

beguiristainoroz arquitectos

Estudio geotécnico

Pabellón de pistas de pádel.

Instalaciones Deportivas Universidad Pública de Navarra.

Calle Tajonar nº2-103ª. Pamplona

Pamplona, marzo 2025

Índice

1. Estudio Geotécnico
2. Estudio Geotécnico parcela adyacente



**INFORME GEOTÉCNICO PARA LA CUBRICIÓN DE PISTAS DE PADEL DE LA UPNA
UBICADAS EN LA PARCELA 303 DEL POLÍGONO 1 DE ARANGUREN (NAVARRA)**

CLIENTE: BEGUIRISTAIN OROZ ARQUITECTOS

Pamplona, marzo 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.....	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 22476-2:2008/A1:2014).....	13
5. ENSAYOS DE LABORATORIO	17
6. CÁLCULO DE CARGAS ADMISIBLES.....	18
6.1. INTERPRETACIÓN ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA	18
6.2. CÁLCULO DE CARGAS ADMISIBLES niveles geotécnicos 1 y 3	19
6.3. CÁLCULO CARGA ADMISIBLE NIVEL GEOTÉCNICO 3.....	20
7. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	24
8. SOLUCIONES DE CIMENTACIÓN	28
8.1. TIPOLOGÍA CIMENTACIÓN	28
8.2. ESTIMACIÓN DE ASIENTOS	30
8.2.1. Método de SCHMERTMANN para cimentaciones convencionales	30
9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	32

ANEXOS

ANEXO 1: Mapa geológico y leyenda

ANEXO 2: Registro y fotografías del sondeo

ANEXO 3: Ensayo de Penetración Dinámica DPSH

ANEXO 4: Perfil de correlación

ANEXO 5: Boletines de los ensayos de laboratorio

ANEXO 6: Plano de ubicación de ensayos

INFORME: IRGE 2868 0225

Revisión	Fecha entrega	Descripción
IRGE 2868 0225.00	10/03/2025	Adelanto al informe geotécnico
IRGE 2868 0225.01	27/03/2025	Entrega informe geotécnico

1. INTRODUCCIÓN

Se solicita a GEEA Geólogos S.L., a requerimiento de BEGUIRISTAIN OROZ ARQUITECTOS, la redacción del estudio geotécnico para para la cubrición de las pistas de padel ubicadas en la parcela 303 del Polígono 1 de Aranguren (Navarra) en las instalaciones de la Universidad Pública de Pamplona (Navarra)



Ubicación pistas de padel en ortofoto Sitna 2024

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 marzo 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. Estudios previos realizados en la zona.

Cumplimiento CTE

1. Cubrición pistas de pádel, área de 35 m x 35 m.
2. Nº de ensayos realizados en campo: 2 sondeos mecánicos con extracción continua de testigo y 1 ensayo 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

- Descripción geológica, hidrogeológica y sísmica (apartado 3).
- Reconocimiento geotécnico, tipo ensayos y profundidades (apartado 4).
- Ensayos de laboratorio (apartado 5).
- Cálculo de cargas admisibles (apartado 6).
- Parámetros geotécnicos, espesores, litologías (apartado 7).
- Tipología de cimentación y asientos (apartado 8).
- 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 del Eoceno, 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 centimétricos conocida como Margas de Pamplona, de edad Bartonense- Priabonense. La zona objeto de estudio se sitúa concretamente sobre las Margas de Ilundain que presentan características similares a las Margas de Pamplona. Están formadas por un conjunto muy homogéneo de margas grises nodulosas con intercalaciones centimétricas de niveles de calcarenitas.

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·g, según la Norma Sismorresistente (NCSR-02). Según la misma norma 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 3,20 m son de material tipo III, los siguientes 2,00 m infrayacente son de tipo II y los restantes como tipo I.

	0,034688	$a_c = S \times \rho \times a_b$	
ab Aceleración sísmica básica	0,04		
ρ coeficiente adimensional de riesgo	1	1,0 Normal imp. 1,3 Especial Imp.	
S Coeficiente de ampliación del terreno	0,87	Para $\rho \times a_b < 0,1 g$	$S = C/1,25$
		Para $0,1g < \rho \times a_b < 0,4 g$	$S = C/1,25 + 3,33 (\rho \times a_b/g - 0,1) (1 - C/1,25)$
		Para $0,4g < \rho \times a_b$	$S = 1,0$
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 compactación 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, fi-

guran 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), Araguren - 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.

4. RECONOCIMIENTO GEOTÉCNICO

Para establecer las características geotécnicas del área objeto de estudio, se ha realizado un reconocimiento que ha consistido en la ejecución de dos sondeos mecánicos con extracción continua de testigo y un ensayo de penetración dinámica tipo D.P.S.H., ubicados a petición del solicitante tal y como queda indicado en la siguiente ortofoto:



Ubicación en Google Earth de los ensayos realizados en la zona 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.

La penetración dinámica permite 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:

Entre el 27 y 28 de febrero 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 DEL SONDEO 1

S1	S2	N.G.	DESCRIPCIÓN DE LA LITOLOGÍA ATRAVESADA
De 0,00 a 2,10 m	De 0,00 a 0,60 m	0	Rellenos antrópicos heterogéneos.
De 2,10 a 3,20 m	--	1	Arcillas de tonos ocre que contienen cantos subredondeados de tamaño mm

			a cm de forma dispersa.
De 3,20 a 5,10 m	De 0,60 a 2,80 m	3	Sustrato rocoso alterado grado III-II formado por unas arcillas margosas y margas arcillosas que han perdido su consistencia original y van alcanzando estados más sanos en profundidad.
De 5,10 a 6,00 m	De 2,80 a 6,00 m	4	Sustrato rocoso, formado por las Margas grises de Pamplona. Cuentan con planos de fractura subhorizontales y a 20° de espaciado centimétrico-decimétrica. RQD 100%/80%

4.2. ENSAYOS “In Situ” (S.P.T.)

Dentro de los trabajos llevados a cabo durante la ejecución de los sondeos, se han realizado cuatro 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 22476-3/2006. 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 me-

dianete 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	1,55-2,15	3-8-5-6 (13)	0
1	2	2,00-2,60	7-10-19-32 (29)	1-2
1	3	3,05-3,65	35-50($R_{\downarrow 9}$)	3
2	1	1,50-2,10	16-26-28-20(>50)	2

4.3. ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA (UNE EN ISO 22476-2:2008/A1:2014)

Se han realizado dos ensayos de penetración dinámica para estimar las cargas admisibles de las litologías atravesadas en el sondeo de reconocimiento. El ensayo se ha 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 hincada 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 $> \phi = 1$ y $< \phi = 2$.
- 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 hinca:

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/N₂₀= 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 N₂₀ 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:

	S1	S1	S2	Norma
Referencia	N21372	N21371	N21370	
N.G.	0	1	3	
Profundidad (m)	1,00	2,40	3,30-3,60	
Límites Atterberg: LL/LP/IP	--	34,0/22,0/12,0	--	UNE 103103/94 103104/93
% pasa tamiz 0,08/0,4/2	--	97/99/100	--	UNE 103103/95
Sulfatos (mg/kg SO ₄ ²⁻)	547	0	0	UNE 83963:08 / Erratum 11
Humedad %	--	--	9,06	UNE103300/93
Densidad húmeda/seca (g/cm ³)	--	--	2,60/2,38	UNE 103301/94
Compresión simple (kg/cm ²)	--	--	82,1	UNE 2295-10/90
Clasificación SUCS AASTHO	--	CL/A-6	--	

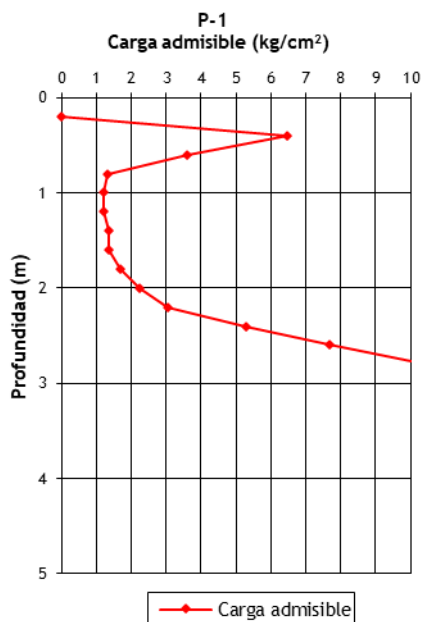
6. CÁLCULO DE CARGAS ADMISIBLES

6.1. INTERPRETACIÓN ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA

Se ha realizado un ensayo de penetración dinámica para estimar las cargas admisibles de las litologías atravesadas en los sondeos de reconocimiento. La ubicación del ensayo se indica en el anexo 6 del presente informe. En el anexo 3 se incluye la gráfica correspondiente al ensayo.

A partir de la interpretación del ensayo 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 los mismos en el momento de su realización.

A continuación, se incluye la gráfica obtenida en el ensayo realizado:



A partir de esta gráfica y correlacionándola con los materiales identificados en los sondeos realizados, se estiman las siguientes cargas:

- Nivel geotécnico 0, rellenos antrópicos. No se le asigna carga admisible ya que no son aptos para el desplante de la cimentación y deberán ser previamente retirada-

dos.

- Nivel geotécnico 1, arcillas con cantos, con cargas admisibles que se sitúan en torno a 1,00 kg/cm².
- Nivel geotécnico 2, sustrato rocoso alterado con cargas admisibles que varían entre 3,00 kg/cm² y valores superiores a 3,00 kg/cm² conforme se van alcanzando estados más sanos de la roca.

A partir de los sondeos mecánicos y el ensayo D.P.S.H realizado, se han elaborado dos perfiles de correlación que se incluye en el anexo 4 del presente informe. En los perfiles se estima la distribución de los distintos niveles geotécnicos identificados en los sondeos e interpretado en el penetrómetro.

Se debe insistir que el perfil de resistencias aportado por el ensayo 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 consideramos los golpes obtenidos en los ensayos D.P.S.H. y SPT realizados:

- N.G. 1, arcillas con cantos, con un N₃₀ de 11.
- N.G. 2, sustrato rocoso alterado, con un N₃₀ de 29.

6.2. CÁLCULO DE CARGAS ADMISIBLES niveles geotécnicos 1 y 3

Para verificar la capacidad portante de los niveles geotécnicos 1 y 3 (arcillas con cantos y sustrato rocoso alterado respectivamente), contamos con un N₃₀ de 11 y 29 obtenido a partir de los ensayos de resistencia realizados.

A partir de estos valores y usando correlaciones, obtenemos una compresión simple de 1,38 kg/cm² para el N.G. 1 y 3,63 kg/cm² para el N.G. 3.

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 0,69 kg/cm² para el N.G. 1 y 1,81 kg/cm² 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:

$$\text{Nivel geotécnico 1: } P_{vh} = 0,69 \times 5,14 = 3,54 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Nivel geotécnico 3: } P_{vh} = 1,81 \times 5,14 = 9,30 \text{ Kg/cm}^2$$

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.

$$\text{Nivel geotécnico 1, } q_{adm} = P_{vh}/3 = 3,54/3 = 1,18 \text{ Kg/cm}^2 \approx 1,00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Nivel geotécnico 3, } q_{adm} = P_{vh}/3 = 9,30/3 = 3,10 \text{ Kg/cm}^2 \approx 3,00 \text{ Kg/cm}^2$$

6.3. CÁLCULO CARGA ADMISIBLE NIVEL GEOTÉCNICO 3

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

Para el cálculo de la carga admisible q_{adm} se han realizado ensayos de compresión simple tal y como se especifica a continuación:

S1 a 3,30 m: 82,10 kg/cm²

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		Parcela 303 Polígono 1 de Aranguren
Resistencia de la matriz rocosa (Compresión simple 82 Kg/cm ²)		2
R.Q.D.		17
Separación discontinuidades		8
Características discontinuidades		22
Condiciones hidráulicas		15
Corrección orientación discont.		-7
RMR	Valoración	57
	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

σ_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.

α - inclinación de la superficie del terreno junto a la zapata.

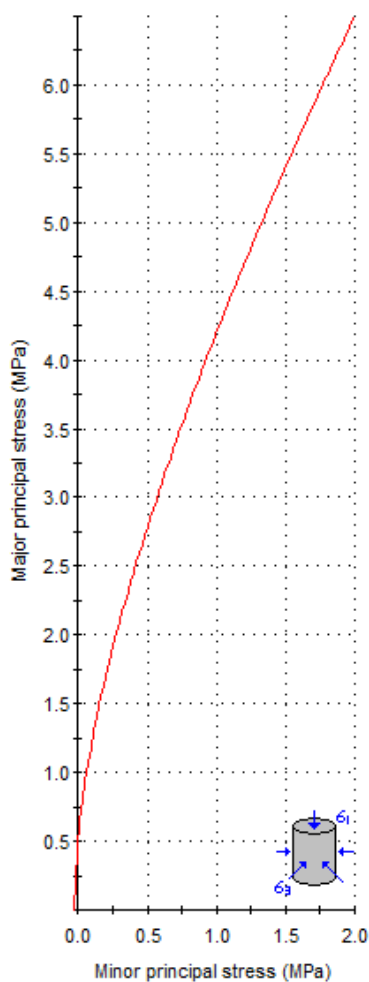
Para nuestros cálculos, consideramos que los valores de i_2 y el de α son iguales a cero, y como valor de σ_1 tomamos 0,52 kg/cm² (para un empotramiento mínimo de zapata de 2,80 m, y una densidad media del terreno excavado de 1,85 Kg/cm³).

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 σ_{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 (σ_{ci}) = 8 MPa
 GSI = 52 m_i = 7 Disturbance factor (D) = 0
 intact modulus (E_i) = 1400 MPa
 modulus ratio (MR) = 175

Hoek-Brown Criterion

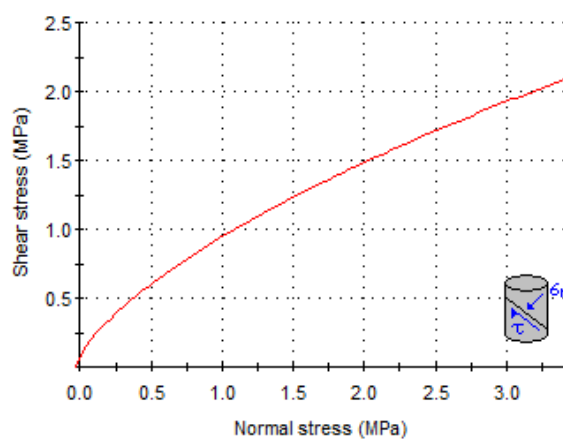
m_b = 1.261 s = 0.0048 a = 0.505

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.371 MPa friction angle = 28.10 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.031 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.541 MPa
 global strength = 1.236 MPa
 deformation modulus = 484.11 MPa



Parámetros	HOEK Y BROWN
m	1,261
s	0,0048

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

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

El valor del coeficiente N_β se obtiene a partir de un gráfico que relaciona estos dos factores.

Así, para un valor de $\sigma_{ci} = 82 \text{ Kg/cm}^2$ (resistencia a la compresión obtenida a partir de los ensayos realizados).

$$\beta = 12,93$$

$$\zeta = 0,024$$

$$\sigma_{01} = 0,06$$

$$N_{\beta} \approx 7,00$$

$P_h = 90,16 \text{ Kg/cm}^2$ 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 σ_{ci} .

