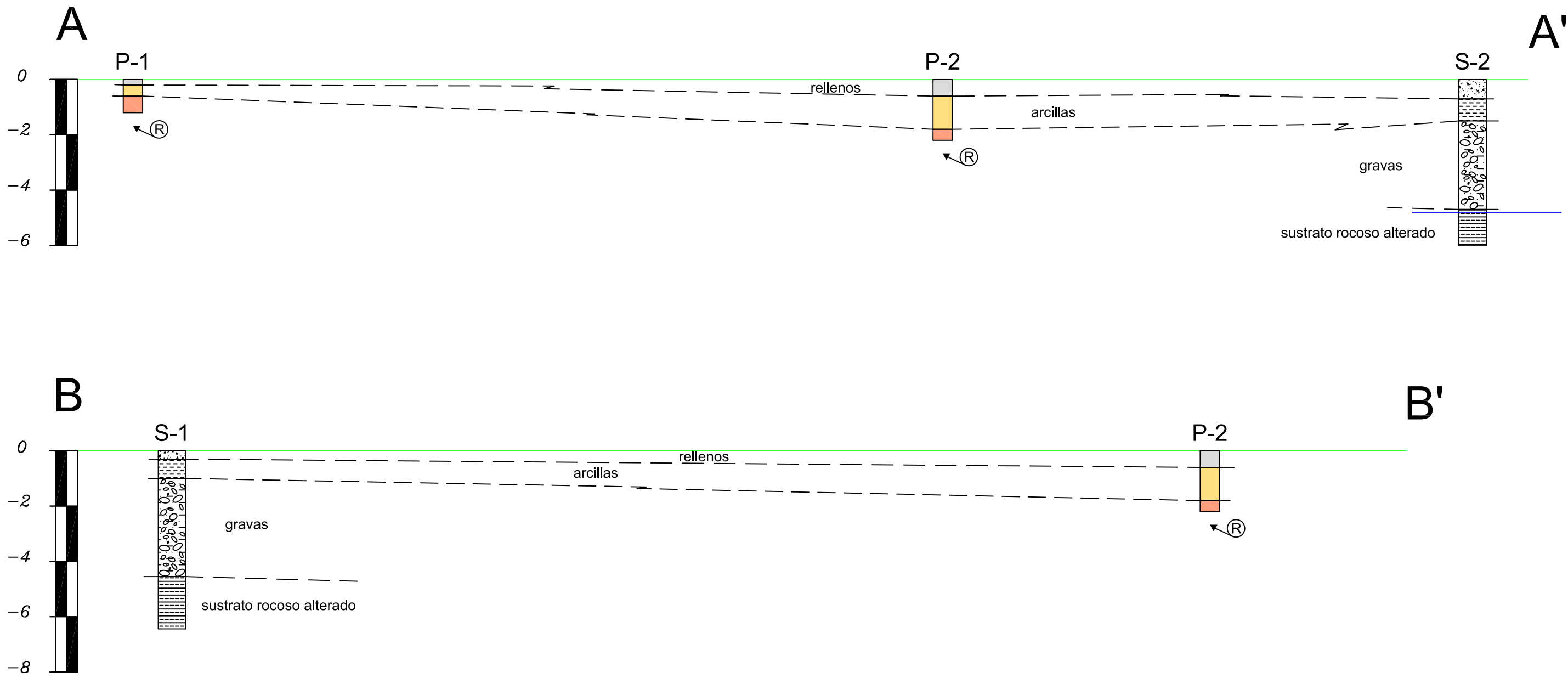
Prof. (m)	Nº Golpes(N20)
0.00-0.20	12
0.20-0.40	12
0.40-0.60	13
0.60-0.80	10
0.80-1.00	9
1.00-1.20	14
1.20-1.40	10
1.40-1.60	9
1.60-1.80	7
1.80-2.00	22
2.00-2.20	RECHAZO
2.20-2.40	
2.40-2.60	
2.60-2.80	
2.80-3.00	
3.00-3.20	
3.20-3.40	
3.40-3.60	
3.60-3.80	
3.80-4.00	
4.00-4.20	
4.20-4.40	
4.40-4.60	
4.60-4.80	
4.80-5.00	
5.00-5.20	
5.20-5.40	
5.40-5.60	
5.60-5.80	
5.80-6.00	
6.00-6.20	
6.20-6.40	
6.40-6.60	
6.60-6.80	
6.80-7.00	
7.00-7.20	
7.20-7.40	
7.40-7.60	
7.60-7.80	
7.80-8.00	
8.00-8.20	
8.20-8.40	
8.40-8.60	
8.60-8.80	
8.80-9.00	
9.00-9.20	
9.20-9.40	
9.40-9.60	
9.60-9.80	
9.80-10.00	

