



**INFORME GEOTÉCNICO PARA CONSTRUCCIÓN DE UNA BIBLIOTECA PÚBLICA EN  
ARTICA (NAVARRA)**

**CLIENTE: PERALTA AYESA ARQUITECTOS**

Pamplona, diciembre de 2025

## ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN .....	3
2. METODOLOGÍA .....	5
3. CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO .....	6
3.1. MARCO GEOLÓGICO. CARTOGRAFÍA .....	6
3.2. HIDROLOGÍA.....	7
3.3. SISMICIDAD .....	7
3.4. PROTECCIÓN FRENTE A EXPOSICIÓN AL RADÓN .....	9
4. RECONOCIMIENTO GEOTÉCNICO.....	11
4.1. SONDEOS MECÁNICOS .....	12
4.2. ENSAYOS “In Situ” (S.P.T.).....	13
4.3. ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA (UNE EN ISO 22476-2).....	15
5. ENSAYOS DE LABORATORIO .....	18
6. CÁLCULO DE CARGAS ADMISIBLES .....	19
6.1. INTERPRETACIÓN ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA.....	19
6.2. CÁLCULO DE CARGAS ADMISIBLES niveles geotécnicos 1 y 2 .....	20
6.3. CÁLCULO DE CARGAS ADMISIBLES DEL MACIZO ROCOSO .....	21
7. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA .....	25
8. SOLUCIONES DE CIMENTACIÓN .....	29
8.1. TIPOLOGÍA CIMENTACIÓN .....	29
8.2. ESTIMACIÓN DE ASIENTOS .....	32
8.2.1. Método de SCHMERTMANN para cimentaciones convencionales.....	32
8.2.2. Método de ELÁSTICO para sustrato rocoso.....	33
8.2.3. Método de Steinbrenner para cimentación mediante losa: .....	34
9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	37

## ANEXOS

**ANEXO 1:** Mapa geológico

**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

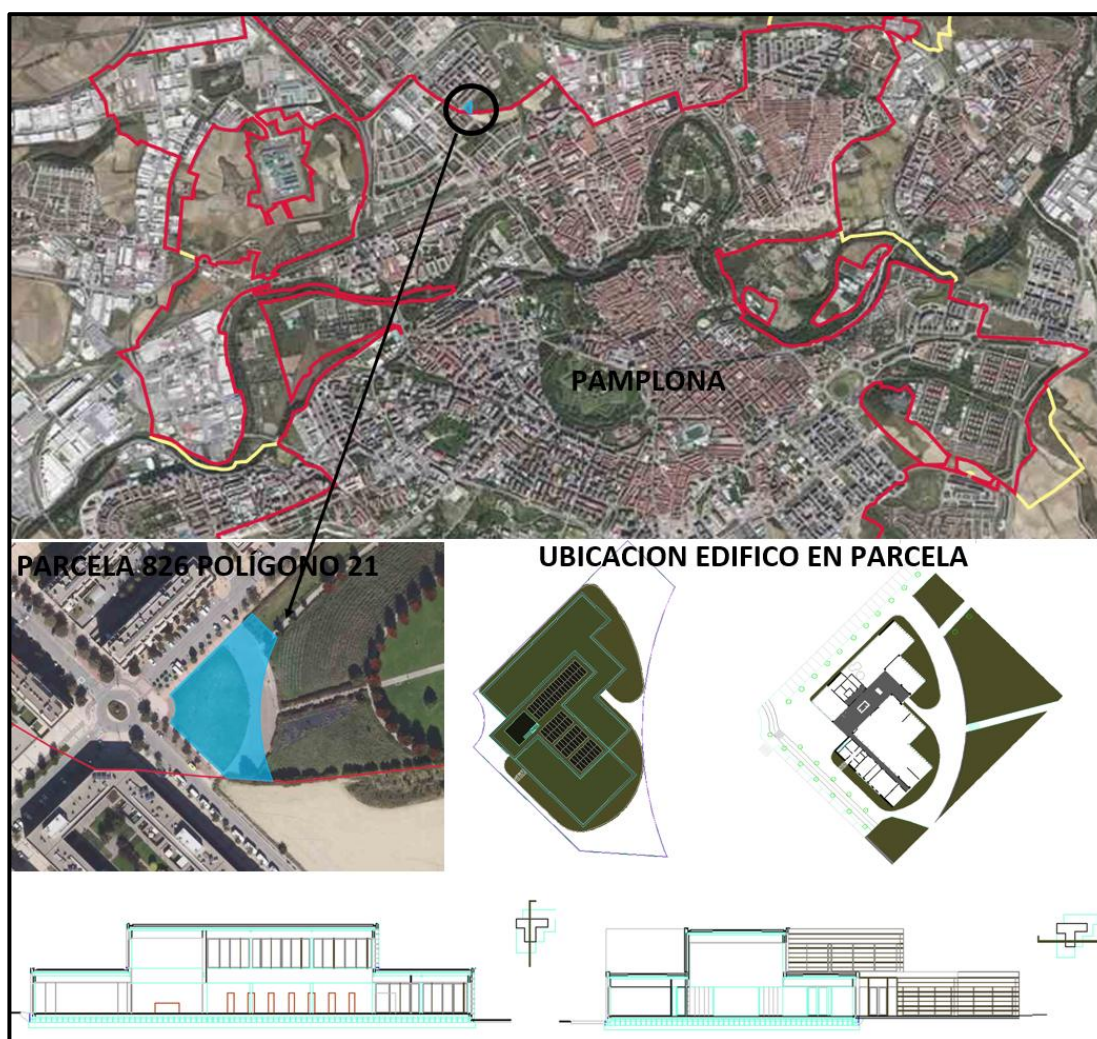
**ANEXO 6:** Plano de ubicación de ensayos

**INFORME: IRGE 3004 1025**

Revisión	Fecha entrega	Descripción
IRGE 3004 1025.01	09/12/2025	Entrega informe geotécnico.

## 1. INTRODUCCIÓN

Se solicita a GEEA Geólogos S.L., a requerimiento PERALTA Y AYESA ARAQUITECTOS la redacción del estudio geotécnico para la construcción de una nueva biblioteca pública en la parcela 826 del Polígono 21 del municipio de Berrioplano, en la localidad de Artica (Navarra). El futuro edificio contará de PB + Bajocubierta con una superficie en planta baja de 1300 m<sup>2</sup> y en bajocubierta de 85 m<sup>2</sup>.



*Ubicación parcela objeto de estudio en ortofoto Registro de la Riqueza Territorial, Catastro de Navarra, y ubicación del edificio en la parcela y secciones facilitado por el peticionario.*

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 los mismos, 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 diciembre 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. IGME/ Mapa Geológico de España. Hoja 141 (Pamplona), escala 1:50.000.
2. Gobierno de Navarra/ Mapa geológico de Navarra. Hoja 141-II (Pamplona), escala 1:25.000.
3. Gobierno de Navarra/ Mapa Geológico de Navarra, escala 1:200.000.
4. Mapa Geotécnico del Área de Pamplona (2002), Departamento de Obras Públicas, Transportes y Comunicaciones del Gobierno de Navarra.
5. Estudios previos realizados en la zona.

### Cumplimiento CTE

1. Edificio de geometría irregular en PB + Bajocubierta con una superficie construida superior a 300 m<sup>2</sup>.
2. Nº de ensayos realizados en campo: 2 sondeos mecánicos con extracción continua de testigo y 2 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. Ensayos de laboratorio (apartado 5).
4. Cálculo de cargas admisibles (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

El área estudiada se sitúa, geológicamente, tanto desde un punto de vista estratigráfico como tectónico, dentro del Dominio Pirenaico, en el subdominio Surpirenaico, de dirección Este-Oeste, limitado al oeste por la falla de Estella y extendiéndose al este hacia la zona de Jaca, formando una unidad denominada cuenca de Jaca-Pamplona, con predominio de materiales sedimentarios Paleocenos y Eocenos.

Estratigráficamente, y limitándonos al área de Pamplona aflora una serie de materiales de edad eocena, con la excepción de una serie de afloramientos de arcillas triásicas en facies Keuper de origen diapírico. La serie eocena está compuesta por una serie de depósitos margosos y arcillosos con facies flyschoides, siendo el nivel de referencia una formación de margas nodulosas grises con intercalaciones de niveles calcareníticos conocida como Margas de Pamplona, de edad Bartonense- Priabonense. La potencia de la serie varía entre 400 a 1500-2000 metros.

Desde un punto de vista tectónico, la cuenca de Jaca-Pamplona pertenece al subdominio surpirenaico, zona en la cual, materiales Mesozoicos y Cenozoicos han sufrido un empuje hacia el sur durante la orogenia alpina que ha desarrollado una serie de pliegues y cabalgamientos vergentes hacia el sur que se disponen sobre la cuenca terciaria del Ebro. Estos cabalgamientos se han desarrollado a favor de la migración de materiales salinos del Keuper en respuesta a los esfuerzos producidos durante la orogenia alpina, actuando en la mayor parte de los casos como nivel de despegue de los cabalgamientos. Dentro de esta estructura regional la cuenca de Pamplona, se puede considerar como una cuenca de *piggy-back* asociada al cabalgamiento de la Sierra de Alaiz - Puente la Reina. A menor escala, el área de estudio presenta una estructura simple caracterizada por la existencia de pliegues de dirección NO-SE de amplio radio.

Sobre los materiales descritos, la red de drenaje ha depositado durante el Cuaternario materiales de acarreo y se ha formado una extensa cobertera cuaternaria con un gran desarrollo de terrazas aluviales asociadas al río Arga y a sus afluentes, con un predominio de cantos rodados en una matriz arenoso-arcillosa; y una serie de coluviones y glaciares de relativa importancia en laderas y piedemontes formados por limos, limos arcillosos y arenas con cantos dispersos, etc.

### 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, permiten pequeñas explotaciones por medio de pozos.
- b. *Formaciones margosas del Terciario*, 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).

Según la clasificación de las construcciones dada por la citada Norma, 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).

En los edificios en que ha de aplicarse esta Norma se requiere calcular la construcción para la acción sísmica definida en el capítulo 2, mediante los procedimientos descritos en el capítulo 3 y cumplir las reglas de proyecto y las prescripciones constructivas indicadas en el capítulo 4 de la citada Norma.

La aceleración sísmica básica en la zona objeto de estudio es de  $0,04 \cdot g$ , según la Norma Sismorresistente (NCSR-02). Según la misma norma se ha calculado un valor del coeficiente  $C$  ponderado del terreno  $C = 1,07$  para los 30 primeros metros del perfil geológico. En el caso que nos ocupa se considera que los primeros 4,00 m son de material tipo III, los siguientes 3,00 m es de tipo II y los restantes como tipo I.

	<b>0,034368</b>	$a_c = S \times \rho \times a_b$
ab Aceleración sísmica básica	<b>0,04</b>	
$\rho$ coeficiente adimensional de riesgo	<b>1</b>	1,0 Normal imp. 1,3 Especial Imp.
S Coeficiente de ampliación del terreno	<b>0,86</b>	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	<b>1,07</b>	


tipo I: roca compacta C=1  
 tipo II: roca fracturada, suelo granular denso o cohesivo duro C=1,3  
 tipo III: suelo granular de compactación media o cohesivo de consistencia firme a muy firme C=1,6  
 tipo IV: suelo granular suelto o cohesivo blando C=2,0

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  $a_b$  0,09g, 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	609455	PGA (g)	0.09	Longitud (°)	-1.660801
Y UTM	4742939	K	1	Latitud (°)	42.831192
Huso	30			X (m)	609455
				Y (m)	4742939
				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 obtenida  $0,09 \cdot g$ , (2016-anejo Nacional UNE-EN 1998) a continuación se incluye el valor de la aceleración sísmica de cálculo:

	<b>0,077328</b>	$a_c = S \times \rho \times a_b$
ab Aceleración sísmica básica	<b>0,09</b>	
$\rho$ coeficiente adimensional de riesgo	<b>1</b>	1,0 Normal imp. 1,3 Especial Imp.
S Coeficiente de ampliación del terreno	<b>0,86</b>	Para $\rho \times a_b < 0,1 \text{ g}$ $S = C/1,25$ Para $0,1 \text{ g} < \rho \times a_b < 0,4 \text{ g}$ $S = C/1,25 + 3,33 (\rho \times a_b/g - 0,1) (1 - C/1,25)$ Para $0,4 \text{ g} < \rho \times a_b$ $S = 1,0$
El coeficiente C depende del terreno	<b>1,07</b>	
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  $300 \text{ Bq/m}^3$ .