$F = 15$ (Coeficiente de seguridad para una probabilidad de rotura $< 10^{-4}$ (Serrano y Olalla, 1996)

$$Q_{ad} = 90,16/15 = 6,01 \text{ kg/cm}^2 \approx 6,00 \text{ kg/cm}^2$$

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 5 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. En la siguiente tabla se muestra la profundidad y espesor al que se localiza este horizonte en los puntos muestreados:

N.G. 0, rellenos	S1	S2	P1
Profundidad techo (m) referida a boca ensayo	0,00	0,00	0,00
Profundidad base (m) referida boca ensayo	2,10	0,60	0,60
Espesor (m)	2,10	0,60	0,60

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.

Naturaleza: granular

Compacidad: media

Angulo de rozamiento interno Φ' : 22°-28° (estimado)

Cohesión c' : 0,05-0,10 kg/cm² (estimado)

Micropilotaje (N_{30-20}):

Resistencia unitaria por fuste: 1,08 kg/cm²*

Pilotaje (N_{30-20}):

Resistencia unitaria por fuste: 0,50 kg/cm²

Resistencia unitaria por punta: 40,00 kg/cm²

- **Nivel geotécnico 1, arcillas con cantos.** Horizonte formado por arcillas que contienen cantos de tamaños milimétricos-centimétricos de forma dispersa. En la siguiente tabla se indica el espesor de estos materiales.

N.G. 1, arcillas con cantos	S1	S2	P1
Profundidad techo (m) referida a boca ensayo	2,10	NO SE TESTIFICA	0,60
Profundidad base (m) referida boca ensayo	3,20		2,20
Espesor (m)	1,10		1,60

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

Naturaleza: cohesiva

Consistencia: compacta

Densidad natural: 1,80-1,85 gr/cm³ (bibliográfico)

Angulo de rozamiento interno Φ_u : 0 (N₃₀- 11)

Resistencia a la compresión simple, q_u : 1,38 kg/cm² (N₃₀- 11)

Cohesión sin drenaje c_u : 0,69 kg/cm² (N₃₀- 11)

Módulo elástico: 93,70 kg/cm² (N₃₀- 11)

Angulo de rozamiento interno Φ' : 23° (estimado)

Cohesión c' : 0,13 kg/cm² (estimado)

Carga admisible: 1,00 kg/cm²

Módulo balasto: $K_{\phi 30} = 3,59$ kg/cm³; $K_{30 \times 30} = 3,04$ kg/cm³ (N₃₀- 11)

Clasificación SUCS AASTHO: CL/A-6

Micropilotaje:

Resistencia unitaria por fuste(q_{hf}): 0,91 kg/cm²*

Pilotaje:

Resistencia unitaria por fuste (q_{hf}): 0,41 kg/cm²

Resistencia unitaria por punta(q_{hp}): 6,19 kg/cm²

- **Nivel geotécnico 2, sustrato rocoso alterado, grado alteración III-II.** Horizonte formado por unas arcillas margosas, margas arcillosas 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
Profundidad techo (m) referida a boca ensayo	3,20	0,60	2,20
Profundidad base (m) referida boca ensayo	5,10	2,80	3,00
Espesor (m)	1,90	2,20	0,80

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

Naturaleza: cohesiva

Consistencia: muy compacta

Densidad aparente: 2,00/2,05 gr/cm³ (bibliografía)

Angulo de rozamiento interno, Φ_u : 0 (N₃₀- 29)

Resistencia a la compresión simple, q_u : 3,63 kg/cm² (N₃₀- 29)

Cohesión sin drenaje, c_u : 1,81 kg/cm² (N₃₀- 29)

Módulo elástico: 220,43 kg/cm² (N₃₀- 29)

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

Cohesión c' : 0,40 kg/cm² (estimado)

Carga admisible: 3,00 kg/cm².

Módulo balasto: $K_{\phi 30} = 9,48$ kg/cm³; $K_{30 \times 30} = 8,03$ kg/cm³ (N₃₀- 29)

Micropilotaje:

Resistencia unitaria por fuste(q_{hf}): 1,75 kg/cm²*

Pilotaje:

Resistencia unitaria por fuste (q_{hf}): 0,64 kg/cm²

Resistencia unitaria por punta(q_{hp}): 16,31 kg/cm²

- **Nivel geotécnico 3, sustrato rocoso.** Horizonte formado por las Margas grises de Pamplona. En la siguiente tabla se muestra la profundidad y espesor al que se localiza este horizonte en los puntos muestreados:

N.G. 3, sustrato rocoso	S1	S2	P1
Profundidad techo (m) referida a boca ensayo	5,10	2,80	3,00
Profundidad (m) alcanzada en sondeo	6,00	6,00	*

*Se correlaciona la profundidad a la que se obtiene el rechazo al ensayo con el techo del sustrato rocoso.

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

Densidad húmeda/seca gr/cm³: 2,60-2,38 (laboratorio)

Cohesión: 0,37-3,71 kg/cm² (Roclab)

Angulo de rozamiento interno: 28,10° (Roclab)

Módulo de deformación, E (kg/cm²): 4841 (Roclab)

Coeficiente de Poisson (ν): 0,25

Compresión simple (kg/cm^2): 82

Carga admisible (q_a): 6,00 kg/cm^2 según el método de Serrano y Olalla de 1993.

Módulo balasto: $K_{\phi 30} = 30\text{-}500 \text{ kg/cm}^3$ (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}): 5,75 kg/cm^2

Pilotaje:

Resistencia unitaria por fuste (q_{df}): 5,79 kg/cm^2

Resistencia unitaria por punta (q_{dc}): 18,87 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 valores 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 en ellos se propone que la cimentación de la estructura proyectada desplante en el sustrato rocoso alterado tal y como se describe a continuación:

1.- Cimentación convencional desplantada en el sustrato rocoso alterado (nivel geotécnico 2):

- En este caso se recomienda la realización de una cimentación mediante zapatas aisladas o corridas desplantadas en el sustrato rocoso alterado (N.G. 2), una vez eliminado el nivel geotécnico 0 y 1 (rellenos heterogéneos y arcilla con cantos).
- La tensión de diseño será igual o inferior a 3,00 kg/cm².
- 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
Profundidad techo (m) referida a boca ensayo	3,20	0,60	2,20

- En el caso de que en el momento de la excavación se localice en alguno de los puntos

de apoyo el nivel geotécnico inferior se deberán bajar el resto de las cimentaciones a este nivel, prevaleciendo el criterio de desplantar toda la cimentación sobre una planta geomecánicamente homogénea.

2.- Cimentación convencional desplantada en el sustrato rocoso (nivel geotécnico 3):

- En este caso se recomienda la realización de una cimentación mediante zapatas aisladas o corridas desplantadas en el sustrato rocoso alterado (N.G. 3), una vez eliminado el nivel geotécnico 0, 1 y 2 (rellenos heterogéneos, arcilla con cantos y sustrato rocoso alterado).
- La tensión de diseño será igual o inferior a 6,00 kg/cm².
- 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
Profundidad techo (m) referida a boca ensayo	5,10	2,80	3,00

- En el caso de que en el momento de la excavación se localice en alguno de los puntos de apoyo el nivel geotécnico inferior se deberán bajar el resto de las cimentaciones a este nivel, prevaleciendo el criterio de desplantar toda la cimentación sobre una planta geomecánicamente homogénea.

Ambas cimentaciones, 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 blancones que puedan afectar a alguno de los puntos de apoyo, estos deberán ser saneados y corregidos definitivamente.
- En las zonas en las que la 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.

8.2. ESTIMACIÓN DE ASIENTOS

8.2.1. Método de SCHMERTMANN para cimentaciones convencionales

La estimación de asientos para el nivel geotécnico 2 (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 para las arcillas.

Nivel geotécnico 2, sustrato rocoso alterado:

Tomando un golpeo N_{30} de 29 obtenemos por lo tanto para una zapata cuadrada, un módulo de deformación $E = 181,25 \text{ kg/cm}^2$ y para una zapata corrida de $E = 253,75 \text{ kg/cm}^2$.

Los asientos estimados para el nivel geotécnico 2 (sustrato rocoso alterado) y una carga aplicada de $3,00 \text{ kg/cm}^2$ 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	8,61	12,92	17,22	21,53	25,83	30,14
Ancho de zapata	0,60 m	0,80 m	1,00 m	1,20 m	1,40 m	1,60 m
Zapata corrida	7,55	10,07	12,59	15,11	17,63	20,14

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:

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

S = asiento en mm.

B = ancho de zapata

Q = carga admisible en Kg/cm²

V = módulo de Poisson

K = coeficiente k

E = módulo de deformación

Para una carga de diseño de 6,00 kg/cm², considerando valores del módulo de deformación (E) para el sustrato rocoso de 8,802 kg/cm² (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)	1,30	1,95	2,60	3,25	3,90	4,55

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

TENSIONES ADMISIBLES

Nivel geotécnico 3 (sustrato rocoso): la presión de diseño será igual o inferior a $\sigma = 6,00 \text{ kg/cm}^2$ siempre que se garantice haber alcanzado la formación sana, ya que la carga de hundimiento del macizo rocoso anisótropo es del orden de 9,01 MPa, que aplicando el factor de seguridad según el coeficiente para una probabilidad de rotura $< 10^{-4}$ (Serrano y Ollalla, 1996), se obtiene una carga admisible para sustrato rocoso Q_{adm} igual o inferior a 6,01 Kg/cm².

ASIENTOS ADMISIBLES

Método de SCHMERTMANN para la cimentación desplantada en el nivel geotécnico 2 (sustrato rocoso alterado): los asientos totales estimados para el caso de cimentación convencional desplantada en el nivel geotécnico 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) 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)
Tipo de terreno	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.

AGUAS FREÁTICAS

Una vez realizados los sondeos no se detectó presencia de agua.

No obstante, en función de la época de año en la que se realicen los trabajos de excavación, puede localizarse presencia de agua en los rellenos o bien en el contacto entre los distintos niveles geotécnicos.

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.

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:

- a) baja cuando la cara inferior del suelo en contacto con el terreno se encuentra por encima del nivel freático.
- b) 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.
- c) 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:

De $K = 10^{-3}$ a $K = 10^{-7}$ cm/s Nivel geotécnico 0, rellenos.
 De $K = 10^{-6}$ a $K = 10^{-10}$ cm/s Nivel geotécnico 1, arcillas con cantos.
 De $K = 10^{-6}$ a $K = 10^{-8}$ cm/s Nivel geotécnico 2, sustrato rocoso alterado
 De $K = 10^{-4}$ a $K = 10^{-9}$ cm/s Nivel geotécnico 3, sustrato rocoso

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)

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 de 547 en el N.G. 0 y 0 en los N.G. 1 y 3 por lo que no son agresivos y por lo tanto no será necesario el uso de cementos sulforresistentes.

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

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

Pamplona, marzo 2025

ANEXO 1

Mapa geológico y Leyenda

[illegible]

ANEXO 2

Registros y fotografías del sondeo

Batería	Diámetro	Profundidad (m)	Espesor (m)	Columna litológica	Descripción de materiales	Nivel freático	R.Q.D.				Grado de meteorización		Prof. (m)	S.P.T.	PLT	C.S.	Densidad hum/seca g/cm³	Humedad %	Límites Atterberg Lp	Granulometría % pasa 0.4-0.08	Sulfatos mg/kg	Clasificación Casagrande/AASHTO	FOTOGRAFÍAS SONDEO.
				20			40	60	80	V	IV	III		II	I	N15							
BW	113		0,60		Rellenos antrópicos heterogéneos.																		
		1	0,60		Sustrato rocoso alterado grado III-II. Arcillas margosas y margas arcillosas de tonos ocre.																		
		2	2,20																				
TD	86		2,80		Sustrato rocoso sano. Margas grises que presentan fracturas subhorizontales y a 45° de espaciado decimétrico.																		
		3																					
		4	3,20																				
			5																				
			6																				
			7																				
			8																				
			9																				
			10																				
			11																				

ANEXO 3

**Ensayo 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

www.geea.es

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

Obra: Cubrición de pistas de padel, UPNA, Pamplona (Navarra)