Golpeos

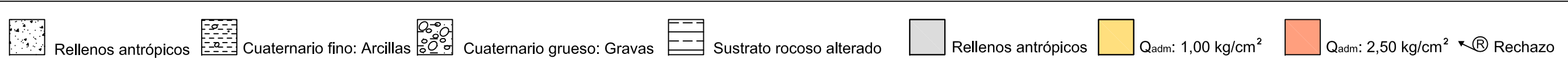


ANEXO 4

Perfiles de correlación



LEYENDA SONDEOS Y PENETRÓMETROS



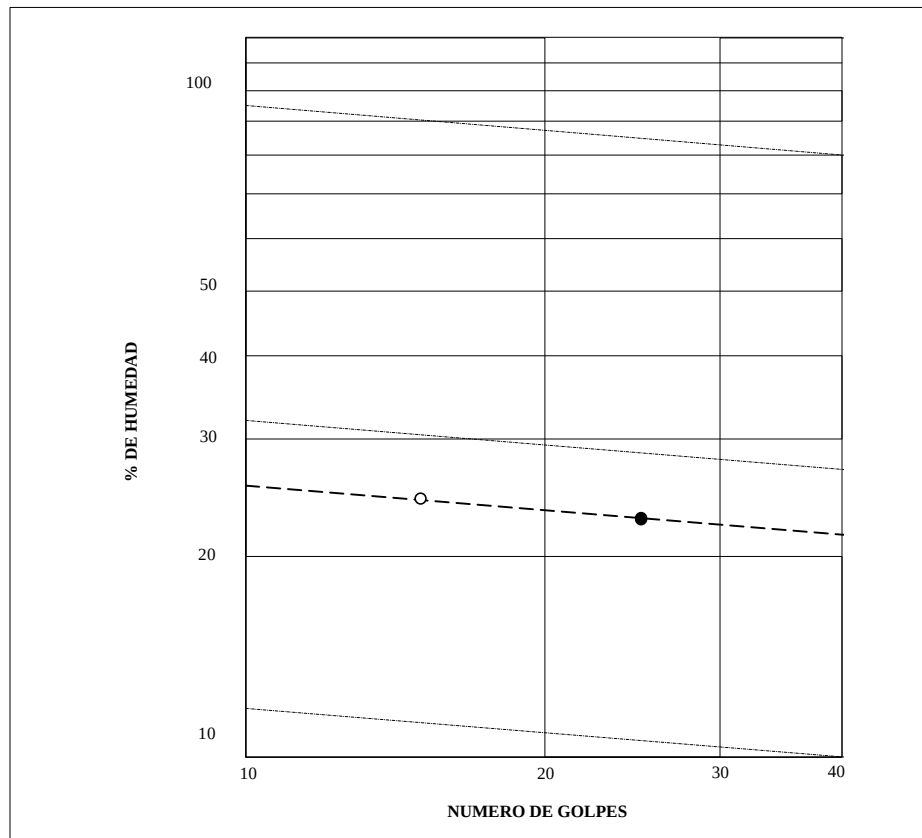
ANEXO 5

Boletín de los ensayos de laboratorio

 GEEA GEÓLOGOS S.L. Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11	<i>Ensayo</i> DETERMINACIÓN DE LÍMITES DE ATTERBERG	
	<i>Norma</i> UNE 103103/94 103104/93	
	<i>Acta n°</i> AN82480	<i>N° Copia</i> Copia 1. AYUNTAMIENTO

Referencia Muestra.... N22111.	Referencia Informe..... EN-583
PROCEDENCIA SONDEO	REF. CLIENTE S1 M1
TIPO DE MUESTRA ALTERADA	PETICIONARIO AYUNTAMIENTO
FECHA ENTRADA 14 DE OCTUBRE DE 2025	DEN. OBRA CARCASTILLO