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  $600 \text{ Bq/m}^3$
- Zonas de riesgo II: si superan los  $600 \text{ Bq/m}^3$

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:

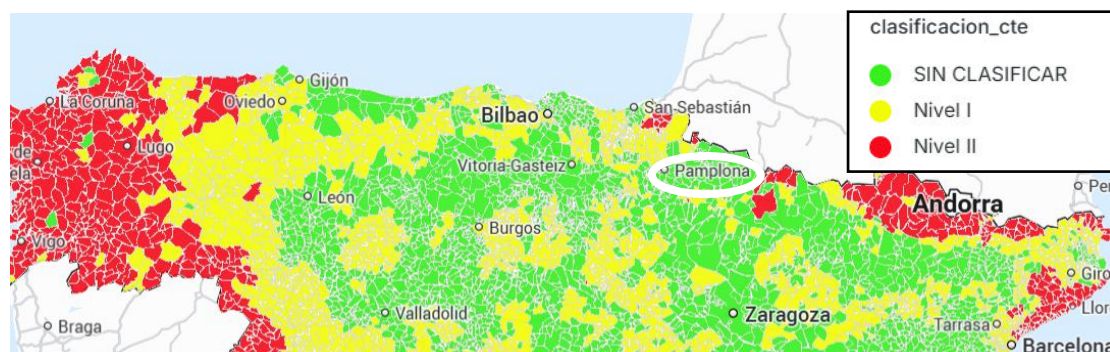
- a) Barrera de protección entre el terreno y los locales habitables del edificio que limite el paso de los gases provenientes del terreno.
- b) Cámara de aire destinada a mitigar la entrada del gas radón a estos locales, ventilada y separada de los locales habitables mediante un cerramiento sin grietas 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), Pamplona (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 las parcelas objeto de estudio de acuerdo con el CTE, 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.

Los ensayos de penetración dinámica 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 5 de noviembre 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 DEL SONDEO 1**

TRAMOS	NIVEL GEOTÉCNICO	DESCRIPCIÓN DE LA LITOLOGÍA ATRAVESADA
0,00 - 1,60 m	0	Rellenos antrópicos de naturaleza heterogénea, que contienen fragmentos de marga, material evolutivo.
1,60 - 2,70 m	1	Arcillas marrones que contienen cantos de escala milimétrica de forma dispersa.
2,70 - 4,70 m	2	Sustrato rocoso alterado grado III-II, formado por unas arcillas margosas y margas arcillosas de tonos ocre-grises que han perdido su consistencia original y van alcanzando estados más sanos en profundidad.
4,70 - 6,20 m	3	Sustrato rocoso, formado por las Margas grises de Pamplona. Cuenta con planos de fractura subhorizontales de espaciado decimétrico. RQD: 100%

**DESCRIPCIÓN DEL SONDEO 2**

TRAMOS	NIVEL GEOTÉCNICO	DESCRIPCIÓN DE LA LITOLOGÍA ATRAVESADA
0,00 - 1,40 m	0	Rellenos antrópicos de naturaleza heterogénea, que contienen fragmentos de marga, material evolutivo.
1,40 - 2,20 m	1	Arcillas marrones que contienen cantos de escala milimétrica de forma dispersa.
2,20 - 3,25 m	2	Sustrato rocoso alterado grado III-II, formado por unas arcillas margosas y margas arcillosas de tonos ocre-grises que han perdido su consistencia original y van alcanzando estados más sanos en profundidad
3,25 - 6,15 m	3	Sustrato rocoso, formado por las Margas grises de Pamplona. Cuenta con planos de fractura subhorizontales de espaciado decimétrico. RQD: 100%

**4.2. ENSAYOS “In Situ” (S.P.T.)**

Dentro de los trabajos llevados a cabo durante la ejecución de los sondeos, se han realizado 5 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 EN ISO 22476-3. 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 nº:	Profundidad (m)	Valores SPT, ( $N_{30}$ )	N.G.
1	1	1,50-2,10	7-6-8-11 (14)	1
1	2	3,00-3,28	21-50(R↓13)	2
1	3	4,50-4,70	38-50(R↓5)	3
2	1	1,50-2,10	5-6-10-13 (16)	1
2	2	3,00-3,25	31-50(R↓10)	3

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

Se ha realizado dos ensayos de penetración dinámica para estimar las cargas admisibles de las litologías atravesadas en los sondeos de reconocimiento. Los ensayos se han ubicado tal y como quedan 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 hinca 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 figura 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 cm<sup>2</sup>
- Angulo de la puntaza ..... 90°
- Cuento 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 hincas:

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 ( $20 \text{ cm}^2$ )

$20/N_{20}$  = 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  $\text{kg/cm}^2$ .

$R_e$  = 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  $B > 1,22 \text{ m}$

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

para  $B < 1,22 \text{ m}$

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

$B$  = 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:

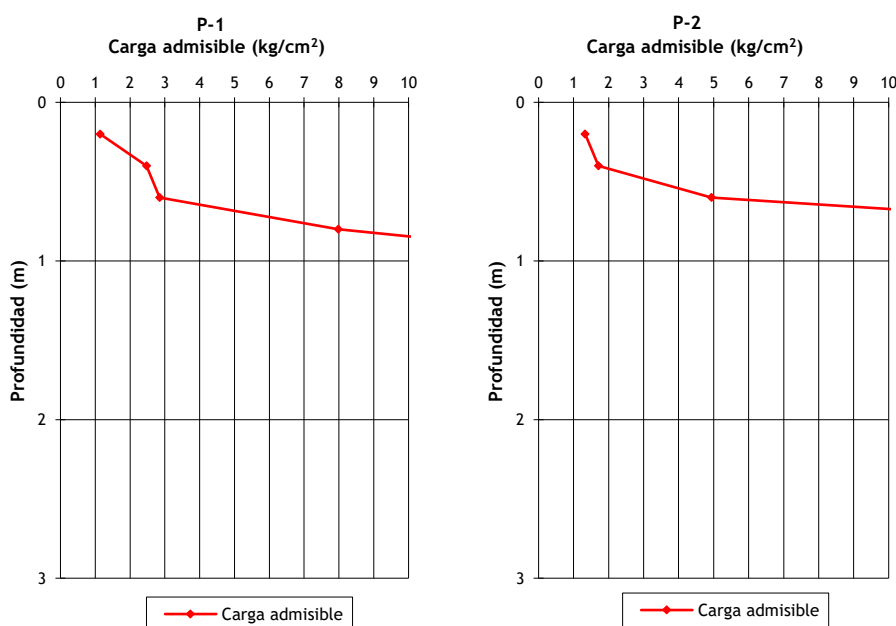
	S2	S2	S2	S1	Norma
<b>Referencia</b>	N22311	N22312	N22313	N22310	
<b>N.G.</b>	0	1	3	3	
<b>Profundidad (m)</b>	0,6-0,9	1,6-1,8	4,2-4,8	4,9-5,2	
<b>Límites Atterberg: LL/LP/IP</b>	-	34,7/21,8/12,9	-	-	UNE 103103/94 103104/93
<b>% pasa tamiz 0,08/0,4/2</b>	-	87/97/100	-	-	UNE 103103/95
<b>Sulfatos (mg/kg SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>)</b>	0	0	0	-	UNE 83963:08 / Erratum 11
<b>Compresión simple (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	-	-	243,9	164,4	UNE 22950/90
<b>Clasificación SUCS / AASTHO</b>	-	CL/A-6	-	-	

## 6. CÁLCULO DE CARGAS ADMISIBLES

### 6.1. INTERPRETACIÓN ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA

Se ha 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 incluyen las gráficas correspondientes a cada ensayo.

A partir de la interpretación de los ensayos por varios métodos, se obtienen valores de carga admisibles para el terreno ensayado. A continuación, se incluyen las gráficas en la 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 los mismos 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 antrópicos: 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. A partir de la testificación de los sondeos se puede decir que en ambos ensayos se ha obtenido un falso rechazo en este nivel geotécnico.

A partir de los sondeos mecánicos y los ensayos D.P.S.H. realizados se han elaborado tres perfiles de correlación que se incluyen en el anexo 4 del presente informe. En los perfiles se estima la distribución de los distintos niveles geotécnicos identificados en los sondeos e interpretados en los penetrómetros.

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 SPT realizados.

- N.G. 0, rellenos, con un  $N_{30}$  de 13.
- N.G. 1, arcillas con cantos, con un  $N_{30}$  de 15.
- N.G. 2, sustrato rocoso alterado, con un  $N_{30}$  de 50.

## 6.2. CÁLCULO DE CARGAS ADMISIBLES niveles geotécnicos 1 y 2

Para verificar la capacidad portante del nivel geotécnico 1 y 2 (arcillas con cantos y sustrato rocoso alterado), contamos con un  $N_{30}$  de 15 y 50, respectivamente, obtenido a partir de los ensayos de resistencia realizados.

A partir de estos valores y usando correlaciones, obtenemos una compresión simple de 1,88 kg/cm<sup>2</sup> para el N.G. 1. y 6,25 kg/cm<sup>2</sup> para el N.G. 2.

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
- $\gamma$ , el peso específico del terreno
- $B$ , el ancho del cimiento

- $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$ , 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 0,94 kg/cm<sup>2</sup> para el N.G. 1. y 3,13 kg/cm<sup>2</sup> para el N.G. 2.

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

$$\text{Nivel geotécnico 1: } P_{vh} = 0,94 \times 5,14 = 4,83 \text{ Kg/cm}^2$$

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

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.

$$\text{Nivel geotécnico 1, } q_{adm} = P_{vh}/3 = 4,83/3 = 1,61 \text{ Kg/cm}^2 \approx 1,50 \text{ Kg/cm}^2$$

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

### 6.3. CÁLCULO DE CARGAS ADMISIBLES DEL MACIZO ROCOSO

Para el cálculo de la carga admisible del macizo rocoso alterado utilizaremos la metodología de Serrano y Olalla (1993) para macizos rocosos homogéneos e isótropos.

Para ello, se han realizado dos ensayos de compresión simple tal y como se ha indicado en el punto 5 del presente informe. Para el cálculo de la carga admisible del macizo rocoso, tomaremos una compresión simple promedio de 204 kg/cm<sup>2</sup>.

Como parámetros de partida para realizar el cálculo, obtenemos el índice RMR (Bieniawski, 1989) que se utiliza para estimar la calidad del macizo rocoso:

Parámetros de clasificación		Biblioteca Artica
Resistencia de la matriz rocosa (Compresión simple 204 Kg/cm <sup>2</sup> )		2
R.Q.D.		20
Separación discontinuidades		8
Características discontinuidades		20
Condiciones hidráulicas		15
Corrección orientación discont.		-7
RMR	Valoración	58
	Clasificación	III Media

La carga de hundimiento se estima a partir de los siguientes parámetros:

$i_2$  - inclinación de la carga con respecto a la vertical

$\sigma_1$  - presión vertical actuante en el contorno situado junto a la cimentación correspondiente a la sobrecarga de tierras por encima de la base de las zapatas.

$\alpha$  - inclinación de la superficie del terreno junto a la zapata.