Cliente: UNIVERSIDAD PÚBLICA DE NAVARRA

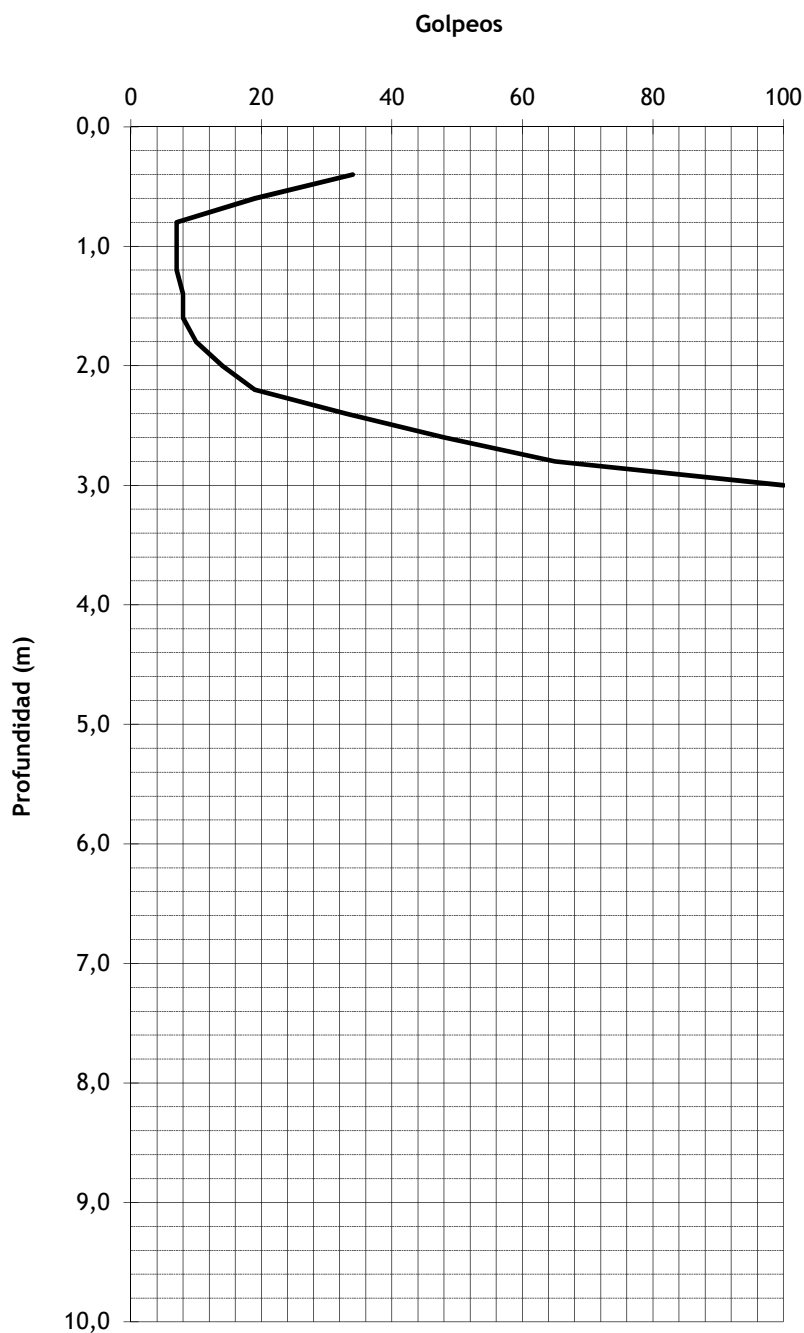
Ref. Inf.: IRGE 2868 0225

Penetración N°: P-1

Referencia: G19229

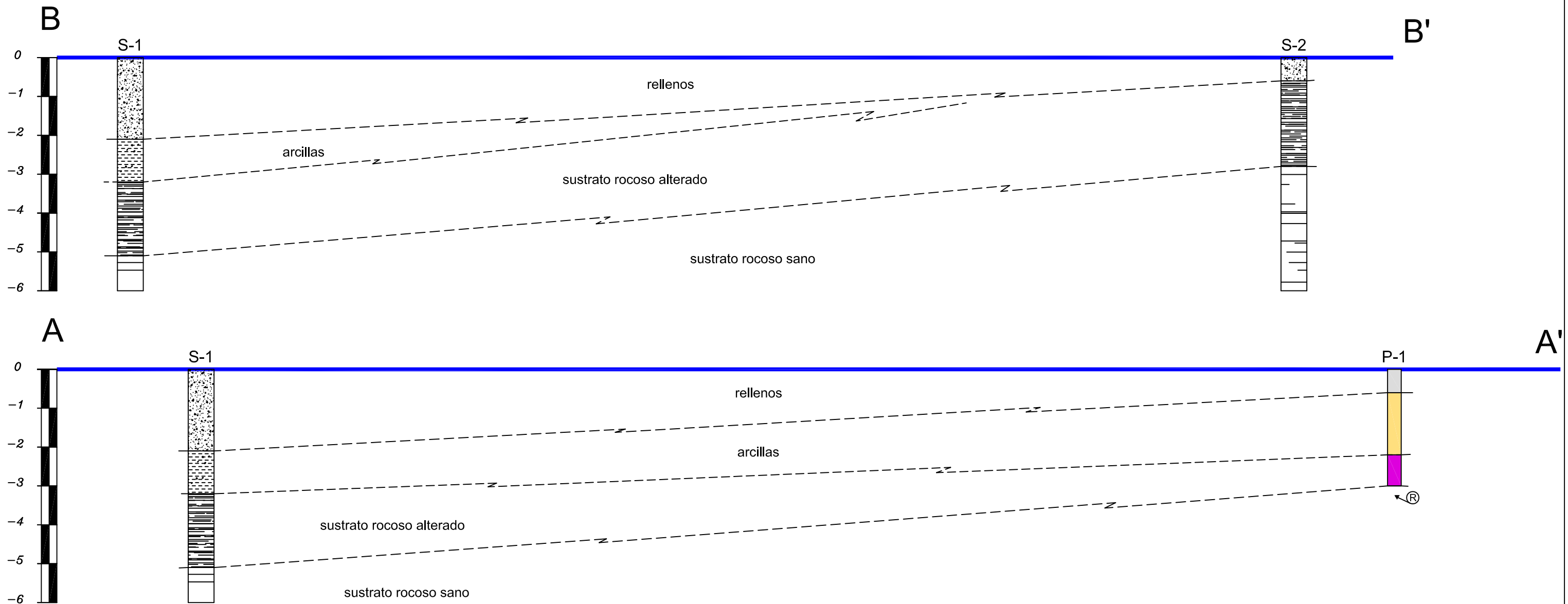
Fecha: 28 de febrero de 2025

Prof. (m)	Nº Golpes(N20)
0.00-0.20	
0.20-0.40	34
0.40-0.60	19
0.60-0.80	7
0.80-1.00	7
1.00-1.20	7
1.20-1.40	8
1.40-1.60	8
1.60-1.80	10
1.80-2.00	14
2.00-2.20	19
2.20-2.40	33
2.40-2.60	48
2.60-2.80	65
2.80-3.00	RECHAZO
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	



ANEXO 4

Perfil de correlación



LEYENDA SONDEOS Y PENETRÓMETROS



ANEXO 5

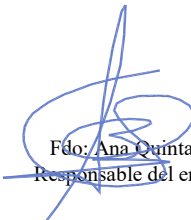
Boletín de los ensayos de laboratorio

	GEEA GEÓLOGOS S.L.		Ensayo DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL DE UN SUELO	
	Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11		Norma UNE 103300/93	
			<i>Acta n°</i> AN078064	<i>N° Copia</i> Copia 1. UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA

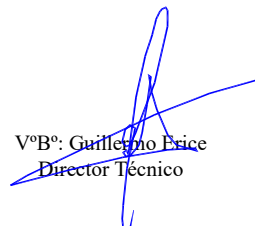
Referencia Muestra....	N21370	Referencia Informe.....	EN-583
PROCEDENCIA	SONDEO	REF. CLIENTE	S2 3,3 A 3,6 METROS
TIPO DE MUESTRA	ALTERADA	PETICIONARIO	UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA
FECHA ENTRADA	4 DE MARZO DE 2025	DEN. OBRA	CUBRICION PISTA DE PADEL

DATOS ENSAYO	
TARA + SUELO + AGUA (g) =	1633,00
TARA + SUELO (g) =	1566,27
TARA (g) =	830,00

RESULTADO DEL ENSAYO	
HUMEDAD NATURAL (%)	9,06


 Fdo: Ana Quintanar
 Responsable del ensayo




 VºBº: Guillermo Erice
 Director Técnico

 GEEA GEÓLOGOS S.L. Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11	Ensayo DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD DE UN SUELO	
	Norma UNE 103301/94	
	Acta n° AN078065	N° Copia Copia 1. UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA

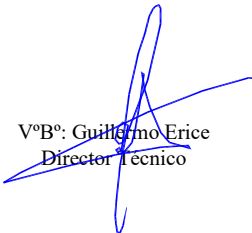
Referencia Muestra....	N21370	Referencia Informe.....	EN-583
PROCEDENCIA	SONDEO	REF. CLIENTE	S2 3,3 A 3,6 METROS
TIPO DE MUESTRA	ALTERADA	PETICIONARIO	UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA
FECHA ENTRADA	4 DE MARZO DE 2025	DEN. OBRA	CUBRICION PISTA DE PADEL

DATOS ENSAYO	
PESO MUESTRA HUMEDA (g) =	74,50
PESO CON PARAFINA (g) =	98,30
PESO SUMERGIDO (g) =	43,20
HUMEDAD (%)=	9,06

RESULTADO DEL ENSAYO	
DENSIDAD HÚMEDA (g/cm3) =	2,60
DENSIDAD SECA (g/cm3) =	2,38


Fdo: Ana Quintanar
Responsable del ensayo



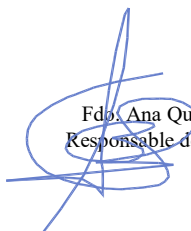

VºBº: Guillermo Erice
Director Técnico

	GEEA GEÓLOGOS S.L. Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11	Ensayo TALLADO, REFRENTADO Y ROTURA DE PROBETAS CILINDRICAS DE ROCA	
		Norma UNE 22950/90	
		Acta n° AN078066	N° Copia Copia 1. UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA

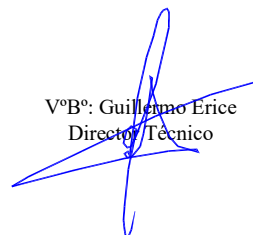
Referencia Muestra....	N21370	Referencia Informe.....	EN-583
PROCEDENCIA	SONDEO	REF. CLIENTE	S2 3,3 A 3,6 METROS
TIPO DE MUESTRA	ALTERADA	PETICIONARIO	UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA
FECHA ENTRADA	4 DE MARZO DE 2025	DEN. OBRA	CUBRICION PISTA DE PADEL

DATOS PROBETA			
PESO (g)	1542,00	SUP. BASE (cm ²)	39,59
DIAMETRO. (mm)	71,00	VOL. PROBETA (cm ³)	593,88
ALTURA (mm)	150,00	DENS. PROB. (g/cm3)	2,60

RESULTADO DEL ENSAYO	
LECTURA PRENSA (Tm)	3,23
ESBELTEZ	2,11
COEFICIENTE (K)	0,99
CARGA ROTURA CORREGIDA	3,25
TENSIÓN DE ROTURA (Kg/cm ²)	82,1


Fdo. Ana Quintanar
Responsable del ensayo




VºBº: Guillermo Erice
Director Técnico

Estella, 14 DE MARZO DE 2025

HOJA 3 DE 4

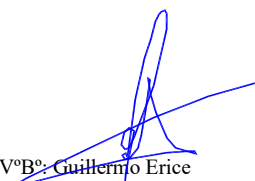
	GEEA GEÓLOGOS S.L.		<i>Ensayo</i>	SUELOS AGRESIVOS DETERMINACION ION SULFATO
	Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11		<i>Norma</i>	UNE 83963:08/ Erratum 11
			<i>Acta n°</i> AN078067	<i>N° Copia</i> Copia 1. UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA

Referencia Muestra....	N21370	Referencia Informe.....	EN-583
PROCEDENCIA	SONDEO	REF. CLIENTE	S2 3,3 A 3,6 METROS
TIPO DE MUESTRA	ALTERADA	PETICIONARIO	UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA
FECHA ENTRADA	4 DE MARZO DE 2025	DEN. OBRA	CUBRICION PISTA DE PADEL

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


 Fdo: Ana Quintanar
 Responsable del ensayo




 VºBº: Guillermo Erice
 Director Técnico

Estella,

14 DE MARZO DE 2025

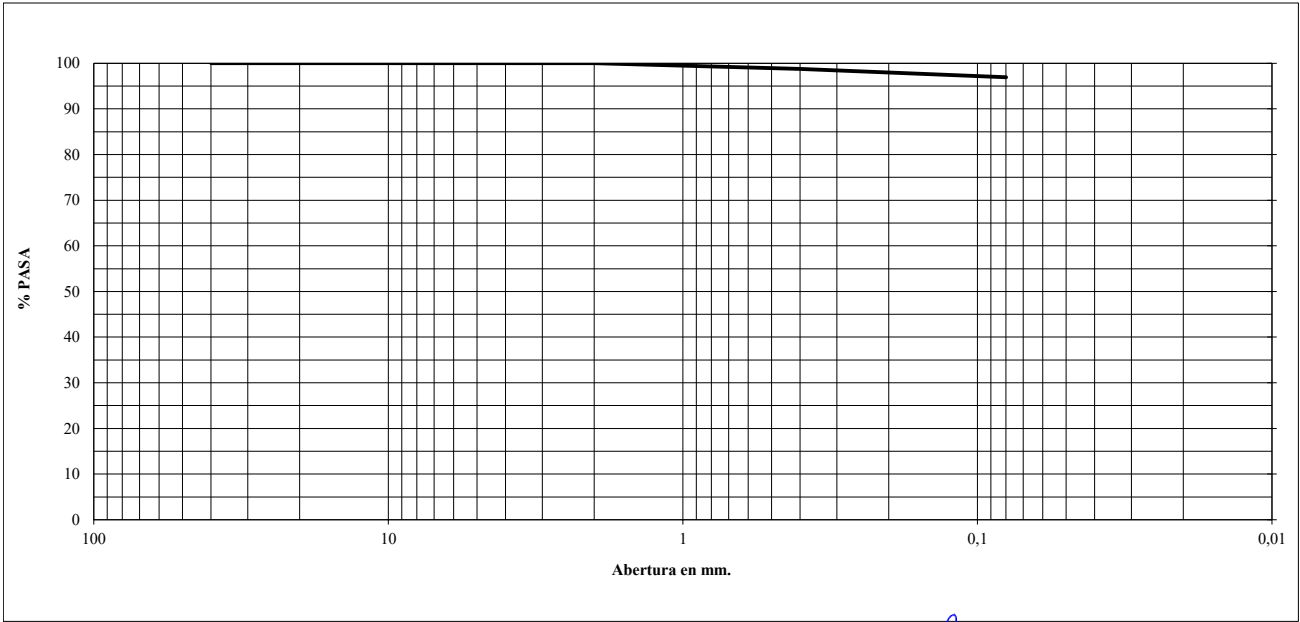
HOJA 4 DE 4

 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 AN078068	Nº Copia Copia 1. UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA

Referencia Muestra....	N21371	Referencia Informe.....	EN-583
PROCEDENCIA	SONDEO	REF. CLIENTE	S1 2,4 METROS
TIPO DE MUESTRA	ALTERADA	PETICIONARIO	UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA
FECHA ENTRADA	4 DE MARZO DE 2025	DEN. OBRA	CUBRICION PISTA DE PADEL

CALCULOS PREVIOS		
A	Muestra total seca al aire	124,5
B	Gruesos lavados	0,0
$C = (A - B) * f$	Fracción fina seca	124,4
$D = (B + C)$	Muestra total seca	124,4
E	Frac. fina ensayada seca al aire	124,5
$F = E * f$	Frac. fina ensayada seca	124,4
		1,0

CALCULO CURVA GRANULOMETRICA POR TAMIZADO					
Tamiz U.N.E.	Tamiz ASTM	Retenido entre tamices		Pasa en muestra total	
		gs. en parte fina ensayada	gs. 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			124,4	100
0,4	40	1,6	1,6	122,9	99
0,08	200	2,3	2,3	120,6	97



Fdo: Ana Quintanar
Responsable del ensayo



VºBº Guillermo Erice
Director Técnico

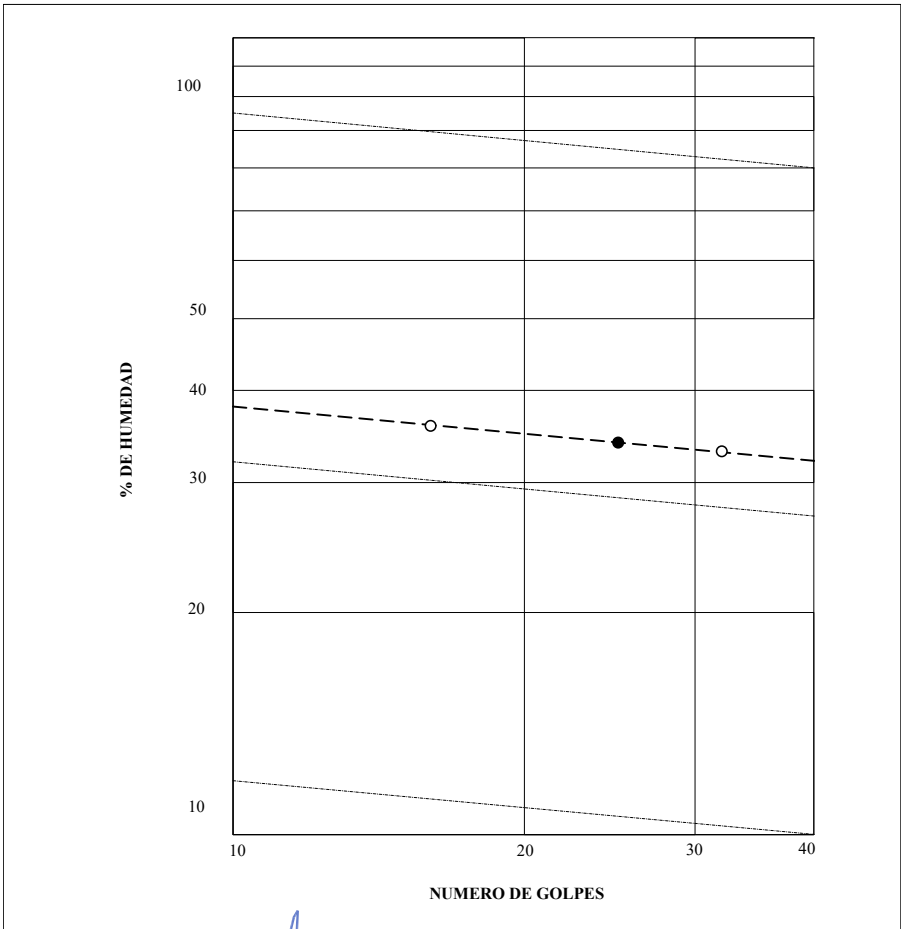
Estella
14 DE MARZO DE 2025

HOJA 1 DE 3

 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> AN078069	<i>N° Copia</i> Copia 1. UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA