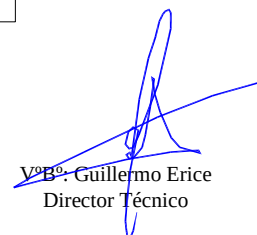
CALCULO LIMITE LIQUIDO				CALCULO LIMITE PLASTICO			
-	Nº de golpes	15	25	-	Referencia tara	3	5
-	Referencia tara	4	13	$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	0,81	0,59
$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	2,70	2,55	$t+s+a$	Tara + suelo + agua	15,24	13,62
$t+s+a$	Tara + suelo + agua	23,21	23,26	$t+s$	Tara + suelo	14,43	13,03
$t+s$	Tara + suelo	20,51	20,71	t	Tara	9,59	9,30
t	Tara	9,45	9,49	$s=(t+s)-t$	Suelo	4,84	3,73
$s=(t+s)-t$	Suelo	11,06	11,22	$w=100*(a/s)$	% Humedad	16,7	15,8
$w=100*(a/s)$	% Humedad	24,4	22,7				



RESULTADOS DEL ENSAYO	
LIMITE LIQUIDO =	22,8
LIMITE PLASTICO =	16,3
INDICE PLASTICIDAD =	6,5


Edo. Ana Quintanar
Responsable del ensayo



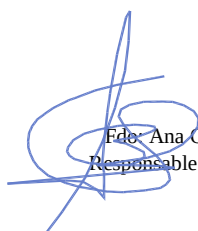

VºBº. Guillermo Erice
Director Técnico

Los resultados hacen referencia a la muestra ensayada. GEEA Geólogos se hace responsable de los mismos tan sólo en el caso de muestras tomadas en obra por su personal.
Se prohíbe la reproducción del acta sin autorización expresa del Laboratorio.
Laboratorio inscrito en la lista de "Laboratorios de Control para la Calidad de la Edificación y Obra Pública" de Gobierno de Navarra

	GEEA GEÓLOGOS S.L. Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11	Ensayo SUELOS AGRESIVOS DETERMINACION ION SULFATO	
		Norma UNE 83963:08/ Erratum 11	
		Acta nº AN82481	Nº Copia Copia 1. AYUNTAMIENTO

Referencia Muestra....	N22111.	Referencia Informe.....	EN-583
PROCEDENCIA	SONDEO	REF. CLIENTE	S1 M1
TIPO DE MUESTRA	ALTERADA	PETICIONARIO	AYUNTAMIENTO
FECHA ENTRADA	14 DE OCTUBRE DE 2025	DEN. OBRA	CARCASTILLO

RESULTADO ENSAYO	
$\text{SO}_4^{=}$ (mg/kg de suelo seco)=411600*m/M	
$\text{SO}_4^{=}$ (mg/kg de suelo seco)	0