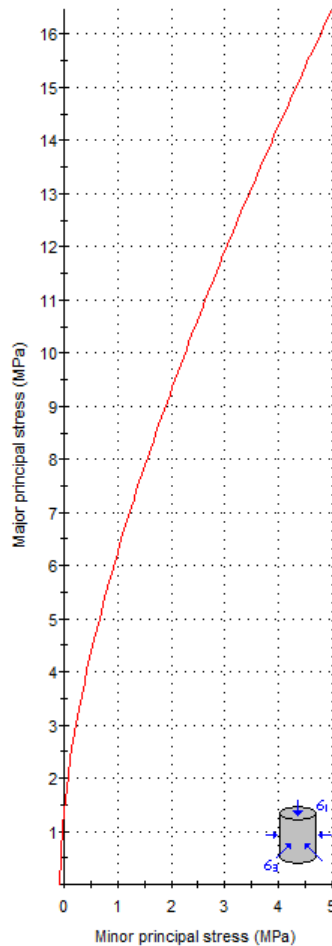
Para nuestros cálculos, consideramos que los valores de  $i_2$  y el de  $\alpha$  son iguales a cero, y como valor de  $\sigma_1$  tomamos 0,60 kg/cm<sup>2</sup> (para una excavación mínima de 3,25 metros, y una densidad media del terreno excavado de 1,85 kg/cm<sup>2</sup>).

La carga de hundimiento  $P_h$  se obtiene de la expresión:  $P_h = \beta \cdot (N_\beta - \zeta)$

en donde:  $\beta = \frac{m \cdot \sigma_{ci}}{8}$  y  $\zeta = \frac{8 \cdot s}{m^2}$

siendo  $m$  y  $s$  los parámetros del criterio de Hoek y Brown (1980) y  $\sigma_{ci}$  el valor de la resistencia a compresión simple. Los valores de  $m$  y  $s$  los hemos obtenido a partir del RocLab:

## Analysis of Rock Strength using RocLab



## Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength ( $\sigma_{ci}$ ) = 20 MPa  
 GSI = 53  $m_i$  = 7 Disturbance factor (D) = 0  
 intact modulus ( $E_i$ ) = 3500 MPa  
 modulus ratio (MR) = 175

## Hoek-Brown Criterion

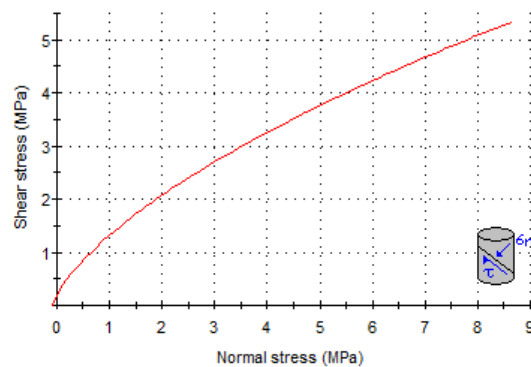
$m_b$  = 1.306  $s$  = 0.0054  $a$  = 0.505

## Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.943 MPa friction angle = 28.39 deg

## Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.083 MPa  
 uniaxial compressive strength = 1.434 MPa  
 global strength = 3.164 MPa  
 deformation modulus = 1281.24 MPa



Parámetros	HOEK Y BROWN
<b>m</b>	1,306
<b>s</b>	0,0054

Por otra parte,  $N_\beta$  es el coeficiente de carga y se obtiene en función de la inclinación de las cargas ( $i_2$ ) y de la sobrecarga externa normalizada ( $\sigma_{01}$ ) actuando alrededor de la zapata, que se determina como:

$$\sigma_{01} = \left( \frac{\sigma_1}{\beta} \right) + \zeta$$

El valor del coeficiente  $N_\beta$  se obtiene a partir de un gráfico que relaciona estos dos factores.

Así, para un valor de  $\sigma_{ci} = 204 \text{ Kg/cm}^2$  (resistencia a la compresión obtenida a partir de los ensayos realizados), obtenemos los siguientes valores:

$$\beta = 33,30$$

$$\zeta = 0,025$$

$$\sigma_{01} = 0,04$$

$$N_{\beta} \approx 6,00$$

$P_h = 198,97 \text{ Kg/cm}^2$  para una excavación hasta el sustrato rocoso de margas

La carga admisible,  $q_{amd}$  vendrá determinada por el cociente de la presión de hundimiento por un factor de seguridad (F) determinado en función del valor del RMR y del valor de  $\sigma_{ci}$ .

$F = 20$  (Coeficiente de seguridad para una probabilidad de rotura  $< 10^{-4}$  (Serrano y Olalla, 1996)

$$Q_{ad} = 198,97/20 = 9,95 \text{ kg/cm}^2$$



## 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 S.P.T. 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:** horizonte formado por materiales de naturaleza heterogénea, que contienen fragmentos de marga, material evolutivo. En la siguiente tabla se indica el espesor de estos materiales localizados en los distintos puntos ensayados:

N.G. 0, rellenos	S1	S2	P1	P2
Cota estimada boca ensayo	424,70	423,80	424,50	424,25
Profundidad techo (m) referida a boca ensayo	0,00	0,00	0,00	0,00
Profundidad base (m) referida boca ensayo	1,60	1,40	1,00*	0,80*
Espesor (m)	1,60	1,40	1,00	0,80

\* Falso rechazo en los ensayos D.P.S.H en este nivel.

Estos materiales no son aptos para el desplante de la cimentación y deberán ser previamente retirados. Para el caso de pantallas, pilotes o micropilotes los valores de resistencia unitaria por fuste deberán considerarse negativos. Los parámetros geotécnicos estimados para este nivel geotécnico a partir de los ensayos D.P.S.H/ S.P.T. realizados son los siguientes:

*Naturaleza: granular*

*Compacidad: media*

*Angulo de rozamiento interno  $\Phi'$ : 25° (estimado)*

*Cohesión  $c'$ : 0,05 kg/cm<sup>2</sup> (estimado)*

Micropilotaje N<sub>30</sub> de 13*Resistencia unitaria por fuste( $q_{hf}$ ): 0,65\* kg/cm<sup>2</sup>*Pilotaje N<sub>30</sub> de 13:*Resistencia unitaria por fuste ( $q_{hf}$ ): 26,00 kg/cm<sup>2</sup>*

- **Nivel geotécnico 1, arcillas con cantos.** Horizonte formado arcillas marrones que contienen cantos. En la siguiente tabla se indica el espesor de estos materiales localizados en los distintos puntos ensayados:

N.G. 1, arcillas con cantos	S1	S2	P1	P2
Cota estimada boca ensayo	424,70	423,80	NO SE ALCANZA	
Profundidad techo (m) referida a boca ensayo	1,60	1,40		
Cota estimada techo N.G. 1	423,10	422,40		
Profundidad base (m) referida boca ensayo	2,70	2,20		
Espesor (m)	1,10	0,80		

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

*Naturaleza: cohesiva**Consistencia: compacta**Densidad aparente: 1,85-1,90 g/cm<sup>3</sup> (bibliografía)**Angulo de rozamiento interno,  $\Phi_u$ : 0 (N<sub>30</sub>- 15)**Resistencia a la compresión simple,  $q_u$ : 1,88 kg/cm<sup>2</sup> (N<sub>30</sub>- 15)**Cohesión sin drenaje,  $c_u$ : 0,94 kg/cm<sup>2</sup> (N<sub>30</sub>- 15)**Módulo elástico: 128,50 kg/cm<sup>2</sup> (N<sub>30</sub>- 15)**Angulo de rozamiento interno,  $\Phi'$ : 25° (estimado)**Cohesión  $c'$ : 0,18 kg/cm<sup>2</sup> (estimado)**Carga admisible: 1,50 kg/cm<sup>2</sup>**Módulo balasto:  $K_{\phi 30} = 4,90$  kg/cm<sup>3</sup>;  $K_{30 \times 30} = 4,15$  kg/cm<sup>3</sup> (N<sub>30</sub>- 15)*Micropilotaje:*Resistencia unitaria por fuste( $q_{hf}$ ): 1,08\* kg/cm<sup>2</sup>*Pilotaje:*Resistencia unitaria por fuste ( $q_{hf}$ ): 0,48 kg/cm<sup>2</sup>**Resistencia unitaria por punta( $q_{hp}$ ): 8,44 kg/cm<sup>2</sup>*

- **Nivel geotécnico 2, sustrato rocoso alterado grado alteración III-II.** Horizonte formado por unas arcillas margosas y margas de tonos ocre y grises que han perdido su consistencia original y van alcanzando estados más sanos en profundidad. En la siguiente tabla se muestra la profundidad y espesor al que se localiza este horizonte en los puntos muestreados:

N.G. 2, sustrato rocoso alterado	S1	S2	P1	P2
Cota estimada boca ensayo	424,70	423,80	NO SE ALCANZA	
Profundidad techo (m) referida a boca ensayo	2,70	2,20		
Cota estimada techo N.G. 2	422,00	421,60		
Profundidad base (m) referida boca ensayo	4,80	3,60		
Espesor (m)	2,10	1,40		

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

*Naturaleza: cohesiva*

*Consistencia: dura*

*Densidad aparente: 2,04/2,10 g/cm<sup>3</sup> (bibliografía)*

*Angulo de rozamiento interno,  $\Phi_u$ : 0 (N<sub>30</sub>- 50)*

*Resistencia a la compresión simple,  $q_u$ : 6,25 kg/cm<sup>2</sup> (N<sub>30</sub>- 50)*

*Cohesión sin drenaje,  $c_u$ : 3,13 kg/cm<sup>2</sup> (N<sub>30</sub>- 50)*

*Módulo elástico: 368,75 kg/cm<sup>2</sup> (N<sub>30</sub>- 50)*

*Angulo de rozamiento interno,  $\Phi'$ : 25° (estimado)*

*Cohesión  $c'$ : 0,45 kg/cm<sup>2</sup> (estimado)*

*Carga admisible: 4,00 kg/cm<sup>2</sup>.*

*Módulo balasto:  $K_{\phi 30} = 16,36$  kg/cm<sup>3</sup>;  $K_{30 \times 30} = 13,85$  kg/cm<sup>3</sup> (N<sub>30</sub>- 50)*

*Micropilotaje:*

*Resistencia unitaria por fuste( $q_{hf}$ ): 2,04\* kg/cm<sup>2</sup>*

*Pilotaje:*

*Resistencia unitaria por fuste ( $q_{hf}$ ): 0,76 kg/cm<sup>2</sup>*

*Resistencia unitaria por punta( $q_{hp}$ ): 28,13 kg/cm<sup>2</sup>*

- **Nivel geotécnico 3, sustrato rocoso sano.** Horizonte formado por las Margas grises de Pamplona, que cuentan con fracturas subhorizontales de espaciado centimétrico- decimétrico. En la siguiente tabla se indica la profundidad a la que se localizan estos materiales en los puntos muestreados.

N.G. 3, sustrato rocoso	S1	S2	P1	P2
Cota estimada boca ensayo	424,70	423,80	NO SE ALCANZA	
Profundidad techo (m) referida a boca ensayo	4,80	3,60		
Cota estimada techo N.G. 3	419,90	420,20		
Profundidad (m) alcanzada en sondeo	6,20	6,15		

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

*Densidad húmeda/seca  $g/cm^3$ : 2,55 / 2,40 (estimado)*

*Cohesión: 9,43  $kg/cm^2$  matriz (Roclab) y 0,94  $kg/cm^2$  planos de discontinuidad (estimado)*

*Angulo de rozamiento interno ( $^\circ$ ): 28,39 (Roclab)*

*Módulo de deformación, E ( $kg/cm^2$ ): 12.812 (Roclab)*

*Coefficiente de Poisson ( $\nu$ ): 0,25*

*Compresión simple ( $kg/cm^2$ ): Para el cálculo de carga admisible se utiliza un valor promedio de 204  $kg/cm^2$ .*

*Carga admisible ( $q_a$ ): 9,95  $kg/cm^2$  según el método de Serrano y Olalla de 1993.*

*Módulo balasto:  $K_{\phi 30} = 30-500 \text{ } kg/cm^3$  (rango rocas blandas o alteradas)*

*Micropilotaje:*

*Resistencia unitaria por fuste ( $q_{df}$ ): 1,50\*-4,00\*  $kg/cm^2$*

*Resistencia unitaria por punta ( $q_{dp}$ ): 14,28  $kg/cm^2$*

*Pilotaje:*

*Resistencia unitaria por fuste ( $q_{df}$ ): 9,12  $kg/cm^2$*

*Resistencia unitaria por punta ( $q_{dp}$ ): 14,28  $kg/cm^2$*

\* 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. Los parámetros indicados son para una inyección tipo IU.