Referencia Muestra.... N21371	Referencia Informe..... EN-583
PROCEDENCIA SONDEO	REF. CLIENTE S1 2,4 METROS
TIPO DE MUESTRA ALTERADA	PETICIONARIO UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA
FECHA ENTRADA 4 DE MARZO DE 2025	DEN. OBRA CUBRICION PISTA DE PADEL

CALCULO LIMITE LIQUIDO				CALCULO LIMITE PLASTICO			
-	Nº de golpes	16	32	-	Referencia tara	3	5
-	Referencia tara	4	13	a=(t+s+a)-(t+s)	Agua	1,05	1,15
a=(t+s+a)-(t+s)	Agua	1,41	1,21	t+s+a	Tara + suelo + agua	23,05	25,31
t+s+a	Tara + suelo + agua	14,44	14,61	t+s	Tara + suelo	22,00	24,16
t+s	Tara + suelo	13,03	13,40	t	Tara	17,28	18,89
t	Tara	9,09	9,74	s=(t+s)-t	Suelo	4,72	5,27
s=(t+s)-t	Suelo	3,94	3,66	w=100*(a/s)	% Humedad	22,2	21,8
w=100*(a/s)	% Humedad	35,8	33,1				



RESULTADOS DEL ENSAYO	
LIMITE LIQUIDO =	34,0
LIMITE PLASTICO =	22,0
INDICE PLASTICIDAD =	12,0

Fdo: Ana Quintanar
Responsable del ensayo



VºBº: Guillermo Eriee
Director Técnico

Estella

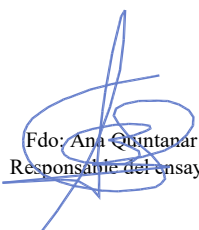
14 DE MARZO DE 2025

HOJA 2 DE 3

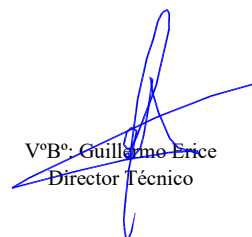
	GEEA GEÓLOGOS S.L.		<i>Ensayo</i>	SUELOS AGRESIVOS DETERMINACION ION SULFATO
	Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11		<i>Norma</i>	UNE 83963:08/ Erratum 11
			<i>Acta n°</i> AN078070	<i>N° Copia</i> Copia 1. UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA

Referencia Muestra....	N21371	Referencia Informe.....	EN-583
PROCEDENCIA	SONDEO	REF. CLIENTE	S1 2,4 METROS
TIPO DE MUESTRA	ALTERADA	PETICIONARIO	UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA
FECHA ENTRADA	4 DE MARZO DE 2025	DEN. OBRA	CUBRICION PISTA DE PADEL

RESULTADO ENSAYO	
SO ₄ ⁼ (mg/kg de suelo seco)=411600*m/M	
SO₄⁼ (mg/kg de suelo seco)	0


 Fdo: Ana Quintanar
 Responsable del ensayo




 VºBº: Guillermo Erice
 Director Técnico

Estella

14 DE MARZO DE 2025

HOJA 3 DE 3

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.		Ensayo DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL DE UN SUELO	
	Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11		Norma UNE 103300/93	
			<i>Acta n°</i> AN078064	<i>N° Copia</i> Copia 1. UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA

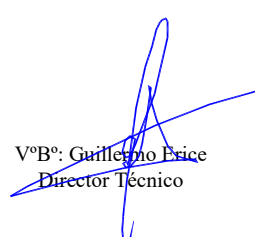
Referencia Muestra....	N21370	Referencia Informe.....	EN-583
PROCEDENCIA	SONDEO	REF. CLIENTE	S2 3,3 A 3,6 METROS
TIPO DE MUESTRA	ALTERADA	PETICIONARIO	UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA
FECHA ENTRADA	4 DE MARZO DE 2025	DEN. OBRA	CUBRICION PISTA DE PADEL

DATOS ENSAYO	
TARA + SUELO + AGUA (g) =	1633,00
TARA + SUELO (g) =	1566,27
TARA (g) =	830,00

RESULTADO DEL ENSAYO	
HUMEDAD NATURAL (%)	9,06


 Fdo: Ana Quintanar
 Responsable del ensayo



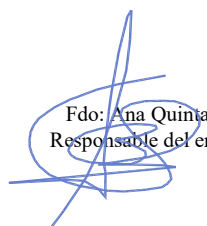

 VºBº: Guillermo Erice
 Director Técnico

 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 LA DENSIDAD DE UN SUELO	
	<i>Norma</i> UNE 103301/94	
	<i>Acta n°</i> AN078065	<i>N° Copia</i> Copia 1. UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA

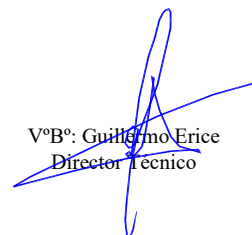
Referencia Muestra....	N21370	Referencia Informe.....	EN-583
PROCEDENCIA	SONDEO	REF. CLIENTE	S2 3,3 A 3,6 METROS
TIPO DE MUESTRA	ALTERADA	PETICIONARIO	UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA
FECHA ENTRADA	4 DE MARZO DE 2025	DEN. OBRA	CUBRICION PISTA DE PADEL

DATOS ENSAYO	
PESO MUESTRA HUMEDA (g) =	74,50
PESO CON PARAFINA (g) =	98,30
PESO SUMERGIDO (g) =	43,20
HUMEDAD (%)=	9,06

RESULTADO DEL ENSAYO	
DENSIDAD HÚMEDA (g/cm3) =	2,60
DENSIDAD SECA (g/cm3) =	2,38


Fdo: Ana Quintanar
Responsable del ensayo




VºBº: Guillermo Erice
Director Técnico

Estella,

14 DE MARZO DE 2025

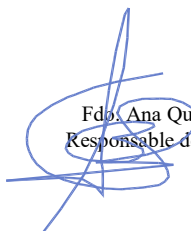
HOJA 2 DE 4

	GEEA GEÓLOGOS S.L. Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11	Ensayo TALLADO, REFRENTADO Y ROTURA DE PROBETAS CILINDRICAS DE ROCA	
		Norma UNE 22950/90	
		Acta n° AN078066	N° Copia Copia 1. UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA

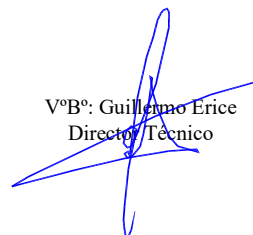
Referencia Muestra....	N21370	Referencia Informe.....	EN-583
PROCEDENCIA	SONDEO	REF. CLIENTE	S2 3,3 A 3,6 METROS
TIPO DE MUESTRA	ALTERADA	PETICIONARIO	UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA
FECHA ENTRADA	4 DE MARZO DE 2025	DEN. OBRA	CUBRICION PISTA DE PADEL

DATOS PROBETA			
PESO (g)	1542,00	SUP. BASE (cm ²)	39,59
DIAMETRO. (mm)	71,00	VOL. PROBETA (cm ³)	593,88
ALTURA (mm)	150,00	DENS. PROB. (g/cm3)	2,60

RESULTADO DEL ENSAYO	
LECTURA PRENSA (Tm)	3,23
ESBELTEZ	2,11
COEFICIENTE (K)	0,99
CARGA ROTURA CORREGIDA	3,25
TENSIÓN DE ROTURA (Kg/cm ²)	82,1


Fdo. Ana Quintanar
Responsable del ensayo




VºBº: Guillermo Erice
Director Técnico

Estella, 14 DE MARZO DE 2025

HOJA 3 DE 4

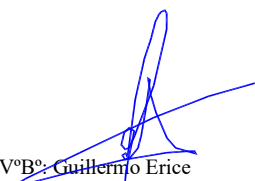
	GEEA GEÓLOGOS S.L.		<i>Ensayo</i>	SUELOS AGRESIVOS DETERMINACION ION SULFATO
	Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11		<i>Norma</i>	UNE 83963:08/ Erratum 11
			<i>Acta n°</i> AN078067	<i>N° Copia</i> Copia 1. UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA

Referencia Muestra....	N21370	Referencia Informe.....	EN-583
PROCEDENCIA	SONDEO	REF. CLIENTE	S2 3,3 A 3,6 METROS
TIPO DE MUESTRA	ALTERADA	PETICIONARIO	UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA
FECHA ENTRADA	4 DE MARZO DE 2025	DEN. OBRA	CUBRICION PISTA DE PADEL

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


 Edo: Ana Quintanar
 Responsable del ensayo




 VºBº: Guillermo Erice
 Director Técnico

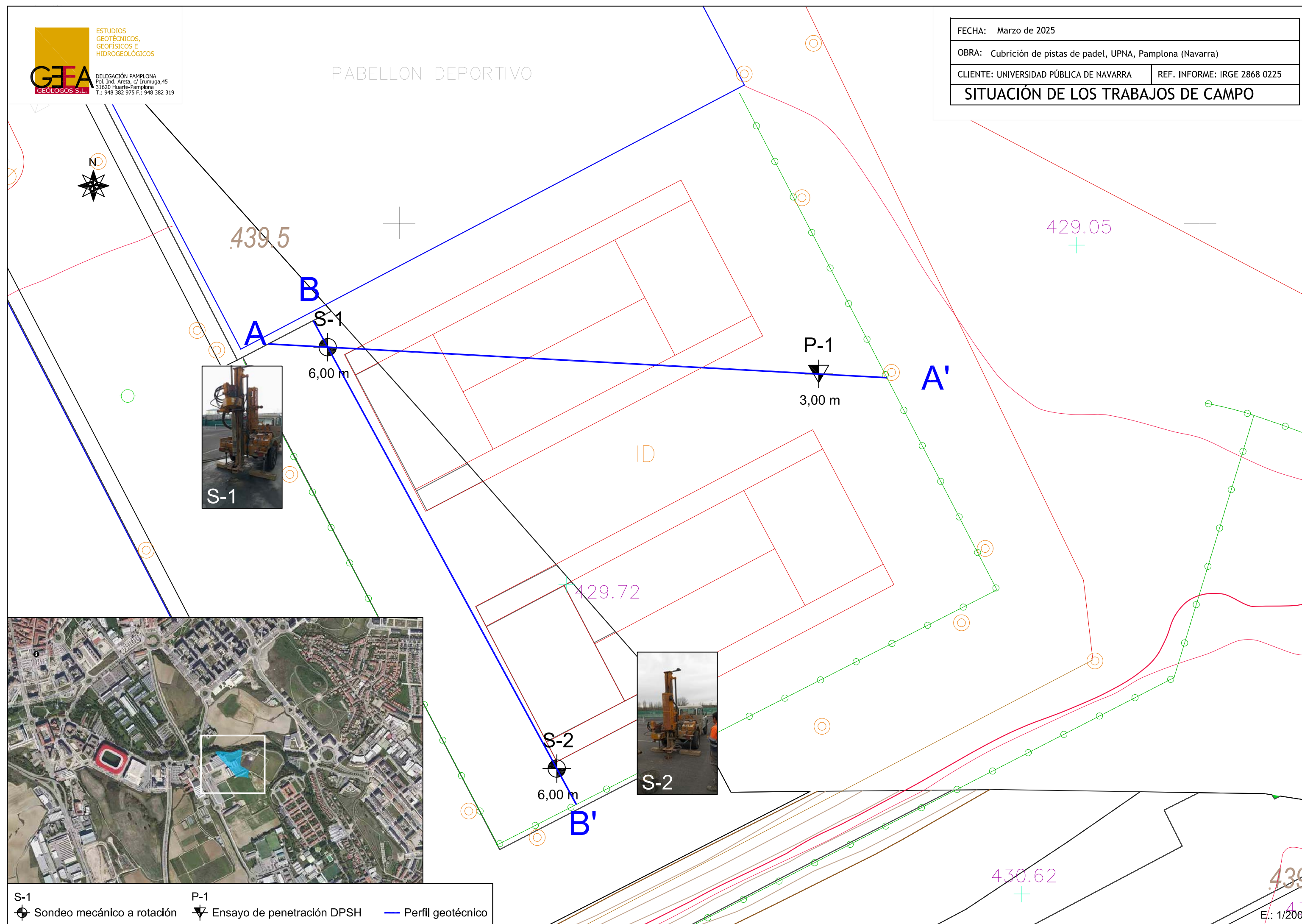
Estella,

14 DE MARZO DE 2025

HOJA 4 DE 4

ANEXO 6

Plano de ubicación de los ensayos





**INFORME GEOTÉCNICO PARA LAS GRADAS Y EDIFICIO DE VESTUARIOS
DEL NUEVO CAMPO DE SOFTBOL EN LA UNIVERSIDAD PÚBLICA DE NAVARRA,
ARANGUREN (NAVARRA)**

CLIENTE: CM10 GESTIÓN DE EVENTOS DEPORTIVOS SC

Pamplona, abril de 2024

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	3
2. METODOLOGÍA	6
3. CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO	7
3.1. MARCO GEOLÓGICO. CARTOGRAFÍA	7
3.2. HIDROLOGÍA	8
3.3. SISMICIDAD.....	8
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 22476-2:2008/A1:2014).....	14
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 3	20
6.3. CÁLCULO CARGA ADMISIBLE NIVEL GEOTÉCNICO 2.....	22
7. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	23
8. SOLUCIONES DE CIMENTACIÓN	27
8.1. TIPOLOGÍA CIMENTACIÓN	27
8.1.1. Cimentación mediante losa desplantada en el N.G. 1.	27
8.2. ESTIMACIÓN DE ASIENTOS	27
9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	31