Fde: Ana Quintanar
Responsable del ensayo




VºBº: Guillermo Erice
Director Técnico

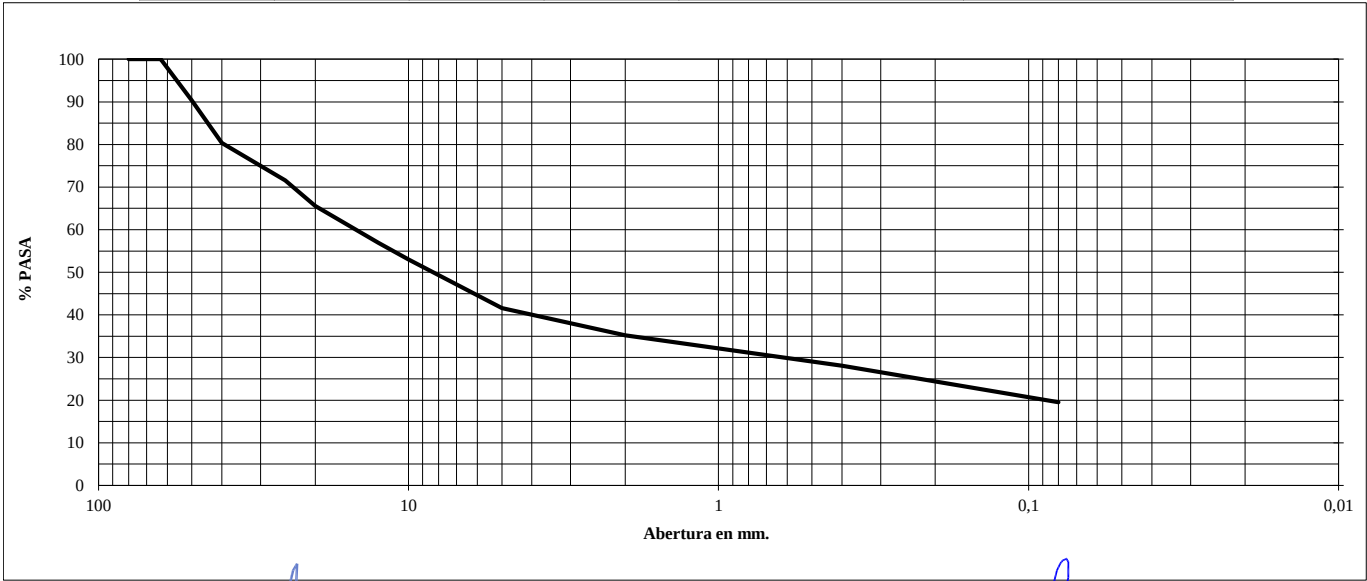
Los resultados hacen referencia a la muestra ensayada. GEEA Geólogos se hace responsable de los mismos tan sólo en el caso de muestras tomadas en obra por su personal.
Se prohíbe la reproducción del acta sin autorización expresa del Laboratorio.
Laboratorio inscrito en la lista de "Laboratorios de Control para la Calidad de la Edificación y Obra Pública" de Gobierno de Navarra

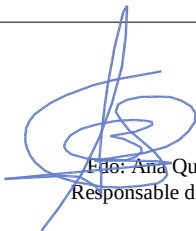
 GEEA GEÓLOGOS S.L. Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11	Ensayo GRANULOMETRÍA DE SUELOS POR TAMIZADO	
	Norma UNE 103101/95	
	Acta nº AN82482	Nº Copia Copia 1. AYUNTAMIENTO

Referencia Muestra....	N22112.	Referencia Informe.....	EN-583
PROCEDENCIA	CATA	REF. CLIENTE	S2 M1 DE 1,45 A 2 METROS
TIPO DE MUESTRA	ALTERADA	PETICIONARIO	AYUNTAMIENTO
FECHA ENTRADA	14 DE OCTUBRE DE 2025	DEN. OBRA	CARCASTILLO

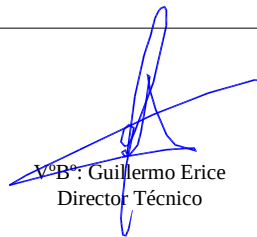
CALCULOS PREVIOS		
A	Muestra total seca al aire	4735,0
B	Gruesos lavados	3067,1
$C = (A - B) * f$	Fracción fina seca	1667,4
$D = (B + C)$	Muestra total seca	4734,5
E	Frac. fina ensayada seca al aire	147,7
$F = E * f$	Frac. fina ensayada seca	147,7
C/F		11,3

CALCULO CURVA GRANULOMETRICA POR TAMIZADO					
Tamiz U.N.E.	Tamiz ASTM	Retenido entre tamices		Pasa en muestra total	
		Grs. en parte fina ensayada	Grs. en Muestra total	Gramos	%
125	5			0,0	
100	4			0,0	100
80	3			4734,5	100
63	2,5			4276,1	90
50	2		458,4	3804,5	80
40	1,5		471,6	3387,7	72
25	1		416,8	3102,2	66
20	3/4		285,5	2696,4	57
12,5	1/2		405,8	2511,7	53
10	3/8		184,7	1969,2	42
5	4		542,5	1667,4	35
2	10		301,8	1331,3	28
0,4	40	29,8	336,1	924,7	20
0,08	200	36,0	406,6		