## 8. SOLUCIONES DE CIMENTACIÓN

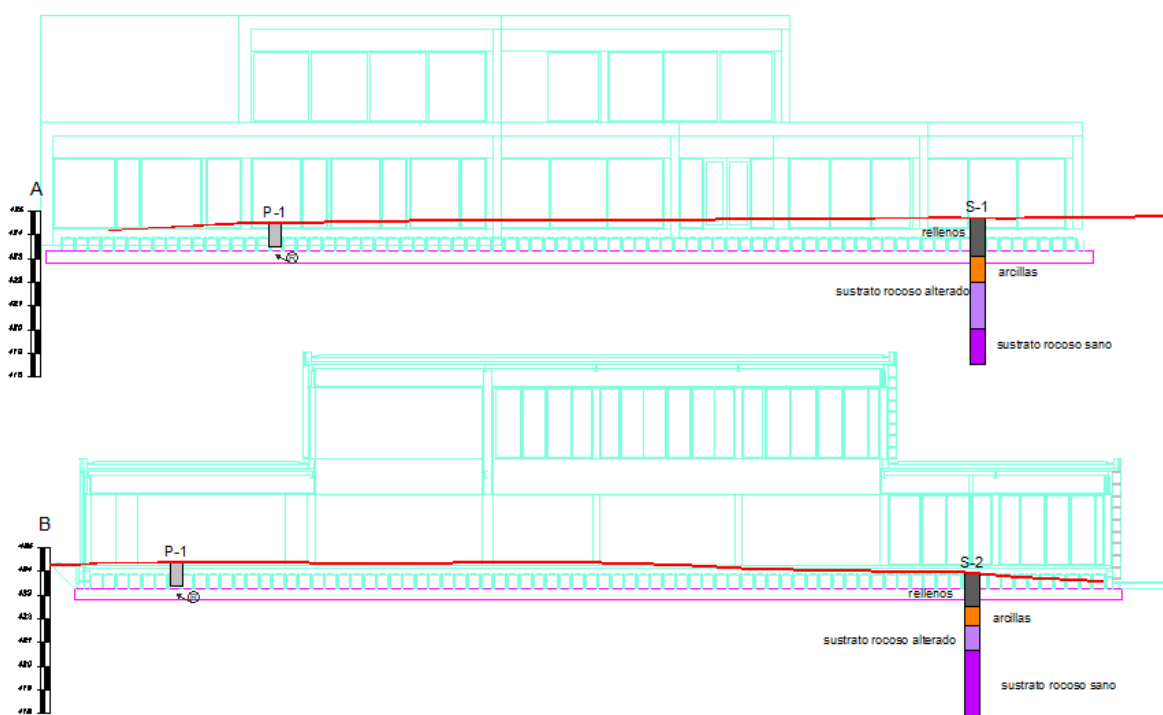
Se expone a continuación el desarrollo de las soluciones que se consideran como válidas a utilizar en el diseño de las cimentaciones de las edificaciones objeto de los trabajos. La elección de la más adecuada es potestad del técnico proyectista de la obra, una vez considerados otros criterios además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

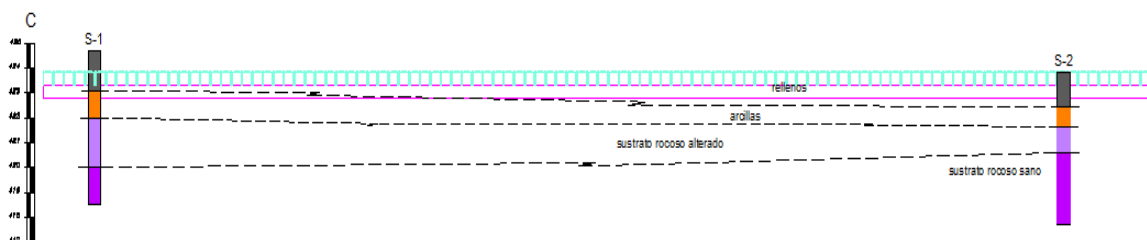
Debe hacerse mención que los planteamientos aquí expuestos, están realizados a partir de los datos obtenidos con los medios de investigación utilizados y sus limitaciones, referidas a lo largo del presente informe.

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 y los resultados obtenidos y la cota de desplante del edificio proyectado, facilitado por el peticionario, se han elaborado tres perfiles de corrección que se incluyen a continuación:





A partir de los perfiles de correlación, se plantean las siguientes alternativas de cimentación:

### **1.- Cimentación desplantada en el nivel geotécnico 1, arcillas con cantos:**

- A partir de los ensayos realizados, el N.G. 1 se localiza en los puntos ensayados 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. 1, arcillas con cantos	S1	S2	P1	P2
Cota estimada boca ensayo	424,70	423,80	NO SE ALCANZA	
Profundidad techo (m) referida a boca ensayo	1,60	1,40		
Cota estimada techo N.G. 1	423,10	422,40		

- En este caso y considerando que con la excavación necesaria para alcanzar la cota de desplante de cimentación se proponen dos alternativas de cimentación para este nivel geotécnico:

#### **Cimentación mediante losa**

- En este caso se recomienda la realización de una cimentación mediante losa desplantada en el N.G. 1, una vez eliminados los rellenos en toda la superficie.
- Para poder aplicar esta tipología de cimentación es necesario que las cargas transmitidas por las edificaciones sean centradas y compensadas en toda la superficie para evitar basculamientos.
- La tensión de diseño será igual o inferior a 1,50 kg/cm<sup>2</sup>.

#### **Cimentación convencional**

- En este caso, se recomienda la realización de una cimentación mediante zapatas aisladas o corridas desplantadas en el N.G. 1 una vez eliminados los rellenos.

- La tensión de diseño será igual o inferior a  $1,50 \text{ kg/cm}^2$ .

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

- En este caso, se recomienda la realización de una cimentación semiprofunda mediante zapatas aisladas o corridas desplantadas en el sustrato rocoso (N.G. 2) una vez eliminados los niveles geotécnicos 0 y 1.
- La tensión de diseño será igual o inferior a  $4,00 \text{ kg/cm}^2$ .
- A partir de los ensayos realizados, el N.G. 2 se localiza en los puntos ensayados 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. 2, sustrato rocoso alterado	S1	S2	P1	P2
Cota estimada boca ensayo	424,70	423,80	NO SE ALCANZA	
Profundidad techo (m) referida a boca ensayo	2,70	2,20		
Cota estimada techo N.G. 2	422,00	421,60		

## **3.- Cimentación desplantada en el nivel geotécnico 3, sustrato rocoso:**

- En este caso, se recomienda la realización de una cimentación semiprofunda mediante zapatas aisladas o corridas desplantadas en el sustrato rocoso (N.G. 2) una vez eliminados los niveles geotécnicos 0 y 1.
- La tensión de diseño será igual o inferior a  $9,95 \text{ kg/cm}^2$ .
- A partir de los ensayos realizados, el N.G. 3 se localiza en los puntos ensayados 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	S1	S2	P1	P2
Cota estimada boca ensayo	424,70	423,80	NO SE ALCANZA	
Profundidad techo (m) referida a boca ensayo	4,80	3,60		
Cota estimada techo N.G. 3	419,90	420,20		

Todas las soluciones de cimentación 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.

- En caso de tratarse de una cimentación semiprofunda, los pozos 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 la parcela se deberá proceder continuadamente 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.

#### **Desplante de losa o solera del edificio:**

Para el desplante de la losa ó solera del edificio proyectado se deberán eliminar los rellenos (N.G. 0) ya que está formado por margas, material evolutivo, que pueden generar asientos diferenciales y patologías asociadas a estos asientos.

Así, pues en caso de no alcanzar el terreno natural con la excavación proyectada se deberá sustituir los rellenos por material adecuado o seleccionado evitando geometrías acunadas y ensayando posteriormente estos materiales mediante placa de carga para comprobar la deformabilidad de los mismos.

### **8.2. ESTIMACIÓN DE ASIENTOS**

#### **8.2.1. Método de SCHMERTMANN para cimentaciones convencionales**

La estimación de asientos para el nivel geotécnico 1 y 2 (arcillas con cantos 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 dicha relación es igual a 2,50.

#### Nivel geotécnico 1, arcillas con canto:

Tomando un golpeo  $N_{30}$  de 15 obtenemos por lo tanto para una zapata cuadrada, un módulo de deformación  $E = 93,75 \text{ kg/cm}^2$  y para una zapata corrida de  $E = 131,25 \text{ kg/cm}^2$ .

Los asientos estimados para el nivel geotécnico 1 y una carga aplicada de  $1,50 \text{ kg/cm}^2$  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	<b>7,70</b>	<b>11,54</b>	<b>15,39</b>	<b>19,24</b>	<b>23,09</b>	<b>26,93</b>
Ancho de zapata	0,60 m	0,80 m	1,00 m	1,20 m	1,40 m	1,60 m
Zapata corrida	<b>6,75</b>	<b>9,00</b>	<b>11,25</b>	<b>13,50</b>	<b>15,75</b>	<b>18,00</b>

#### Nivel geotécnico 2, sustrato rocoso alterado:

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 asientos estimados para el nivel geotécnico 2 y una carga aplicada de  $4,00 \text{ kg/cm}^2$  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	<b>6,39</b>	<b>9,59</b>	<b>12,78</b>	<b>15,98</b>	<b>19,18</b>	<b>22,37</b>
Ancho de zapata	0,60 m	0,80 m	1,00 m	1,20 m	1,40 m	1,60 m
Zapata corrida	<b>5,61</b>	<b>7,48</b>	<b>9,35</b>	<b>11,22</b>	<b>13,09</b>	<b>14,95</b>

### 8.2.2. Método de ELÁSTICO para sustrato rocoso

Podemos estimar para la formación margosa un asiento por medio de la teoría de la elasticidad que para un suelo homogéneo e isótropo proporciona como valor de asiento el siguiente, siendo:

$$S = \frac{B \cdot q \cdot (1 - \nu^2)}{E} k$$

S = asiento en mm.

B = ancho de zapata

Q = carga admisible en Kg/cm<sup>2</sup>

V = módulo de Poisson

K = coeficiente k

E = módulo de deformación

Para una carga de diseño de 9,95 kg/cm<sup>2</sup>, considerando valores del módulo de deformación (E) para el sustrato rocoso de 12,812 kg/cm<sup>2</sup> (RocLab), un coeficiente de forma (K) de 1,12 y un módulo de Poisson (ν) de 0,25; el asiento máximo estimado para diferentes anchos de zapatas cuadradas es el siguiente:

Asiento en mm						
Ancho de zapata (m)	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50
Zapata cuadrada (mm)	0,82	1,22	1,63	2,04	2,45	2,85

### 8.2.3. Método de Steinbrenner para cimentación mediante losa:

La profundidad de influencia de una losa (considerando una losa la cimentación) es tal, que difícilmente afecta a una zona homogénea del terreno, así pues, en el asiento participan normalmente diferentes materiales (diferentes “capas”). Así pues, para estimar de forma coherente el asiento de una losa hay que ir a un modelo multicapa, con cálculo edométrico o elástico, según el suelo que tengamos.