ANEXOS

ANEXO 1: Mapa geológico y leyenda

ANEXO 2: Registro y fotografías del sondeo

ANEXO 3: Ensayo de Penetración Dinámica DPSH

ANEXO 4: Perfil de correlación

ANEXO 5: Boletines de los ensayos de laboratorio

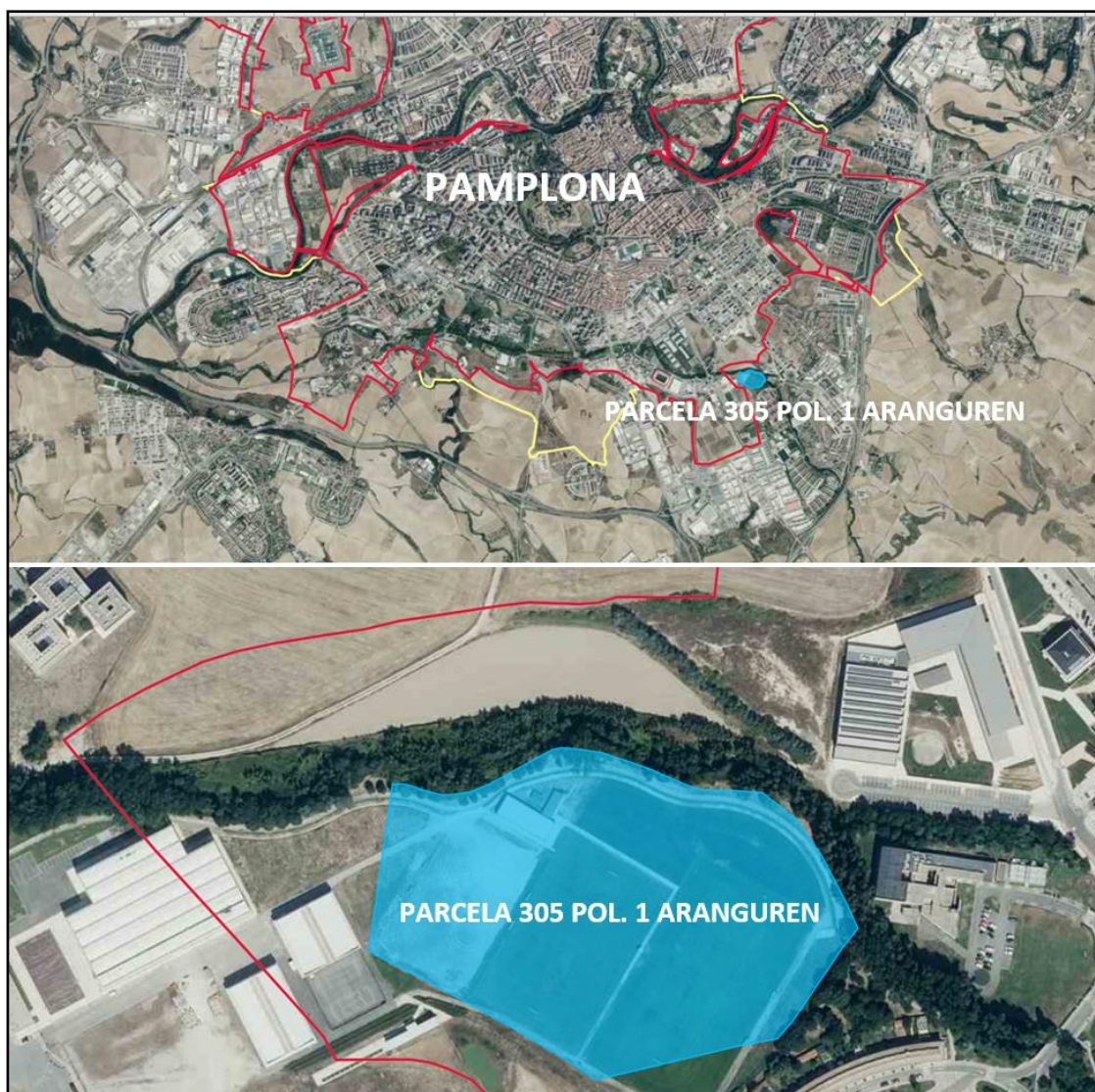
ANEXO 6: Plano de ubicación de ensayos

INFORME: IRGE 2690 0224

Revisión	Fecha entrega	Descripción
IRGE 2690 0224.01	10/04/2024	Entrega informe

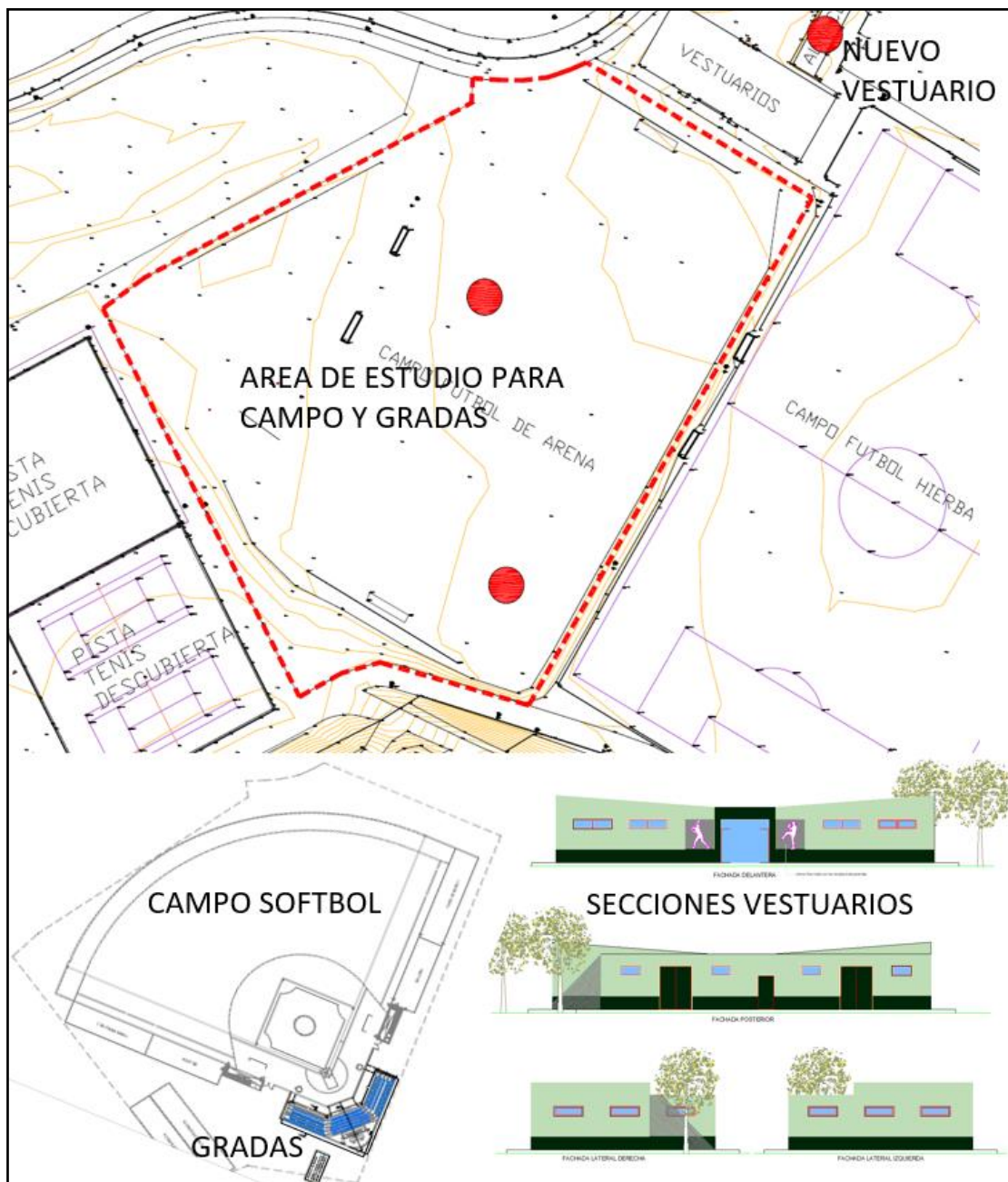
1. INTRODUCCIÓN

Se solicita a GEEA Geólogos S.L., a requerimiento de CM10 GESTIÓN DE ENVENTOS DEPORTIVOS SC, la redacción del estudio geotécnico para la construcción de un campo de Softbol y edificio de vestuarios en parte de la parcela 305 del Polígono 1 de Aranguren (Navarra) en las instalaciones de la Universidad Pública de Pamplona (Navarra)



Ubicación en ortofoto Sitna 2023 parcela objeto de estudio.

A continuación, se incluye la distribución del campo de softbol, gradas y nuevo vestuario en el área objeto de estudio.



Ubicación de las distintas estructuras proyectadas.

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 abril de 2024.

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. Estudios previos realizados en la zona.

Cumplimiento CTE

1. Campo Softbol con una superficie de irregular de 7750 m² aproximadamente, y vestuarios con una superficie en planta de 16 m x 5 m.
2. Nº de ensayos realizados en campo: 3 sondeos mecánicos con extracción continua de testigo y 2 ensayo 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

- Descripción geológica, hidrogeológica y sísmica (apartado 3).
- Reconocimiento geotécnico, tipo ensayos y profundidades (apartado 4).
- Ensayos de laboratorio (apartado 5).
- Cálculo de cargas admisibles (apartado 6).
- Parámetros geotécnicos, espesores, litologías (apartado 7).
- Tipología de cimentación y asientos (apartado 8).
- 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 del Eoceno, 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 centimétricos conocida como Margas de Pamplona, de edad Bartonense- Priabonense. La zona objeto de estudio se sitúa concretamente sobre las Margas de Ilundain que presentan características similares a las Margas de Pamplona. Están formadas por un conjunto muy homogéneo de margas grises nodulosas con intercalaciones centimétricas de niveles de calcarenitas.

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·g, según la Norma Sismorresistente (NCSR-02). Según la misma norma se ha calculado un valor del coeficiente C ponderado del terreno $C = 1,10$ 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 1,50 m infrayacente son de tipo II y los restantes como tipo I.

	0,03504	$a_c = S \times \rho \times a_b$	
ab Aceleración sísmica básica	0,04		
ρ coeficiente adimensional de riesgo	1	1,0 Normal imp. 1,3 Especial Imp.	
S Coeficiente de ampliación del terreno	0,88	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	1,10		
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			

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, fi-

guran 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), Araguren - 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.

4. RECONOCIMIENTO GEOTÉCNICO

Para establecer las características geotécnicas del área objeto de estudio, se ha realizado un reconocimiento que ha consistido en la ejecución de tres sondeos mecánicos con extracción continua de testigo y dos ensayos de penetración dinámica tipo D.P.S.H., ubicados a petición del solicitante tal y como queda indicado en la siguiente ortofoto:



Ubicación en Google Earth de los ensayos realizados en la zona 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.

La penetración dinámica permite 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:

Entre el 29 de febrero y 4 de marzo de 2024 se realizaron tres 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

S1	S2	S3	N.G.	DESCRIPCIÓN DE LA LITOLOGÍA ATRAVESADA
0,00 - 0,15 m	0,00 - 0,30 m	0,00 - 0,30 m	0	Rellenos antrópicos heterogéneos.
0,15 - 3,90 m	0,30 - 4,00 m	0,30 - 4,50 m	1	Arcillas grises que contienen cantos subredondeados de tamaño mm a cm de forma dispersa.
3,90 - 4,60 m	4,00- 5,30 m	4,50 - 5,10 m	2	Gravas formadas por cantos de tamaños mm a cm de formas subredondeadas en matriz arcilloarenosa de tonos marrones y grises.
4,60 - 5,50 m	5,30 - 6,10 m	5,10- 5,80 m	3	Sustrato rocoso alterado grado IV-III: formado por unas arcillas margosas y margas arcillosas que han perdido su consistencia original y van alcanzando estados más sanos en profundidad.
5,50 - 6,08 m	--	5,80 - 6,25 m	4	Sustrato rocoso, formado por las Margas grises de Pamplona.
2,23 m	2,10 m	4,10 m		N.F.

4.2. ENSAYOS “In Situ” (S.P.T.)

Dentro de los trabajos llevados a cabo durante la ejecución de los sondeos, se han realizado once 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 22476-3/2006. 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 hincan en el suelo una longitud de 60 cm con-

tando 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	1,55-2,15	2-5-6-5 (11)	1
1	2	3,00-3,60	0-0-0-0 (0)	1
1	3	4,50-5,10	6-23-42-49 (>50)	3
1	4	6,00-6,08	50(R↓8)	4
2	1	1,50-2,10	2-6-6-10 (12)	1
2	2	4,60-5,20	8-5-1-4 (6)	2
2	3	5,80-6,00	15-50(R↓6)	3
3	1	1,60-2,20	3-4-4-7 (8)	1
3	2	3,00-3,60	3-5-6-8 (11)	1
3	3	4,50-5,10	8-12-13-14 (25)	2
3	4	6,20-6,25	50(R↓6)	4

4.3. ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA (UNE EN ISO 22476-2:2008/A1:2014)

Se han realizado dos ensayos de penetración dinámica para estimar las cargas admisibles de las litologías atravesadas en el sondeo de reconocimiento. El ensayo se ha 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 hincada 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 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 hinca:

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/N₂₀= 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:

	S3	S2	S1	Norma
Referencia	N20117	N20116	N20115	
Litología	Arcillas	Agua	Gravas	
Profundidad (m)	2,00	2,00	4,00	
Límites Atterberg: LL/LP/IP	40/25/15	--	29/18/10	UNE 103103/94 103104/93
% pasa tamiz 0,08/0,4/2	94/99/100	--	31/39/56	UNE 103103/95
Sulfatos (mg/kg SO₄²⁻)	0	--	0	UNE 83963:08 / Erratum 11
Sulfatos (mg/l SO₄²⁻)	--	538,72	--	UNE 83956:08
Clasificación SUCS/AASHTO	CL/A-6	--	SM-C/A-2	

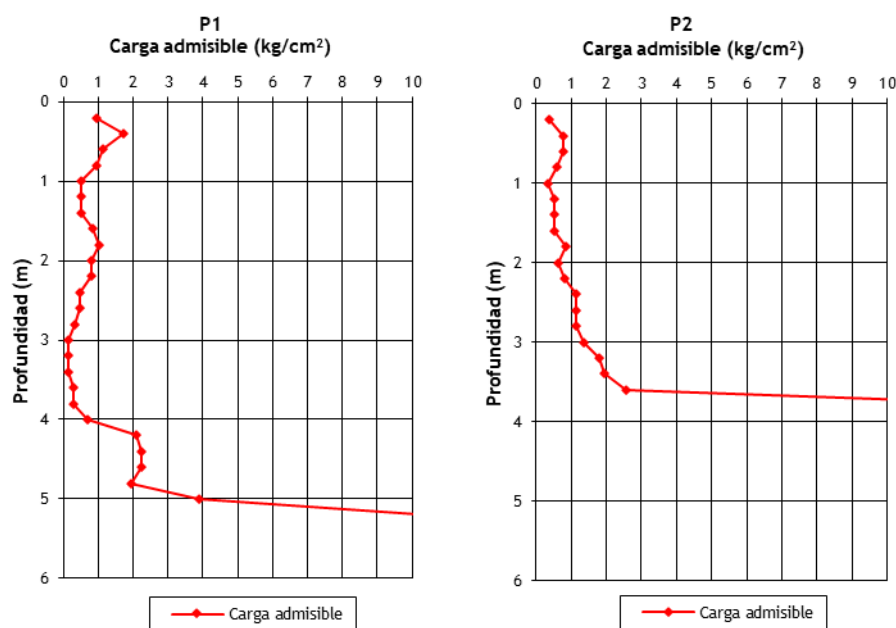
6. CÁLCULO DE CARGAS ADMISIBLES

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 del ensayo se indica en el anexo 6 del presente informe. En el anexo 3 se incluye la gráfica correspondiente al ensayo.

A partir de la interpretación del ensayo 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 los mismos en el momento de su realización.