Edo: Ana Quintanar
Responsable del ensayo



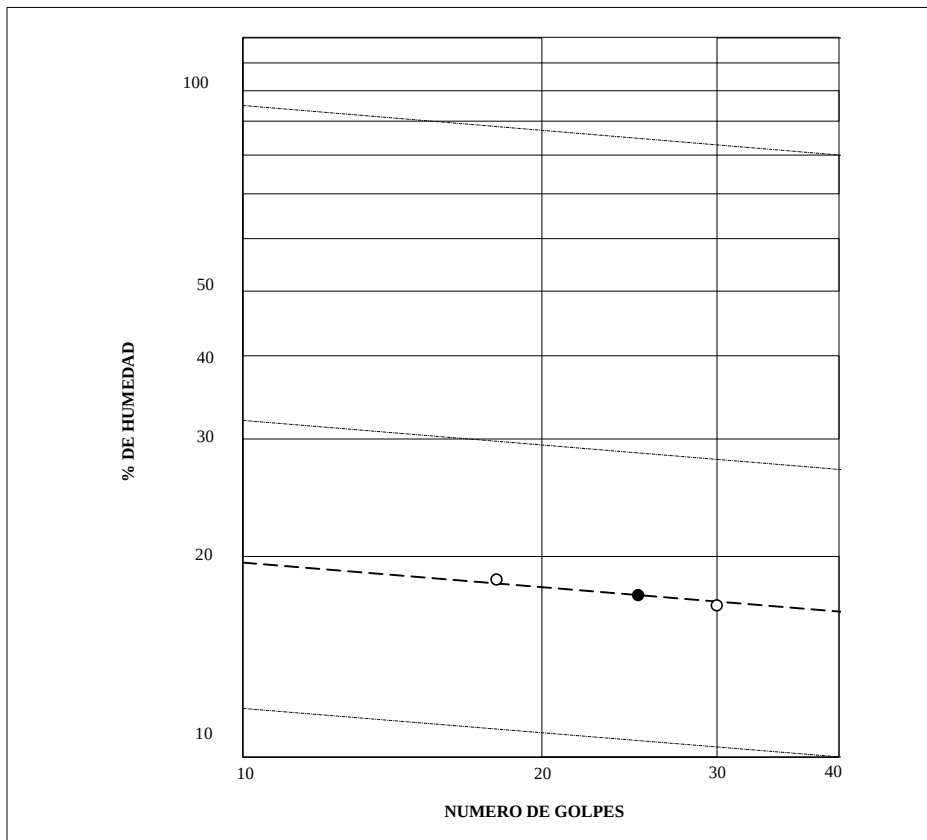

VºBº: Guillermo Erice
Director Técnico

Los resultados hacen referencia a la muestra ensayada. GEEA Geólogos se hace responsable de los mismos tan sólo en el caso de muestras tomadas en obra por su personal.
Se prohíbe la reproducción del acta sin autorización expresa del Laboratorio.
Laboratorio inscrito en la lista de "Laboratorios de Control para la Calidad de la Edificación y Obra Pública" de Gobierno de Navarra

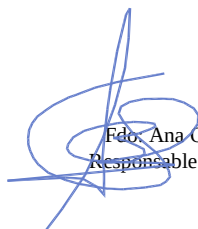
 GEEA GEÓLOGOS S.L. Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11	<i>Ensayo</i> DETERMINACIÓN DE LÍMITES DE ATTERBERG	
	<i>Norma</i> UNE 103103/94 103104/93	
	<i>Acta n°</i> AN82483	<i>N° Copia</i> Copia 1. AYUNTAMIENTO

Referencia Muestra.... N22112.	Referencia Informe..... EN-583
PROCEDENCIA CATA	REF. CLIENTE S2 M1 DE 1,45 A 2 METROS
TIPO DE MUESTRA ALTERADA	PETICIONARIO AYUNTAMIENTO
FECHA ENTRADA 14 DE OCTUBRE DE 2025	DEN. OBRA CARCASTILLO

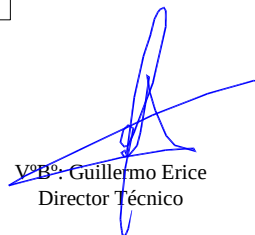
CALCULO LIMITE LIQUIDO				CALCULO LIMITE PLASTICO			
-	Nº de golpes	18	30	-	Referencia tara	3	5
-	Referencia tara	4	13	$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	0,83	0,59
$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	2,54	3,79	$t+s+a$	Tara + suelo + agua	16,14	14,40
$t+s+a$	Tara + suelo + agua	25,80	35,44	$t+s$	Tara + suelo	15,31	13,81
$t+s$	Tara + suelo	23,26	31,65	t	Tara	9,28	9,35
t	Tara	9,50	9,21	$s=(t+s)-t$	Suelo	6,03	4,46
$s=(t+s)-t$	Suelo	13,76	22,44	$w=100*(a/s)$	% Humedad	13,8	13,2
$w=100*(a/s)$	% Humedad	18,5	16,9				