Un método para calcular el asiento en un medio multicapa es el método elástico multicapa de Steinbrenner. Según este método, el asiento producido por una carga verticalmente uniforme aplicada a través de una cimentación rectangular, viene dado por la siguiente expresión:

$$\text{siendo: } S(z) = \frac{qB}{2E} (M\phi_{1(A,B,z)} - N\phi_{2(A,B,z)})$$

Siendo:

q = presión unitaria

B = Ancho de la cimentación

E = Modulo elástico

M = 1-ν<sup>2</sup>

A = Lado mayor

N = 1-ν-2 ν<sup>2</sup>

n = z/B

m = A/B

φ<sub>1</sub> y φ<sub>2</sub> = funciones dependientes de las dimensiones de la cimentación y de la profundidad estimada al sustrato rocoso indeformable, dadas por las expresiones:

$$\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \operatorname{Ln} \frac{\sqrt{(1+n^2+m^2)}+n}{\sqrt{(1+n^2+m^2)}-n} + \operatorname{Ln} \frac{\sqrt{(1+n^2+m^2)}+1}{\sqrt{(1+n^2+m^2)}-1} \right\}$$

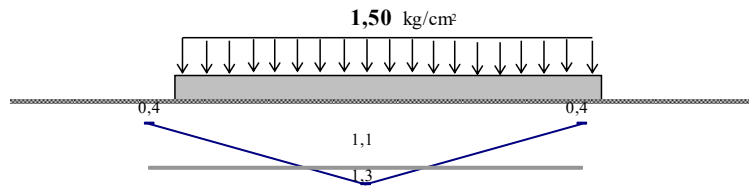
$$\phi_2 = \frac{m}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{n}{\sqrt{m(1+n^2+m^2)}}$$

En caso de optar por una cimentación mediante una losa, a partir de los ensayos de campo realizados, para el cálculo de los asientos se han diferenciado los siguientes niveles deformables por debajo de la cota de desplante de la losa (a partir de la testificación del sondeo):

- Arcillas con 1,00 m de espesor medio y  $N_{30}$  de 15 a partir del cual estimamos un módulo elástico de  $E = 128,5 \text{ Kg/cm}^2$  (Bowles) y  $\nu=0,33$ .
- Sustrato rocoso alterado con un espesor de 2,00 m y  $N_{30}$  de 50 a partir del cual se estima un módulo elástico de  $E = 368,75 \text{ Kg/cm}^2$  y  $\nu=0,33$
- Sustrato rocoso sano con un módulo elástico de  $E = 12812 \text{ Kg/cm}^2$  y  $\nu=0,25$

El asiento obtenido para este edificio mediante este método para una losa de 43,00 m x 37,00 m y una *tensión admisible* de  $1,50 \text{ kg/cm}^2$  y considerando una afección de bulbo de 74 m, para una losa flexible es de  $S = 1,3 \text{ cm}$  en el centro de la losa y de  $0,4 \text{ cm}$  en las esquinas de la misma y un asiento medio de  $1,1 \text{ cm}$  para una losa rígida.

(Refs.: Harr (1966); Steinbrenner Geotecnia y Cimientos II pags. 257-263;1115)



## 9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### TENSIONES ADMISIBLES

#### Nivel geotécnico 1 y 2 (arcillas con cantos y sustrato rocoso alterado):

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

$$\text{Nivel geotécnico 1: } P_{vh} = 0,94 \times 5,14 = 4,83 \text{ Kg/cm}^2$$

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

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.

$$\text{Nivel geotécnico 1, } q_{adm} = P_{vh}/3 = 4,83/3 = 1,61 \text{ Kg/cm}^2 \approx 1,50 \text{ Kg/cm}^2$$

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

**Nivel geotécnico 3 (sustrato rocoso):** la presión de diseño será igual o inferior a  $\sigma = 9,95 \text{ kg/cm}^2$  siempre que se garantice haber alcanzado la formación sana, ya que la carga de hundimiento del macizo rocoso anisótropo es del orden de  $198,97 \text{ Kg/cm}^2$ , que aplicando el factor de seguridad según el coeficiente para una probabilidad de rotura  $< 10^{-4}$  (Serrano y Olalla, 1996), se obtiene una carga admisible para sustrato rocoso  $Q_{adm}$  igual o inferior a  $9,95 \text{ Kg/cm}^2$ .

### ASIENTOS ADMISIBLES

**Método de SCHMERTMANN para la cimentación desplantada en el nivel geotécnico 1 y 2:** los asientos totales estimados para el caso de cimentación convencional desplantada en el nivel geotécnico 1 y 2, mediante zapatas cuadrada o corridas con las dimensiones y tensiones indicadas, son admisibles, según NTE 1998, "Acondicionamiento del Terreno y Cimentación".

**Método elástico,** los asientos totales estimados para las cimentaciones propuestas desplantada en el nivel geotécnico 3 (sustrato rocoso sano) con las dimensiones y tensiones indicadas, son admisibles, según NTE 1998, "Acondicionamiento del Terreno y Cimentación".

**Método de Steinbrenner para cimentación mediante losa desplantada en las arcillas con cantos (nivel geotécnico 1):**

El asiento obtenido para este edificio mediante este método para una losa de  $43,00 \text{ m} \times 37,00 \text{ m}$  y una *tensión admisible* de  $1,50 \text{ kg/cm}^2$  y considerando una afección de bulbo de  $74 \text{ m}$ , para una losa flexible es de  $S = 1,3 \text{ cm}$  en el centro de la losa y de  $0,4 \text{ cm}$  en las

esquinas de la misma y un asiento medio de 1,1 cm para una losa rígida.

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	
Edificios monumentales	12	25	1,3
Edificios hormigón armado gran rigidez	35	50	2,0
Edificio de fábrica 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 no se detectó la presencia de agua.

No obstante, no se debe descartar la posibilidad de localizar agua en el momento de la excavación en el contacto entre los distintos niveles. En caso de localizar niveles saturados en el momento de comenzar los trabajos de excavación de las zapatas, se debe contemplar la necesidad del drenaje del mismo durante los trabajos de excavación y cimentación de las estructuras proyectadas.

Además, en caso de no prever drenes laterales en los trasdoses de los muros y la evacuación de estas aguas fuera del ámbito del edificio, se deberá considerar la posible acumulación de agua entre el vaciado y la construcción, y por ende, se deberán considerar las preceptivas soluciones de impermeabilización, las presiones hidrostáticas sobre muros-estructura.

#### EXCAVABILIDAD Y ESTABILIDAD DE TALUDES

##### Excavabilidad:

Los movimientos de tierras previstos para la excavación del sótano y adecuación de las zapatas afectaran a los niveles geotécnicos 0, 1 y 2.

Los niveles geotécnicos 0, 1 y 2 podrá realizarse con medios mecánicos convencionales tipo retroexcavadora.

### Estabilidad:

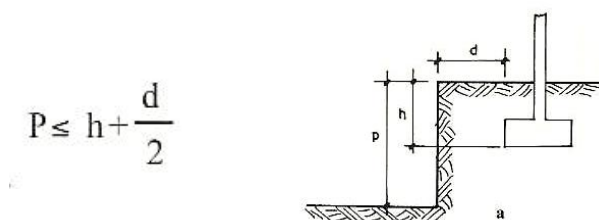
Para los taludes de excavación en suelos (rellenos, arcillas con cantos y sustrato rocoso alterado), se recomiendan taludes provisionales máximos 1H:1V (45°) para una altura máxima de 3,00 m, aunque en caso de no presentar cohesión los materiales afectados por la excavación pueden requerir taludes más tendidos 2H:1V (27°).

En caso de requerirse taludes más verticalizados se recomienda soluciones de contención simultaneas al excavado como son bataches, gunitados anclados o bien la realización de soluciones de contención previas al vaciado como son muros pantalla, pantallas de micropilotes o pilotes. Los parámetros geotécnicos necesarios para el cálculo de la pantalla se localizan en el apartado 7 del presente informe.

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.

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.

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.



En caso 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.

**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
<b>Presencia de agua</b>	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
<b>Presencia de agua</b>	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 <sup>2</sup>	10 <sup>1</sup>	1,0	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-9</sup>
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<sup>-6</sup> a K= 10<sup>-10</sup> cm/s Nivel geotécnico 1. Arcillas con cantos.De K= 10<sup>-6</sup> a K= 10<sup>-8</sup> cm/s Nivel geotécnico 2. Sustrato rocoso alteradoDe K= 10<sup>-4</sup> a K= 10<sup>-9</sup> cm/s Nivel geotécnico 3. Sustrato rocoso**ANÁLITICA DE LABORATORIO**

Los resultados de los ensayos de laboratorio realizados, indican que el contenido de sulfatos solubles en suelos (mg SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>/Kg) es de 0 en todos los materiales analizados, por lo que no presentan ataque al hormigón y no será necesario el uso de cementos sulforresistentes.

Pamplona, diciembre de 2025



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



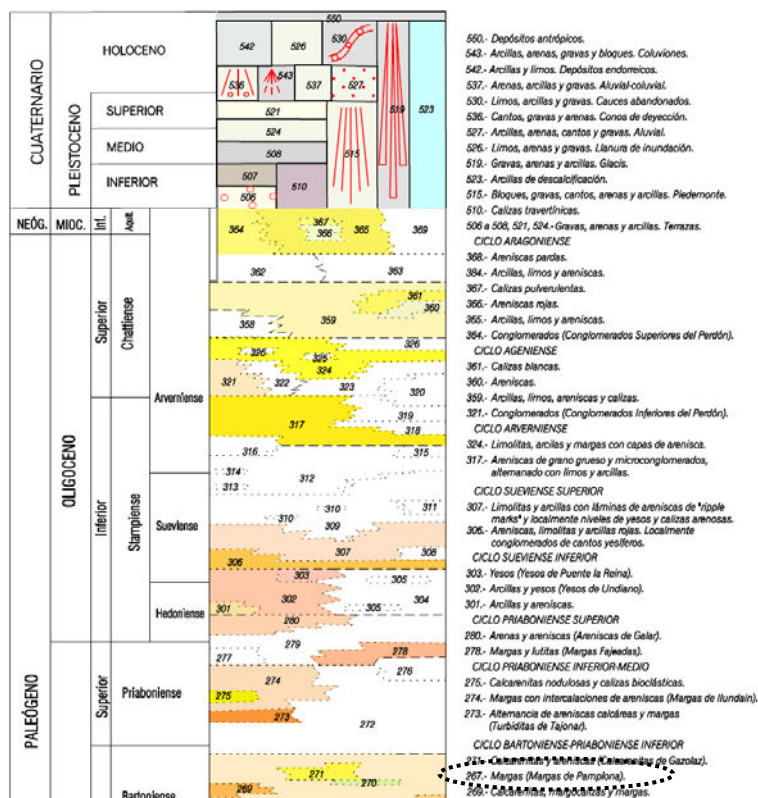
Firmado: GUILLERMO ERICE LACABE, Geólogo. Col. N° 2.577

---

## ANEXO 1

---

Mapa geológico



---

## **ANEXO 2**






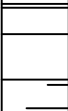









---

**Registros y fotografías de los sondeos**





<div><div>ESTUDIOS GEOTÉCNICOS, GEOFÍSICOS E HIDROGEOLOÓGICOS</div><div><div><div>GFEA</div><div>GEÓLOGOS S.L.</div></div><div>Delegación PAMPLONA Pol. ind. Areta, c/ Iruñuga 45 31620 HUARTE - PAMPLONA T: 948 382 975 F: 948 382 319</div></div></div>	PERFIL LITOLÓGICO SONDEO DE RECONOCIMIENTO			SONDEO:	COORDENADAS UTM
	OBRA: Biblioteca en parcela 826 pol. 21 de Artica (Navarra)		FECHA: 5 de noviembre de 2025	SM-2	
	CLIENTE: PERALTA AYESA arquitectos		REF.: G20167		