A continuación, se incluye la gráfica obtenida en el ensayo realizado:



A partir de esta gráfica y correlacionándola con los materiales identificados en los sondeos realizados, se estiman las siguientes cargas:

- Nivel geotécnico 0, rellenos antrópicos. No se le asigna carga admisible ya que no son aptos para el desplante de la cimentación y deberán ser previamente retirados.
- Nivel geotécnico 1, arcillas con cantos, con cargas admisibles que varían entre

0,50 y 1,00 kg/cm² en función de la concentración de cantos, que puntualmente descienden hasta los 0,20 kg/cm² coincidiendo con la presencia del nivel freático.

- Nivel geotécnico 2, gravas con cargas admisibles que varían entre 2,00 y 3,00 kg/cm² en función de la concentración de cantos. Considerando la testificación del sondeo 3, se estima que en el ensayo P2 se ha producido un falso rechazo al ensayo en estos materiales.
- Nivel geotécnico 3, sustrato rocoso alterado con cargas admisibles que varían entre 3,00 kg/cm² y valores superiores a 3,00 kg/cm² conforme se van alcanzando estados más sanos de la roca.

A partir de los sondeos mecánicos y el ensayo D.P.S.H realizado, se han elaborado dos perfiles de correlación que se incluye en el anexo 4 del presente informe. En los perfiles se estima la distribución de los distintos niveles geotécnicos identificados en los sondeos e interpretado en el penetrómetro.

Se debe insistir que el perfil de resistencias aportado por el ensayo 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 consideramos los golpes obtenidos en los ensayos D.P.S.H. y SPT realizados:

- N.G. 1, arcillas con cantos, con un N₃₀ de 5.
- N.G. 2, gravas, con un N₃₀ de 16.
- N.G. 3, sustrato rocoso alterado, con un N₃₀ de 45.

6.2. CÁLCULO DE CARGAS ADMISIBLES niveles geotécnicos 1 y 3

Para verificar la capacidad portante de los niveles geotécnicos 1 y 3 (arcillas con cantos y sustrato rocoso alterado respectivamente), contamos con un N₃₀ de 5 y 45 obtenido a partir de los ensayos de resistencia realizados.

A partir de estos valores y usando correlaciones, obtenemos una compresión simple de 0,63 kg/cm² para el N.G. 1 y 5,63 kg/cm² para el N.G. 3.

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 per-

miten evaluar el aporte de capacidad soporte debido a la residencia 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 cimient
- 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 0,31 kg/cm² para el N.G. 1 y 2,81 kg/cm² 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:

$$\text{Nivel geotécnico 1: } P_{vh} = 0,31 \times 5,14 = 1,59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Nivel geotécnico 3: } P_{vh} = 2,81 \times 5,14 = 14,44 \text{ Kg/cm}^2$$

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.

$$\text{Nivel geotécnico 1, } q_{adm} = P_{vh}/3 = 1,59/3 = 0,53 \text{ Kg/cm}^2 \approx 0,50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Nivel geotécnico 3, } q_{adm} = P_{vh}/3 = 14,44/3 = 4,81 \text{ Kg/cm}^2 \approx 3,50 \text{ Kg/cm}^2$$

6.3. CÁLCULO CARGA ADMISIBLE NIVEL GEOTÉCNICO 2

Para el cálculo de la tensión admisible del Nivel geotécnico 2 (gravas) se ha empleado el N_{30} de 15 obtenido a partir de los ensayos de resistencia D.P.S.H. y SPT 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

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

ZAPATAS SUPERIORES A 1,20 m

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

Donde:

$$N = N_{30}$$

S = asiento, 1 pulgada

D = empotramiento cimentación en m

B= ancho zapata (m)

Los resultados obtenidos son los siguientes:

ZAPATAS INFERIORES A 1,20 m

Cimentación Ancho zapata (m)	según CTE kg/cm ²
1,50	1,76
2,00	1,61
2,50	1,53

ZAPATAS SUPERIORES A 1,20 m

Cimentación Ancho zapata (m)	según CTE kg/cm ²
0,80	1,83
1,00	1,83
1,20	1,83

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 1,50 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.

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 5 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. En la siguiente tabla se muestra la profundidad y espesor al que se localiza este horizonte en los puntos muestreados:

N.G. 0, rellenos	S1	S2	S3	P1	P2
Cota estimada boca ensayo	428,85	428,85	429,60	429,70	429,80
Profundidad techo (m) referida a boca ensayo	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Profundidad base (m) referida boca ensayo	0,15	0,30	0,30	0,30	0,30
Espesor (m)	0,15	0,30	0,30	0,30	0,30

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

- **Nivel geotécnico 1, arcillas con cantos.** Horizonte formado por arcillas que contienen cantos de tamaños milimétricos-centimétricos de forma dispersa. En la siguiente tabla se indica el espesor de estos materiales.

N.G. 1, arcillas con cantos	S1	S2	S3	P1	P2
Cota estimada boca ensayo	428,85	428,85	429,60	429,70	429,80
Profundidad techo (m) referida a boca ensayo	0,15	0,30	0,30	0,30	0,30
Cota estimada techo N.G. 1	428,70	428,55	429,30	429,40	429,50
Profundidad base (m) referida boca ensayo	3,90	4,00	4,50	4,00	3,40
Espesor (m)	3,75	3,70	4,20	3,70	3,10

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

Naturaleza: cohesiva

Consistencia: media

Densidad natural: 1,80-1,85 gr/cm³ (bibliográfico)

Angulo de rozamiento interno Φ_u : 0 (N₃₀- 5)

Resistencia a la compresión simple, q_u : 0,63 kg/cm² (N₃₀- 5)

Cohesión sin drenaje c_u : 0,31 kg/cm² (N₃₀- 5)

Módulo elástico: 42,25 kg/cm² (N₃₀- 5)

Angulo de rozamiento interno Φ' : 23° (estimado)

Cohesión c' : 0 (saturado) - 0,05 kg/cm² (estimado)

Carga admisible: 0,50 kg/cm²

Módulo balasto: $K_{\phi 30} = 1,63 \text{ kg/cm}^3$; $K_{30 \times 30} = 1,38 \text{ kg/cm}^3$ (N₃₀- 5)

Clasificación SUCS AASTHO: CL/A-6

Micropilotaje:

Resistencia unitaria por fuste(q_{hf}): 0,54 kg/cm²*

Pilotaje:

Resistencia unitaria por fuste (q_{hf}): 0,24 kg/cm²

Resistencia unitaria por punta(q_{hp}): 2,81 kg/cm²

- **Nivel geotécnico 2, gravas;** nivel geotécnico formado por unas gravas heterométricas subredondeadas y subangulosas en matriz arcilloarenosa con pasadas de arenas. 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	S3	P1	P2
Cota estimada boca ensayo	428,85	428,85	429,60	429,70	429,80
Profundidad techo (m) referida a boca ensayo	3,90	4,00	4,50	4,00	3,40
Cota estimada techo N.G. 2	424,95	424,85	425,10	425,70	426,40
Profundidad base (m) referida boca ensayo	4,60	5,30	5,10	4,80	3,80*
Espesor (m)	0,70	1,30	0,60	0,80	0,40

*Falso rechazo

Los parámetros geotécnicos estimados para este nivel geotécnico con el N₃₀ promedio obtenido a partir de los ensayos de resistencia realizados son los siguientes:

Naturaleza: granular

Compacidad: compacta

Densidad: 2,00-2,05 gr/cm³ (bibliográfico)

Angulo de rozamiento interno Φ_u : 31,44° (N₃₀- 15)

*Cohesión sin drenaje c_u : 0,00 kg/cm² (N_{30-15})**Módulo elástico: 198,18 kg/cm² (N_{30-15})**Angulo de rozamiento interno Φ' : 30° (estimado)**Cohesión c' : 0,00 (tramo saturado) - 0,08 kg/cm² (estimado)**Carga admisible: 1,50 kg/cm²**Módulo balasto: $K_{\phi 30} = 7,85 \text{ kg/cm}^3$; $K_{30 \times 30} = 6,65 \text{ kg/cm}^3$ (N_{50-15})**Clasificación Casagrande/AASHTO: SM-C/A-2**Micropilotaje:**Resistencia unitaria por fuste (q_{hf}): 0,77* kg/cm²**Pilotaje:**Resistencia unitaria por fuste (q_{hf}): 0,38 kg/cm²**Resistencia unitaria por punta (q_{hp}): 30,00 kg/cm²*

- **Nivel geotécnico 3, sustrato rocoso alterado, grado alteración IV-III.** Horizonte formado por unas arcillas margosas, margas arcillosas 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. 3, sustrato rocoso alterado	S1	S2	S3	P1	P2
Cota estimada boca ensayo	428,85	428,85	429,60	429,70	NO SE ALCANZA
Profundidad techo (m) referida a boca ensayo	4,60	5,30	5,10	4,80	
Cota estimada techo N.G. 3	424,25	423,55	424,50	424,90	
Profundidad base (m) referida boca ensayo	5,50	6,10	5,80	5,40	
Espesor (m)	0,90	0,80	0,70	0,60	

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

*Naturaleza: cohesiva**Consistencia: dura**Densidad húmeda/seca: 2,04/2,10 gr/cm³ (bibliografía)**Angulo de rozamiento interno, Φ_u : 0 (N_{30-45})**Resistencia a la compresión simple, q_u : 5,63 kg/cm² (N_{30-45})**Cohesión sin drenaje, c_u : 2,81 kg/cm² (N_{30-45})**Módulo elástico: 339,38 kg/cm² (N_{30-45})**Angulo de rozamiento interno, Φ' : 25° (estimado)**Cohesión c' : 0,45 kg/cm² (estimado)**Carga admisible: 3,50 kg/cm².**Módulo balasto: $K_{\phi 30} = 14,72 \text{ kg/cm}^3$; $K_{30 \times 30} = 12,46 \text{ kg/cm}^3$ (N_{30-45})*

Micropilotaje:*Resistencia unitaria por fuste(q_{hf}): 2,04* kg/cm²***Pilotaje:***Resistencia unitaria por fuste (q_{hf}): 0,70 kg/cm²**Resistencia unitaria por punta(q_{hp}): 21,38 kg/cm²*

- **Nivel geotécnico 4, sustrato rocoso.** Horizonte formado por las Margas grises de Pamplona. En la siguiente tabla se muestra la profundidad y espesor al que se localiza este horizonte en los puntos muestreados:

N.G. 3, sustrato rocoso alterado	S1	S2	S3	P1	P2
Cota estimada boca ensayo	428,85	NO SE ALCANZA	429,60	429,70	NO SE ALCANZA
Profundidad techo (m) referida a boca ensayo	5,50		5,80	5,40	
Cota estimada techo N.G. 3	423,35		423,80		
Profundidad (m) alcanzada en sondeo	6,08		6,25	*	

* Se correlaciona la profundidad a la que se obtiene el rechazo al ensayo con el techo del sustrato rocoso.

* 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 valores indicados son para una inyección 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 en ellos se propone que la cimentación de los vestuarios y las gradas proyectados se realice mediante una losa tal y como se describe a continuación:

8.1.1. Cimentación mediante losa desplantada en el N.G. 1.

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.

- En este caso se recomienda la realización de una cimentación mediante losa desplantada en el N.G. 1 con una tensión de diseño igual o inferior a **0,50 kg/cm²** una vez eliminado el espesor de rellenos y un empotramiento de 0,50 m referido a la rasante de ejecución de los ensayos.

8.2. ESTIMACIÓN DE ASIENTOS

8.2.1. 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:

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

Siendo:

q = presión unitaria

B = Ancho de la cimentación

E = Modulo elástico

$M = 1 - \nu^2$

A = Lado mayor

$N = 1 - \nu - 2\nu^2$

$n = z/B$

$m = A/B$

ϕ_1 y ϕ_2 = 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 3,50 m de espesor medio y N_{30} de 5 a partir del cual estimamos un módulo elástico de $E = 42,25 \text{ Kg/cm}^2$ (Bowles) y $\nu=0,33$.
- Gravas con 1,00 m de espesor medio y N_{30} de 15 a partir del cual estimamos un módulo elástico de $E = 198,18 \text{ Kg/cm}^2$ (Bowles) y $\nu=0,33$.
- Sustrato rocoso alterado con un de espesor de 1,50 m y N_{30} de 45 a partir del cual se estima un módulo elástico de $E = 339,38 \text{ Kg/cm}^2$ y $\nu=0,33$
- Sustrato rocoso sano con un módulo elástico de $E = 5000 \text{ Kg/cm}^2$ (estimado a partir de experiencias previas) y $\nu=0,25$

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

TENSIONES ADMISIBLES

Nivele geotécnico 1 (arcillas con cantos):

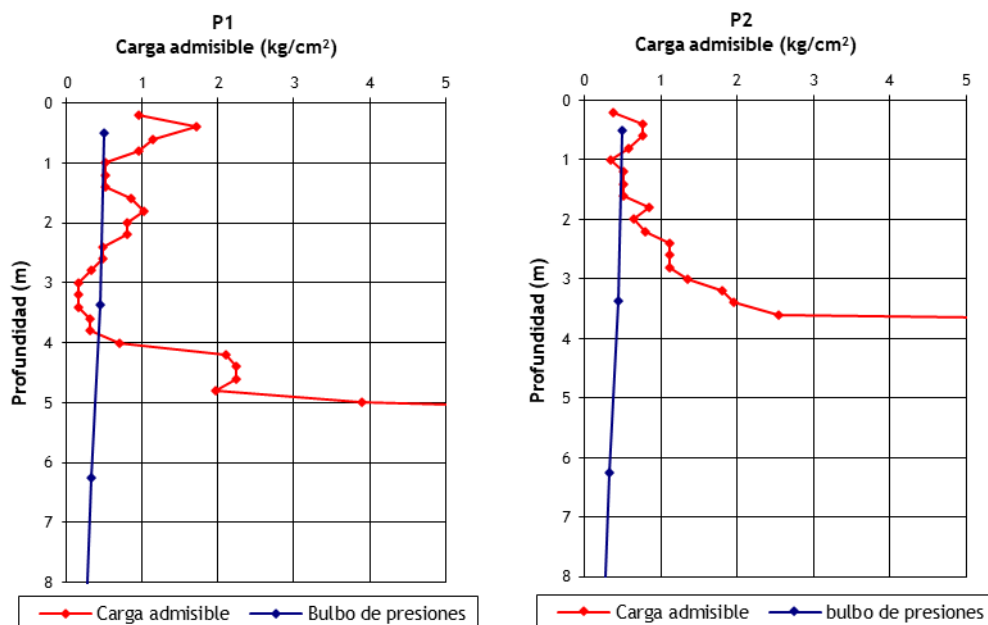
Aplicando los parámetros obtenidos a la formulación de Terzaghi, obtenemos que la presión de hundimiento para el horizonte cohesivo es:

$$\text{Nivel geotécnico 1: } P_{vh} = 0,31 \times 5,14 = 1,59 \text{ Kg/cm}^2$$

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.

$$\text{Nivel geotécnico 1, } q_{adm} = P_{vh}/3 = 1,59/3 = 0,53 \text{ Kg/cm}^2 \approx 0,50 \text{ Kg/cm}^2$$

A continuación, se incluye el bulbo de presiones generado por la losa de los vestuarios (23,20 m x 11,50 m) desplantada a -0,50 m de profundidad con una tensión de diseño de 0,50 kg/cm² (línea azul) frente a la carga admisible del terreno (línea roja):



ASIENTOS ADMISIBLES

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

VESTUARIOS

El asiento obtenido para este edificio mediante este método para una losa de 23,20 m x 11,50 m y una *tensión admisible* de 0,50 kg/cm² y considerando una afección de bulbo de 17,25 m, para una losa flexible es de S = 3,20 cm en el centro de la losa y de 0,70 cm en las esquinas de la misma y un asiento medio de 2,60 cm para una losa rígida.