RESULTADOS DEL ENSAYO	
LIMITE LIQUIDO =	17,5
LIMITE PLASTICO =	13,5
INDICE PLASTICIDAD =	4,0


Edo. Ana Quintanar
Responsable del ensayo



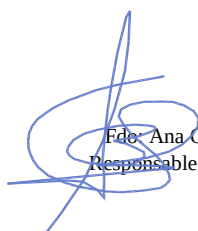

VºBº Guillermo Erice
Director Técnico

Los resultados hacen referencia a la muestra ensayada. GEEA Geólogos se hace responsable de los mismos tan sólo en el caso de muestras tomadas en obra por su personal.
Se prohíbe la reproducción del acta sin autorización expresa del Laboratorio.
Laboratorio inscrito en la lista de "Laboratorios de Control para la Calidad de la Edificación y Obra Pública" de Gobierno de Navarra

	GEEA GEÓLOGOS S.L. Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11	Ensayo SUELOS AGRESIVOS DETERMINACION ION SULFATO	
		Norma UNE 83963:08/ Erratum 11	
		Acta nº AN82484	Nº Copia Copia 1. AYUNTAMIENTO

Referencia Muestra....	N22112.	Referencia Informe.....	EN-583
PROCEDENCIA	CATA	REF. CLIENTE	S2 M1 DE 1,45 A 2 METROS
TIPO DE MUESTRA	ALTERADA	PETICIONARIO	AYUNTAMIENTO
FECHA ENTRADA	14 DE OCTUBRE DE 2025	DEN. OBRA	CARCASTILLO

RESULTADO ENSAYO	
$\text{SO}_4^{=}$ (mg/kg de suelo seco)=411600*m/M	
$\text{SO}_4^{=}$ (mg/kg de suelo seco)	0


Fde: Ana Quintanar
Responsable del ensayo




VºBº: Guillermo Erice
Director Técnico

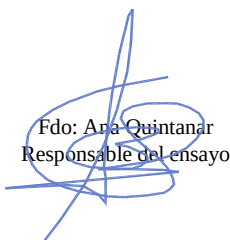
Los resultados hacen referencia a la muestra ensayada. GEEA Geólogos se hace responsable de los mismos tan sólo en el caso de muestras tomadas en obra por su personal.
Se prohíbe la reproducción del acta sin autorización expresa del Laboratorio.
Laboratorio inscrito en la lista de "Laboratorios de Control para la Calidad de la Edificación y Obra Pública" de Gobierno de Navarra

 GEEA GEÓLOGOS S.L. Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11	Ensayo DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DEN ION SULFATO, AGUAS	
	Norma	UNE 83956:08
	Acta nº AN82485	Nº Copia Copia 1. AYUNTAMIENTO

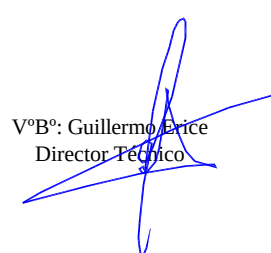
Referencia Muestra....	N22113.	Referencia Informe.....	EN-583
PROCEDENCIA	SONDEO	REF. CLIENTE	S2 M2 4,8 METROS
TIPO DE MUESTRA	AGUA	PETICIONARIO	AYUNTAMIENTO
FECHA ENTRADA	14 DE OCTUBRE DE 2025	DEN. OBRA	CARCASTILLO

DATOS ENSAYO		
-	Referencia tara	B
M	Muestra ensayada (ml)	450
m ₃	Tara crisol (g)	28,3720
m ₄	Tara Crisol + Peso residuo (g)	28,5713
m = m ₄ -m ₃	Residuo calcinado en mufla (g)	0,1993

RESULTADO ENSAYO
$SO_4^{=} = m \cdot 4116$ SO₄ (mg/l) = 820


Fdo: Ana Quintanar
Responsable del ensayo




VºBº: Guillermo Erice
Director Técnico

ANEXO 6

Plano de ubicación de los ensayos



LEYENDA SONDEOS Y PENETRÓMETROS

S-1

Sondeo mecánico a rotación

P-1

Ensayo de penetración DPSH

Perfil geotécnico