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 LpIp	Granulometría % pasa 0.4-0.075	Sulfatos mg/kg	Clasificación Casagrande/AASHTO	FOTOGRAFÍAS SONDEO.
							20	40	60	80	V	IV	III	II	I							
BW	113		1,40		Rellenos antrópicos heterogéneos.								0,60-0,90							0	CL / A-6	
			1,40		Arcillas marrones con cantos dispersos de escala mm a cm.								1,50-2,10	5-6-10-13					34,7/12,9	97/87	0	
		2	0,80		Sustrato rocoso alterado grado III-II. Arcillas margosas y margas arcillosas ocreas.								3,00-3,25	31-50(R10)							0	
		2,20	1,05		Sustrato rocoso sano. Margas grises.								4,20-4,80								0	
TD	86				Perforado sin agua hasta 3,90 m.																	
		4	2,90		FIN DE SONDEO 6,15 m.																	
		6,15																				
		7																				
		8																				
		9																				
		10																				
		11																				

---

## **ANEXO 3**

---

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



[www.geea.es](http://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: Biblioteca en parcela 826 pol. 21 de Artica (Navarra)

Cliente: PERALTA AYESA arquitectos

Ref. Inf.: IRGE 3004 1025

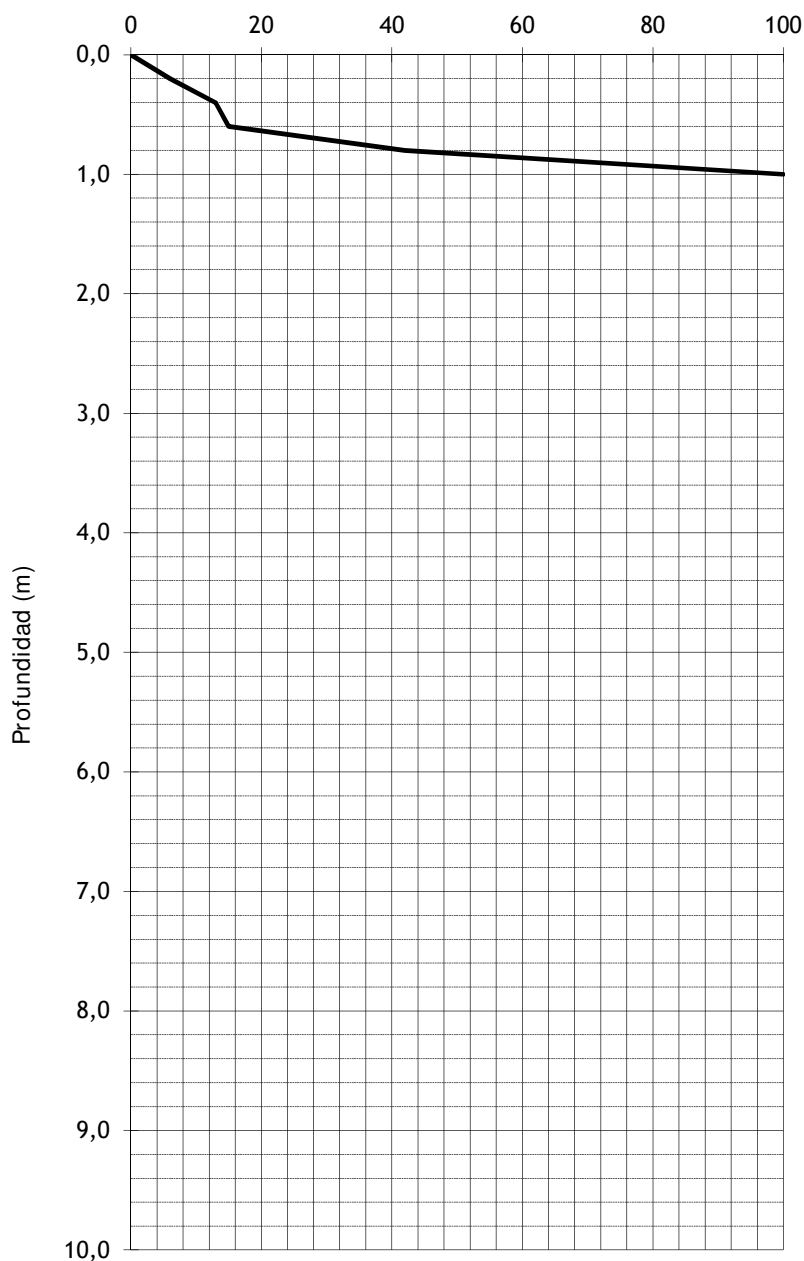
Penetración Nº: P-1

Referencia: G20106

Fecha: 21 de octubre de 2025

Prof. (m)	Nº Golpes(N20)
0.00-0.20	6
0.20-0.40	13
0.40-0.60	15
0.60-0.80	42
0.80-1.00	RECHAZO
1.00-1.20	
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](http://www.geea.es)

## GEEA GEÓLOGOS, S.L.

P.I. Miguel de Eguia, 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: Biblioteca en parcela 826 pol. 21 de Artica (Navarra)

Cliente: PERALTA AYESA arquitectos

Ref. Inf.: IRGE 3004 1025

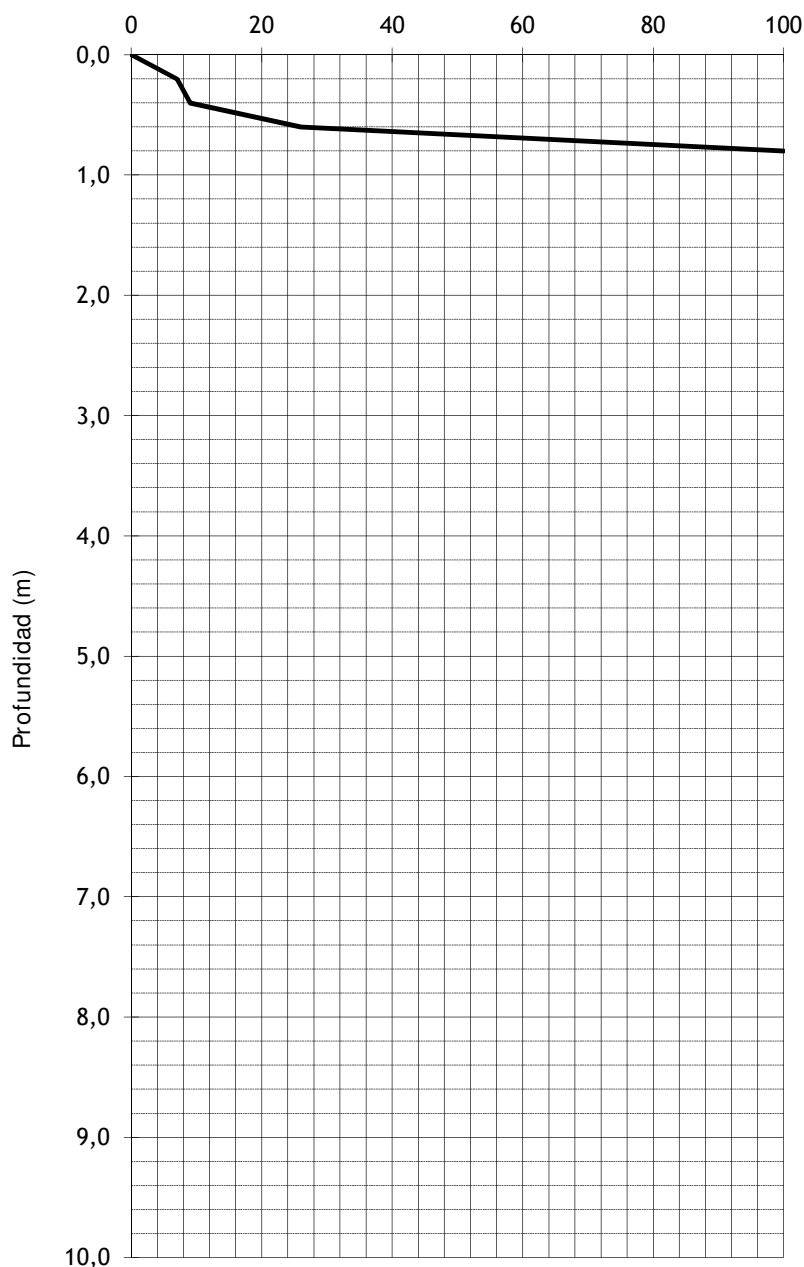
Penetración Nº: P-2

Referencia: G20106

Fecha: 21 de octubre de 2025

Prof. (m)	Nº Golpes(N20)
0.00-0.20	7
0.20-0.40	9
0.40-0.60	26
0.60-0.80	RECHAZO
0.80-1.00	
1.00-1.20	
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	

Golpes

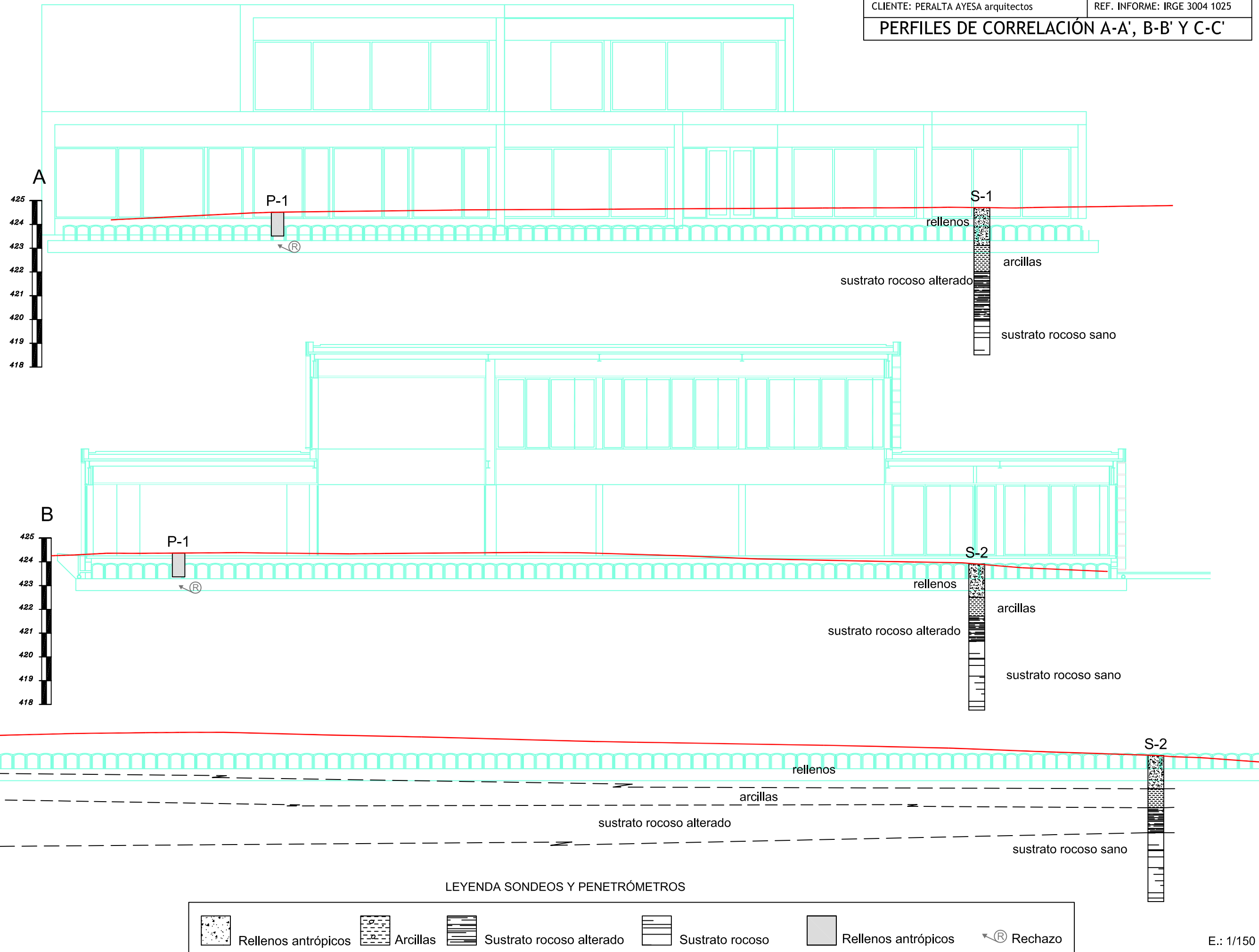


---

## **ANEXO 4**

---

### **Perfiles de correlación**




---

## **ANEXO 5**

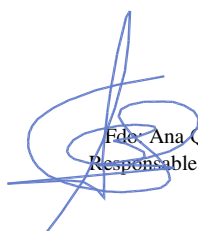
---

Boletín de los ensayos de laboratorio

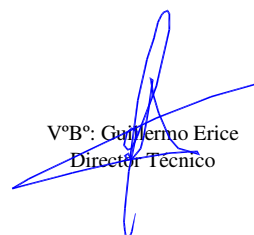
	<b>GEEA GEÓLOGOS S.L.</b> Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11	<b>Ensayo</b> <b>SUELOS AGRESIVOS</b> <b>DETERMINACION ION SULFATO</b>	
		<b>Norma</b> <b>UNE 83963:08/ Erratum 11</b>	
		<b>Acta n°</b> <b>AN82989</b>	<b>N° Copia</b> <b>Copia 1. PERALTA AYESA</b>