GRADAS

El asiento obtenido para las gradas mediante este método para una losa de 9,00 m x 4,66 m (dimensión de la grada en la parte más ancha de la misma coincidiendo con el vértice del campo) y una *tensión admisible* de 0,50 kg/cm² y considerando una afección de bulbo de 7,00 m, para una losa flexible es de S = 3,10 cm en el centro de la losa y de 0,80 cm en

Para las distintas opciones de cimentaciones propuestas hay que tener en cuenta los asientos máximos propuestos en la Norma NBE-AE-88, tal y como se indican en la siguiente tabla

Tipo de edificio	Asiento máximo (mm)	
	Arenas	Arcillas
Obras de tipo monumental	12	25
Edificios de hormigón armado de gran rigidez	35	50
Edificios de hormigón armado flexibles Estructuras metálicas hiperestáticas Edificios con muros de fábrica	50	75
Estructuras metálicas isostáticas Estructuras de madera Estructuras provisionales	>50	>75

AGUAS FREÁTICAS

Una vez realizados los sondeos se detectó la presencia de agua en los tres sondeos realizado a las siguientes profundidades: -2,23 m (S1), -2,10 m (S2) y -4,10 m en S3.

Considerando la proximidad de la zona objeto de estudio al cauce del río Sadar, se trata de un nivel freático y va estar influenciada por la dinámica fluvial-nival, con lo que el nivel freático puede manifestar oscilaciones bruscas que puedan afectar puntualmente a la edificación proyectada.

Con la profundidad de cimentación indicada no se alcanza el nivel freático, no obstante, se aconseja prever drenes laterales en los trasdoses de los muros y la evacuación de estas aguas fuera del ámbito del edificio.

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 y subpresión sobre cimentación-soleras.

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.

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.

- b) 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.
- c) 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:

- De $K = 10^{-3}$ a $K = 10^{-7}$ cm/s Nivel geotécnico 0, rellenos.
- De $K = 10^{-6}$ a $K = 10^{-10}$ cm/s Nivel geotécnico 1, arcillas con cantos.
- De $K = 10^{-2}$ a $K = 10^{-6}$ cm/s Nivel geotécnico 2, gravas
- De $K = 10^{-6}$ a $K = 10^{-8}$ cm/s Nivel geotécnico 3, sustrato rocoso alterado
- De $K = 10^{-4}$ a $K = 10^{-9}$ cm/s Nivel geotécnico 4, sustrato rocoso

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)

ANÁLITICA DE LABORATORIO

Suelos:

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 $0 \text{ mg/kg SO}_4^{2-}$ por lo que no presentan agresividad.

Agua:

El resultado del ensayo laboratorio realizado al agua indican que el contenido de sulfatos solubles es de $538,72 \text{ mg SO}_4^{2-}/\text{l}$, por lo que presentan ataque débil y se deberán utilizar cementos sulforresistentes para grado de exposición XA1, ataque débil, en todas las estructuras de hormigón soterradas que pueden estar en contacto con el agua.

Pamplona, abril de 2024



Firmado: EDUARDO ARANA RICO, Geólogo. Col. Nº 3.461



Firmado: GUILLERMO ERICE LACABE, Geólogo. Col. Nº 2.577

ANEXO 1

Mapa geológico y Leyenda



GEEA GEÓLOGOS, S.L.

Pamplona: P.I. Areta, C/Irumuga 45, 31.620 Huarte

Estella: P.I. Miguel de Eguía, c/ Zaraputz, 2, 31.200

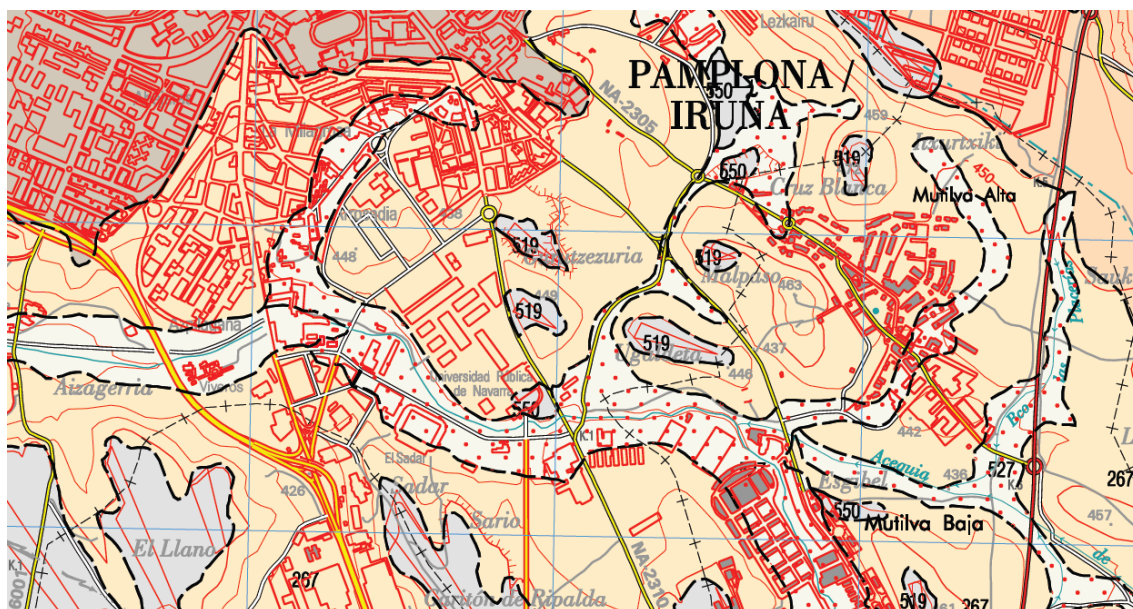
Logroño: Baltasar Gracián nº 11, 1º of. 5, 26.006

Lugar: Campo Softbol y vestuarios en la UPNA, Aranguren (Navarra)

Ref. informe: IRGE 2690 0224

Hoja: Gob. de Navarra 1:25.000 Pamplona (hoja 141-II).

MAPA GEOLÓGICO



LEYENDA

CUATERNARIO	PLEISTOCENO		HOLOCENO				
NEÓG.	MIOC.	Inf.	Apt.	SUPERIOR		542 526 530 543 537 527 519 523	
				MEDIO		521 524 508 515	
				INFERIOR		507 506 510	
PALEÓGENO	OLIGOCENO	Superior	Chattienense	364 367 365 369			
				362 363 361 360			
				369 369 360			
				326 325 324 320			
		Inferior	Arvernienense	321 322 323 320			
				317 319 318			
				316 316			
			Suevienense	314 312 310 309 311			
				306 307 306			
				303 302 306 304			
Hedonense	301 300						
EOCENO	PALEÓGENO	Superior	Priabonense	279 278 277 276			
				275 274 273 272			
		Bartonense	271 270 268				
			266 265 264 263 262 261				

550.- Depósitos antrópicos.

543.- Arcillas, arenas, gravas y bloques. Coluviones.

542.- Arcillas y limos. Depósitos endoreicos.

537.- Arenas, arcillas y gravas. Aluvial-coluvial.

530.- Limos, arcillas y gravas. Cauces abandonados.

536.- Cantos, gravas y arenas. Conos de deyección.

527.- Arcillas, arenas, cantos y gravas. Aluvial.

526.- Limos, arenas y gravas. Llanura de inundación.

519.- Gravas, arenas y arcillas. Glacia.

523.- Arcillas de descalcificación.

515.- Bloques, gravas, cantos, arenas y arcillas. Piedemonte.

510.- Calizas travertínicas.

506 a 508, 521, 524.- Gravas, arenas y arcillas. Terrazas.

CICLO ARAGONESIENSE

368.- Areniscas pardas.

364.- Arcillas, limos y areniscas.

367.- Calizas pulverulentas.

366.- Areniscas rojas.

365.- Arcillas, limos y areniscas.

364.- Conglomerados (Conglomerados Superiores del Perdón).

CICLO AGENIENSE

361.- Calizas blancas.

360.- Areniscas.

359.- Arcillas, limos, areniscas y calizas.

321.- Conglomerados (Conglomerados Inferiores del Perdón).

CICLO ARVERNIENSE

324.- Limolitas, arcillas y margas con capas de areniscas.

317.- Areniscas de grano grueso y microconglomerados, alternando con limos y arcillas.

CICLO SUEVIENSE SUPERIOR

307.- Limolitas y arcillas con láminas de areniscas de "ripple marks" y localmente niveles de yesos y calizas arenosas.

306.- Areniscas, limolitas y arcillas rojas. Localmente conglomerados de cantos yesíferos.

CICLO SUEVIENSE INFERIOR

303.- Yesos (Yesos de Puente la Reina).

302.- Arcillas y yesos (Yesos de Urdinain).

301.- Arcillas y areniscas.

CICLO PRIABONIENSE SUPERIOR

280.- Arenas y areniscas (Areniscas de Galar).

278.- Margas y lutitas (Margas Fajadas).

CICLO PRIABONIENSE INFERIOR-MEDIO

275.- Calcarenitas nodulosas y calizas biocásticas.

274.- Margas con intercalaciones de areniscas (Margas de Ilundain).

273.- Alternancia de areniscas calcáreas y margas (Turbiditas de Tajonar).

CICLO BARTONIENSE-PRIABONIENSE INFERIOR

271.- Calcarenitas y areniscas (Calcarenitas de Gazolaz).

267.- Margas (Margas de Pamplona).

266.- Calcarenitas, margocalizas y margas.

270.- Alternancia de arenas y arcillas (Turbiditas de Huarte).

264.- Calcarenitas.

263.- Calcarenitas y margas (Capas de Urroz).

266.- Margas, limolitas y calcarenitas.

262.- Calcarenitas.

265.- Margocalizas y margas (Turbiditas de Izcue).

261.- Calizas y margas.

ANEXO 2

Registros y fotografías del sondeo

Batería	Diámetro	Profundidad (m)	Espesor (m)	Columna litológica	Descripción de materiales	Nivel freático	R.Q.D.				Grado de meteorización	Prof. (m)	S.P.T.	PLT	C.S.	Densidad hum/seca g/cm³	Humedad %	Límites Atterberg Lp	Granulometría % pasa 0,4-0,08	Sulfatos mg/kg	Clasificación Casagrande/AASHTO	FOTOGRAFÍAS SONDEO.	
														N15	Is (50) Mpa								kg/cm²
BW	113	0,15	0,15		Rettenos antrópicos heterogéneos. Arcillas grisáceas con cantos subredondeados de tamaño mm a cm que se presentan de forma dispersa.							1,55-2,15	2-5-6-5										
		1																					
		2	3,75																				
		3																					
		3,90	4	0,70	Gravas con cantos de tamaño mm a cm subredondeados en matriz arcillo arenosa de tonos marrones y grisáceos.							4,00-4,50					28,6/10,2	39/31	0	SM-C/A-2			
		4,60	5	0,90	Sustrato rocoso alterado grado IV-III formado por unas arcillas margosas y margas arcillosas.							4,50-5,10	6-23-42-49										
BW	86	5,50			Sustrato rocoso sano formado por las margas grises de Pamplona																		
		6,08	6	0,58	FIN DE SONDEO 6,08 m.							6,00-6,08	50(R18)										
		7																					
		8																					
		9																					
		10																					
		11																					

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 0.4-0.08	Sulfatos mg/l	Clasificación Casagrande/AASHTO	FOTOGRAFÍAS SONDEO.
							20	40	60	80	V	IV	III	II	I							
BW	113	0,30	0,30		Rellenos antrópicos heterogéneos.																	
		1			Arcillas grisáceas con cantos subredondeados de tamaño mm a cm que se presentan de forma dispersa.																	
		2	3,70			2,10						1,50-2,10	2-6-6-10									
		3										2,00-2,30										
		4																				
		5	1,30		Gravas con cantos de tamaño mm a cm subredondeados en matriz arcillo arenosa de tonos marrones y grisáceos.							4,60-5,20	8-6-1-4									
		5,30																				
		6	0,80		Sustrato rocoso alterado grado IV-III formado por unas arcillas margosas y margas arcillosas.							5,80-6,00	15-50(R16)									
		6,10			FIN DE SONDEO 6,10 m.																	
		7																				
		8																				
		9																				
		10																				
		11																				



ESTUDIOS GEOTÉCNICOS, GEOFÍSICOS E HIDROGEOLOÓGICOS Delegación PAMPLONA Pol. ind. Areta, c/ Iruñuga 45 31620 HUARTE - PAMPLONA T: 948 382 975 F: 948 382 319					PERFIL LITOLÓGICO SONDEO DE RECONOCIMIENTO												SONDEO:		COORDENADAS UTM				
					OBRA: Campo de softbol y vestuarios p.305 pol. 1 Aranguren (Navarra)						FECHA: 4 de marzo de 2023						SM-3		X: - Y: - Z: -				
					CLIENTE: CM10 Gestión de proyectos deportivos SC						REF.: G17988		REF. INFORME: IRGE 2690 0224										
Batería	Diámetro	Profundidad (m)	Espeor (m)	Columna litológica	Descripción de materiales	Nivel freático	R.Q.D.				Grado de meteorización	Prof. (m)	S.P.T.	PLT	C.S.	Densidad hum/seca g/cm³	Humedad %	Límites Atterberg Lp	Granulometría % pasa 0.4-0.08	Sulfatos mg/kg	Clasificación Casagrande/AASHTO	FOTOGRAFÍAS SONDEO.	
							20	40	60	80	V	IV	III	II	I								
BW	113	0,30	0,30		Rellenos antrópicos heterogéneos.	4,10																	
		1			Arcillas con cantos subredondeados dispersos de tamaño mm a cm.																		
		2																					
		4,20																					
		3																					
		4,50			Gravas en matriz arcilloarenosa de tonos marrones con cantos de tamaño mm a cm subredondeados.																		
		5,10	0,60		Sustrato rocoso alterado grado IV-III formado por unas arcillas margosas y margas arcillosas ocreas.																		
		5,80	0,70		Sustrato rocoso alterado grado IV-III formado por unas arcillas margosas y margas arcillosas ocreas.																		
BW	86	6	0,45		Sustrato rocoso sano formado por las margas grises de Pamplona.																		
		6,25			FIN DE SONDEO 6,25 m.																		
		7																					
		8																					
		9																					
		10																					
		11																					

Tipo de Sonda TP-30

M.I.: Muestra inalterada; R: Rechazo; C.S.: Ensayo de compresión simple. B: Batería simple; T: Batería doble tubo; W: Corona de Widia; D: Corona de diamante; C: Corona de carburo