<b>Referencia Muestra....</b>	<b>N22311.</b>	<b>Referencia Informe.....</b>	<b>EN-583</b>
PROCEDENCIA	SONDEO	REF. CLIENTE	S2 DE 0,6 A 0,9 METROS
TIPO DE MUESTRA	ALTERADA	PETICIONARIO	PERALTA AYESA
FECHA ENTRADA	12 DE NOVIEMBRE DE 2025	DEN. OBRA	BERRIOPLANO P 826


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

  
Fde Ana Quintanar  
Responsable del ensayo



  
VºBº: Guillermo Erice  
Director Técnico

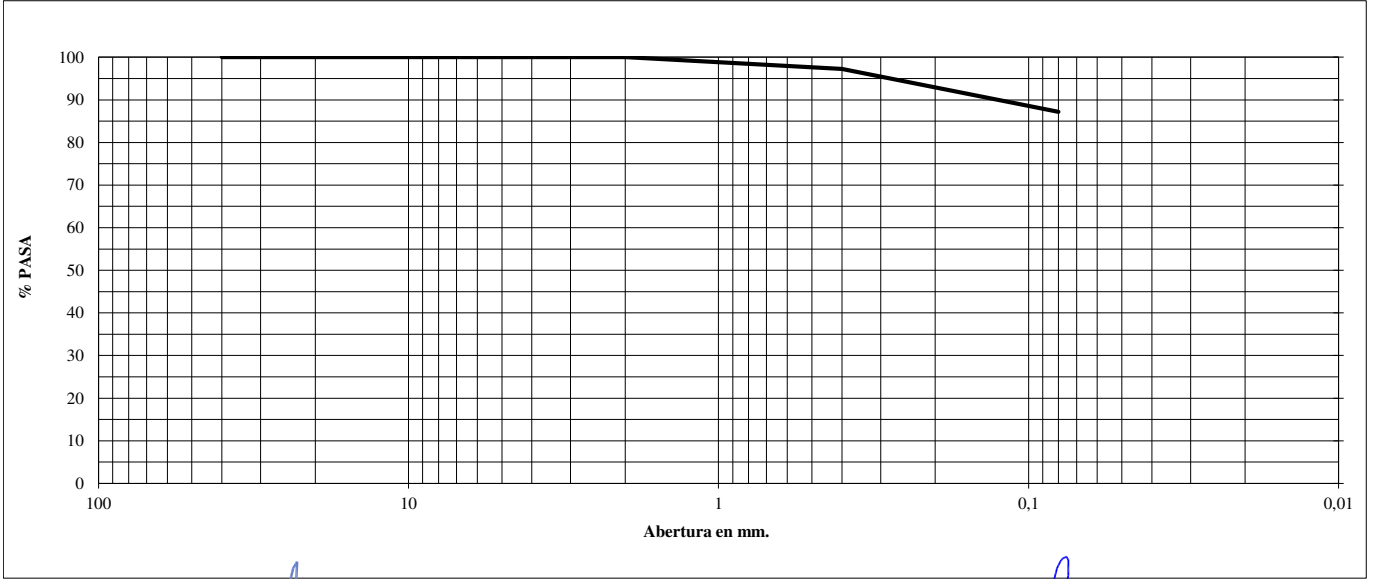
Los resultados hacen referencia a la muestra ensayada. GEEA Geólogos se hace responsable de los mismos tan sólo en el caso de muestras tomadas en obra por su personal.  
Se prohíbe la reproducción del acta sin autorización expresa del Laboratorio.  
Laboratorio inscrito en la lista de "Laboratorios de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

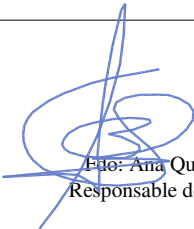
 <b>GEEA GEÓLOGOS S.L.</b> Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11	<b>Ensayo</b> <b>GRANULOMETRÍA DE SUELOS POR TAMIZADO</b>	
	<b>Norma</b> <b>UNE 103101/95</b>	
	<b>Acta n°</b> <b>AN82990</b>	<b>N° Copia</b> <b>Copia 1. PERALTA AYESA</b>

<b>Referencia Muestra....</b>	<b>N22312.</b>	<b>Referencia Informe.....</b>	<b>EN-583</b>
PROCEDENCIA	SONDEO	REF. CLIENTE	S2 DE 1,6 A 1,8 METROS
TIPO DE MUESTRA	ALTERADA	PETICIONARIO	PERALTA AYESA
FECHA ENTRADA	12 DE NOVIEMBRE DE 2025	DEN. OBRA	BERRIOPLANO P 826

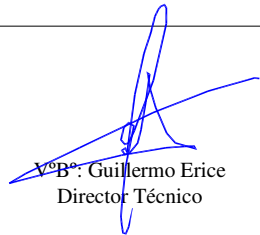
CALCULOS PREVIOS		
A	Muestra total seca al aire	135,0
B	Gruesos lavados	0,0
$C = (A - B) * f$	Fracción fina seca	135,0
$D = (B + C)$	Muestra total seca	135,0
E	Frac. fina ensayada seca al aire	135,0
$F = E * f$	Frac. fina ensayada seca	135,0
C/F		1,0

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				
100	4			0,0	
80	3			0,0	
63	2,5			0,0	
50	2			0,0	
40	1,5			0,0	100
25	1			0,0	100
20	3/4			0,0	100
12,5	1/2			0,0	100
10	3/8			0,0	100
5	4			0,0	100
2	10			135,0	100
0,4	40	3,7	3,7	131,3	97
0,08	200	13,6	13,6	117,7	87




  
**Fdo: Ana Quintanar**  
**Responsable del ensayo**



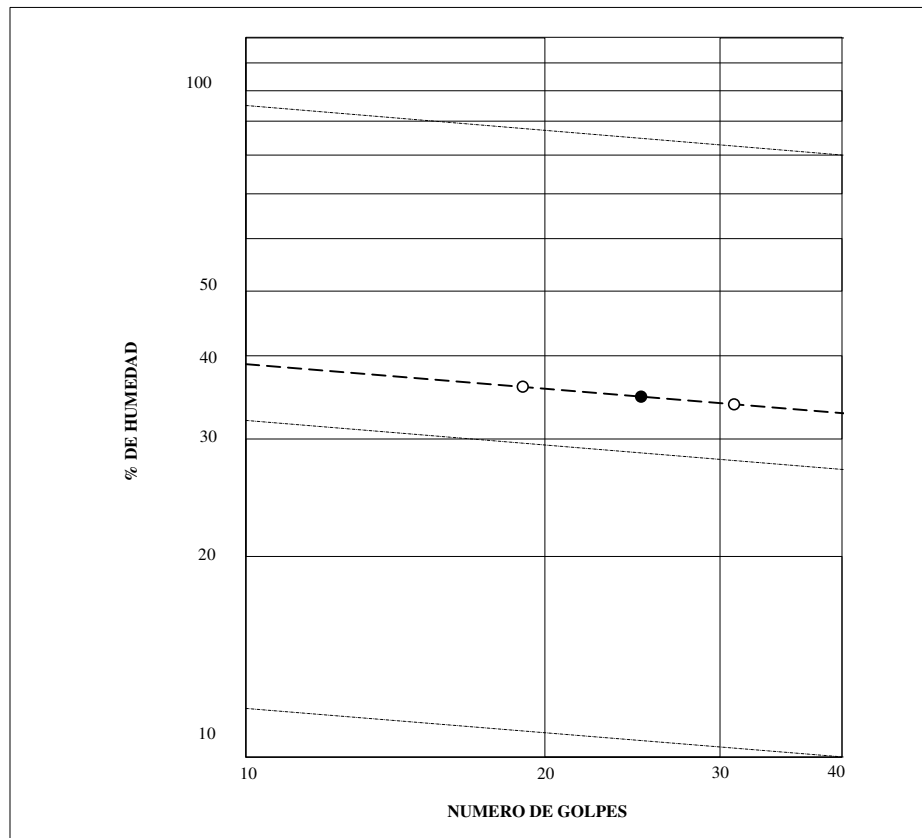
  
**VºBº: Guillermo Erice**  
**Director Técnico**

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


 <b>GEEA GEÓLOGOS S.L.</b> Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11	<b>Ensayo</b> <b>DETERMINACIÓN DE LÍMITES DE ATTERBERG</b>	
	<b>Norma</b>	<b>UNE 103103/94 103104/93</b>
	<b>Acta n°</b> <b>AN82991</b>	<b>N° Copia</b> <b>Copia 1. PERALTA AYESA</b>

<b>Referencia Muestra....</b>	<b>N22312.</b>	<b>Referencia Informe.....</b>	<b>EN-583</b>
PROCEDENCIA	SONDEO	REF. CLIENTE	S2 DE 1,6 A 1,8 METROS
TIPO DE MUESTRA	ALTERADA	PETICIONARIO	PERALTA AYESA
FECHA ENTRADA	12 DE NOVIEMBRE DE 2025	DEN. OBRA	BERRIOPLANO P 826

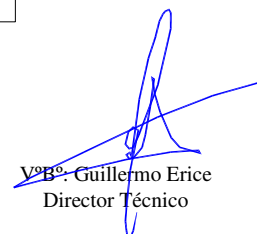
<b>CALCULO LIMITE LIQUIDO</b>				<b>CALCULO LIMITE PLASTICO</b>			
-	Nº de golpes	19	31	-	Referencia tara	3	5
-	Referencia tara	4	13	$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	0,85	0,92
$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	3,26	3,49	$t+s+a$	Tara + suelo + agua	14,31	14,66
$t+s+a$	Tara + suelo + agua	21,62	22,99	$t+s$	Tara + suelo	13,46	13,74
$t+s$	Tara + suelo	18,36	19,50	$t$	Tara	9,57	9,51
$t$	Tara	9,29	9,18	$s=(t+s)-t$	Suelo	3,89	4,23
$s=(t+s)-t$	Suelo	9,07	10,32	$w=100*(a/s)$	% Humedad	21,9	21,7
$w=100*(a/s)$	% Humedad	35,9	33,8				




<b>RESULTADOS DEL ENSAYO</b>	
LIMITE LIQUIDO =	34,7
LIMITE PLASTICO =	21,8
INDICE PLASTICIDAD =	12,9

  
Fdo. Ana Quintanar  
Responsable del ensayo



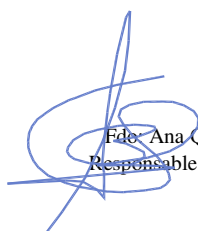
  
VºBº Guillermo Erice  
Director Técnico

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

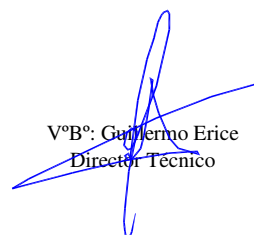
	<b>GEEA GEÓLOGOS S.L.</b>		<i>Ensayo</i>	<b>SUELOS AGRESIVOS DETERMINACION ION SULFATO</b>
	Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11		<i>Norma</i>	<b>UNE 83963:08/ Erratum 11</b>
			<i>Acta n°</i> <b>AN82992</b>	<i>N° Copia</i> <b>Copia 1. PERALTA AYESA</b>

<b>Referencia Muestra....</b>	<b>N22312.</b>	<b>Referencia Informe.....</b>	<b>EN-583</b>
PROCEDENCIA	SONDEO	REF. CLIENTE	S2 DE 1,6 A 1,8 METROS
TIPO DE MUESTRA	ALTERADA	PETICIONARIO	PERALTA AYESA
FECHA ENTRADA	12 DE NOVIEMBRE DE 2025	DEN. OBRA	BERRIOPLANO P 826

<b>RESULTADO ENSAYO</b>	
$SO_4^{=}$ (mg/kg de suelo seco)=411600*m/M	
<b><math>SO_4^{=}</math> (mg/kg de suelo seco)</b>	<b>0</b>


  
 Fde Ana Quintanar  
 Responsable del ensayo



  
 VºBº: Guillermo Erice  
 Director Técnico

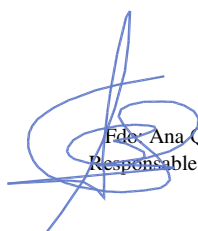
Los resultados hacen referencia a la muestra ensayada. GEEA Geólogos se hace responsable de los mismos tan sólo en el caso de muestras tomadas en obra por su personal.  
 Se prohíbe la reproducción del acta sin autorización expresa del Laboratorio.  
 Laboratorio inscrito en la lista de "Laboratorios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



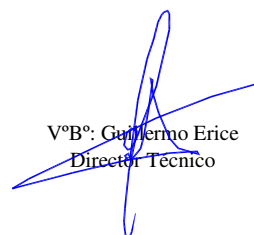
	<b>GEEA GEÓLOGOS S.L.</b>		<i>Ensayo</i>	<b>SUELOS AGRESIVOS DETERMINACION ION SULFATO</b>
	Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11		<i>Norma</i>	<b>UNE 83963:08/ Erratum 11</b>
			<i>Acta n°</i> <b>AN125566</b>	<i>N° Copia</i> <b>Copia 1. PERALTA AYESA</b>

<b>Referencia Muestra....</b>	<b>N22313.</b>	<b>Referencia Informe.....</b>	<b>EN-583</b>
PROCEDENCIA	SONDEO	REF. CLIENTE	S2 DE 4,2 A 4,8 METROS
TIPO DE MUESTRA	ALTERADA	PETICIONARIO	PERALTA AYESA
FECHA ENTRADA	12 DE NOVIEMBRE DE 2025	DEN. OBRA	BERRIOPLANO P826


<b>RESULTADO ENSAYO</b>	
$SO_4^{=}$ (mg/kg de suelo seco)=411600*m/M	
<b><math>SO_4^{=}</math> (mg/kg de suelo seco)</b>	<b>0</b>

  
 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

	<b>GEEA GEÓLOGOS S.L.</b> Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11	<i>Ensayo</i> <b>RESISTENCIA A COMPRESIÓN UNIAxIAL DE PROBETAS CILINDRICAS DE ROCA</b>	
		<i>Norma</i> <b>UNE 22950/90</b>	
		<i>Acta n°</i> <b>AN125567</b>	<i>N° Copia</i> <b>Copia 1. PERALTA AYESA</b>

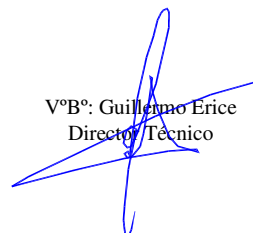
<b>Referencia Muestra....</b>	<b>N22313.</b>	<b>Referencia Informe.....</b>	<b>EN-583</b>
PROCEDENCIA	SONDEO	REF. CLIENTE	S2 DE 4,2 A 4,8 METROS
TIPO DE MUESTRA	ALTERADA	PETICIONARIO	PERALTA AYESA
FECHA ENTRADA	12 DE NOVIEMBRE DE 2025	DEN. OBRA	BERRIOPLANO P826


DATOS PROBETA			
PESO (g)	1577,80	SUP. BASE (cm <sup>2</sup> )	39,59
DIAMETRO. (mm)	71,00	VOL. PROBETA (cm <sup>3</sup> )	609,72
ALTURA (mm)	154,00	DENS. PROB. (g/cm3)	2,59

RESULTADO DEL ENSAYO	
LECTURA PRENSA (Tm)	9,57
ESBELTEZ	2,17
COEFICIENTE (K)	0,99
CARGA ROTURA CORREGIDA	9,66
<b>TENSIÓN DE ROTURA (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>243,9</b>

  
 Fdo. Ana Quintanar  
 Responsable del ensayo




  
 VºBº: Guillermo Erice  
 Director Técnico

 <b>GEEA GEÓLOGOS S.L.</b> Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11	<b>Ensayo RESISTENCIA A COMPRESIÓN UNIAxIAL DE PROBETAS CILINDRICAS DE ROCA</b>	
	<b>Norma UNE 22950/90</b>	
	<b>Acta n° AN82988</b>	<b>N° Copia Copia 1. PERALTA Y AYESA</b>

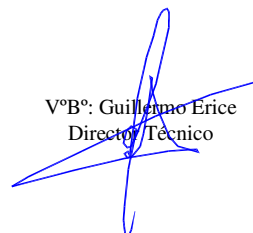
<b>Referencia Muestra....</b>	<b>N22310.</b>	<b>Referencia Informe.....</b>	<b>EN-583</b>
PROCEDENCIA	SONDEO	REF. CLIENTE	S1 DE 4,9 A 5,2 METROS
TIPO DE MUESTRA	ALTERADA	PETICIONARIO	PERALTA Y AYESA
FECHA ENTRADA	12 DE NOVIEMBRE DE 2025	DEN. OBRA	BERRIOPLANO P 826

DATOS PROBETA			
PESO (g)	1554,10	SUP. BASE (cm <sup>2</sup> )	39,59
DIAMETRO. (mm)	71,00	VOL. PROBETA (cm <sup>3</sup> )	609,72
ALTURA (mm)	154,00	DENS. PROB. (g/cm3)	2,55

RESULTADO DEL ENSAYO	
LECTURA PRENSA (Tm)	6,45
ESBELTEZ	2,17
COEFICIENTE (K)	0,99
CARGA ROTURA CORREGIDA	6,51
<b>TENSIÓN DE ROTURA (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>164,4</b>

  
Fdo. Ana Quintanar  
Responsable del ensayo



  
VºBº: Guillermo Erice  
Director Técnico

---

## **ANEXO 6**

---

Plano de ubicación de los ensayos



ESTUDIOS  
GEOTÉCNICOS,  
GEOFÍSICOS E  
HIDROGEOLÓGICOS

DELEGACIÓN PAMPLONA  
Pol. Ind. Areta, c/ Irumuga,45  
31620 Huarte-Pamplona  
T.: 948 382 975 F.: 948 382 319

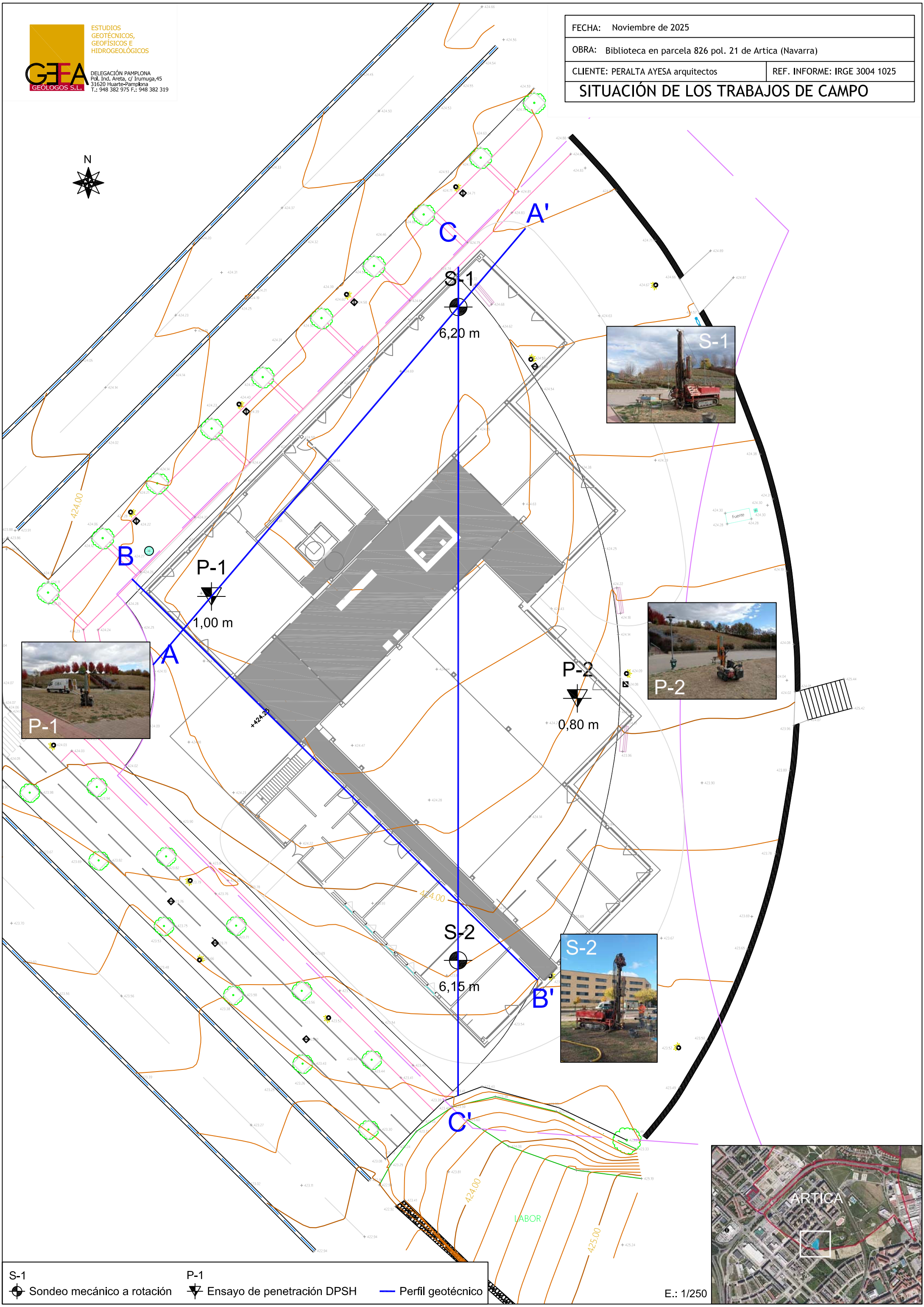
FECHA: Noviembre de 2025

OBRA: Biblioteca en parcela 826 pol. 21 de Artica (Navarra)

CLIENTE: PERALTA AYESA arquitectos

REF. INFORME: IRGE 3004 1025

## SITUACIÓN DE LOS TRABAJOS DE CAMPO



S-1

⊕ Sondeo mecánico a rotación

P-1

⚡ Ensayo de penetración DPSH

— Perfil geotécnico

E.: 1/250