E.:1/75

ANEXO 3

Ensayo 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

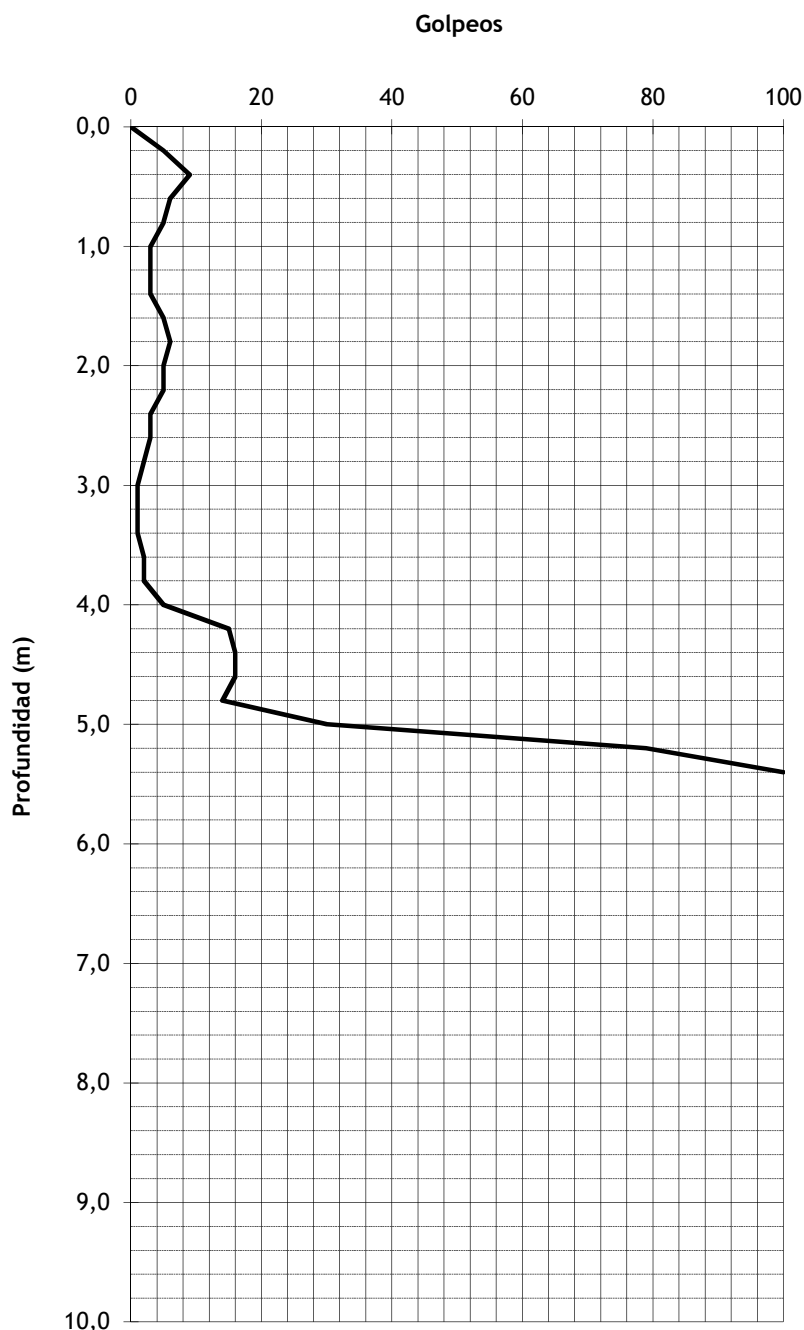
www.geea.es

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

Obra: Campo de softbol y vestuarios p.305 pol. 1 Aranguren (Navarra)
Cliente: CM10 Gestión de proyectos deportivos SC
Ref. Inf.: IRGE 2690 0224

Penetración N°: P-1
Referencia: G17977
Fecha: 29 de febrero de 2024

Prof. (m)	Nº Golpes(N20)
0.00-0.20	5
0.20-0.40	9
0.40-0.60	6
0.60-0.80	5
0.80-1.00	3
1.00-1.20	3
1.20-1.40	3
1.40-1.60	5
1.60-1.80	6
1.80-2.00	5
2.00-2.20	5
2.20-2.40	3
2.40-2.60	3
2.60-2.80	2
2.80-3.00	1
3.00-3.20	1
3.20-3.40	1
3.40-3.60	2
3.60-3.80	2
3.80-4.00	5
4.00-4.20	15
4.20-4.40	16
4.40-4.60	16
4.60-4.80	14
4.80-5.00	30
5.00-5.20	79
5.20-5.40	RECHAZO
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	





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

www.geea.es

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

Obra: Campo de softbol y vestuarios p.305 pol. 1 Aranguren (Navarra)

Cliente: CM10 Gestión de proyectos deportivos SC

Ref. Inf.: IRGE 2690 0224

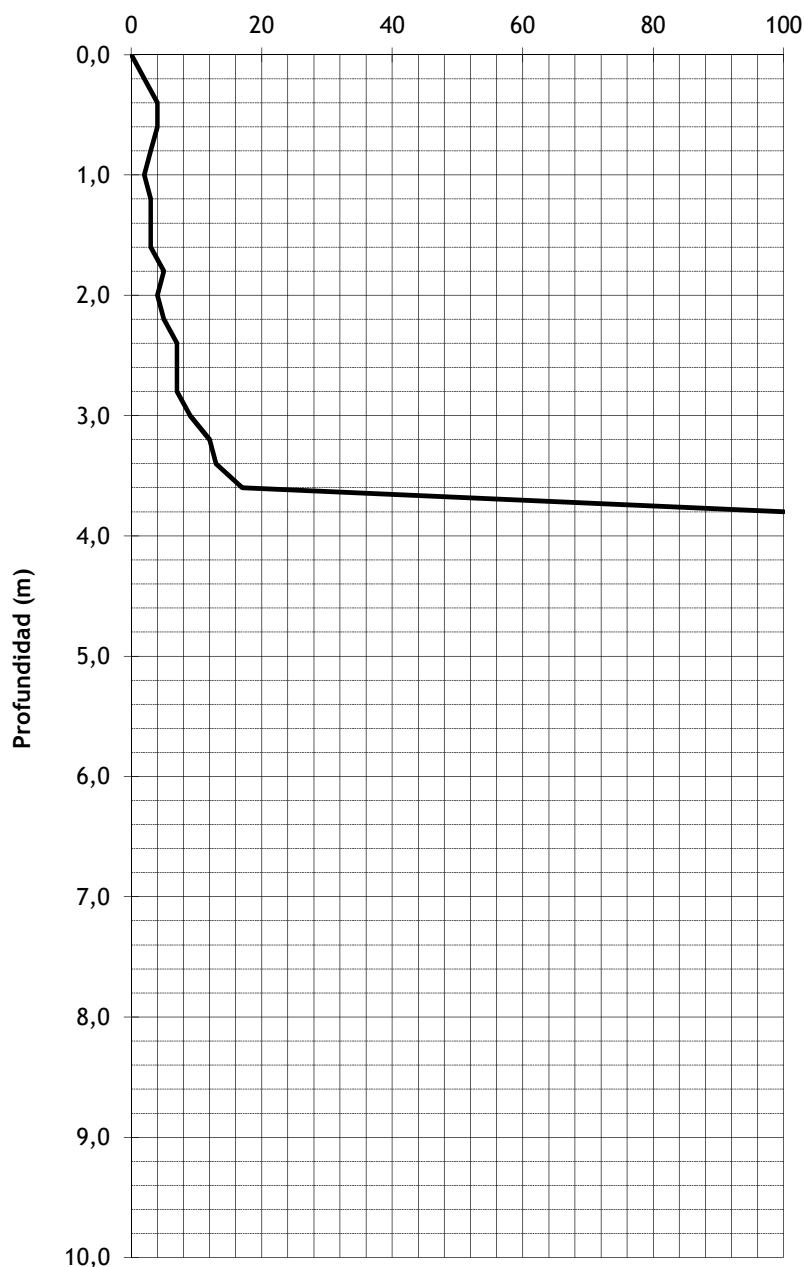
Penetración N°: P-2

Referencia: G17977

Fecha: 29 de febrero de 2024

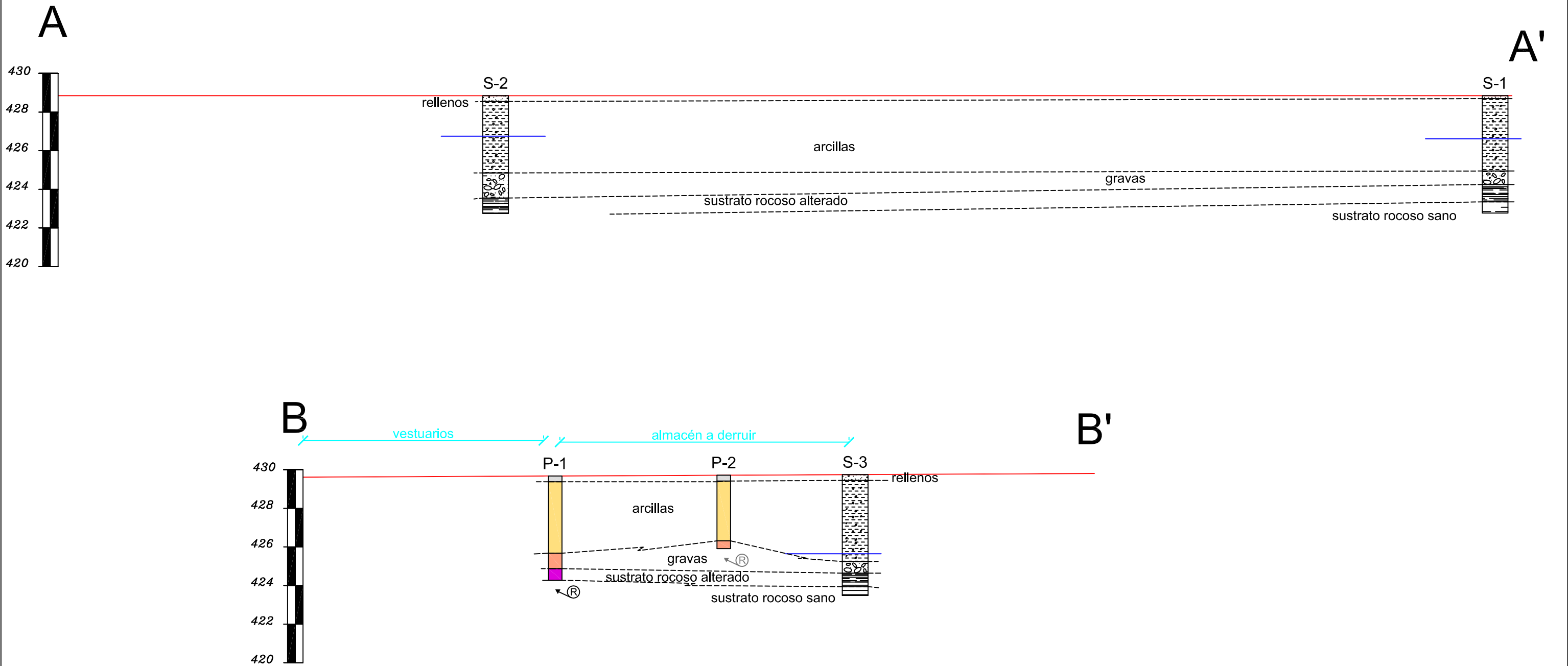
Prof. (m)	Nº Golpes(N20)
0.00-0.20	2
0.20-0.40	4
0.40-0.60	4
0.60-0.80	3
0.80-1.00	2
1.00-1.20	3
1.20-1.40	3
1.40-1.60	3
1.60-1.80	5
1.80-2.00	4
2.00-2.20	5
2.20-2.40	7
2.40-2.60	7
2.60-2.80	7
2.80-3.00	9
3.00-3.20	12
3.20-3.40	13
3.40-3.60	17
3.60-3.80	RECHAZO
3.80-4.00	
4.00-4.20	
4.20-4.40	
4.40-4.60	
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

Perfil de correlación



LEYENDA SONDEOS Y PENETRÓMETROS



ANEXO 5

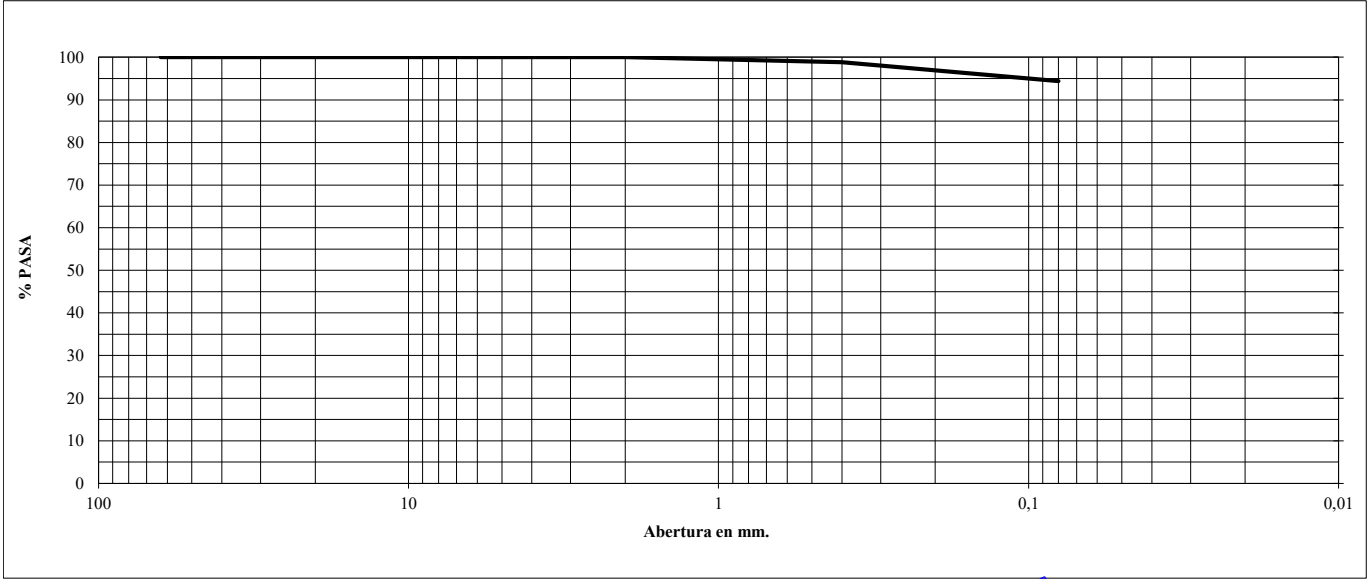
Boletín de los ensayos de laboratorio

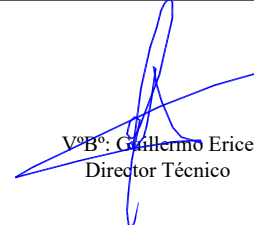
	GEEA GEÓLOGOS S.L. Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11	Ensayo GRANULOMETRÍA DE SUELOS POR TAMIZADO	
		Norma UNE EN ISO 17892-2019	
		Acta nº AN069038	Nº Copia Copia 1. UPNA

Referencia Muestra.... N20117	Referencia Informe..... EN-555
PROCEDENCIA SONDEO	REF. CLIENTE S3 A 2 METROS
TIPO DE MUESTRA INALTERADA	PETICIONARIO UPNA
FECHA ENTRADA 1 DE MARZO DE 2024	DEN. OBRA SOFTBOL

CALCULOS PREVIOS		
<i>A</i>	Muestra total seca al aire	136,2
<i>B</i>	Gruesos lavados	0,0
$C = (A - B) * f$	Fracción fina seca	136,1
$D = (B + C)$	Muestra total seca	136,1
<i>E</i>	Frac. fina ensayada seca al aire	136,2
$F = E * f$	Frac. fina ensayada seca	136,1
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	100
50	2			0,0	100
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			136,1	100
0,4	40	1,6	1,6	134,5	99
0,08	200	6,1	6,1	128,4	94

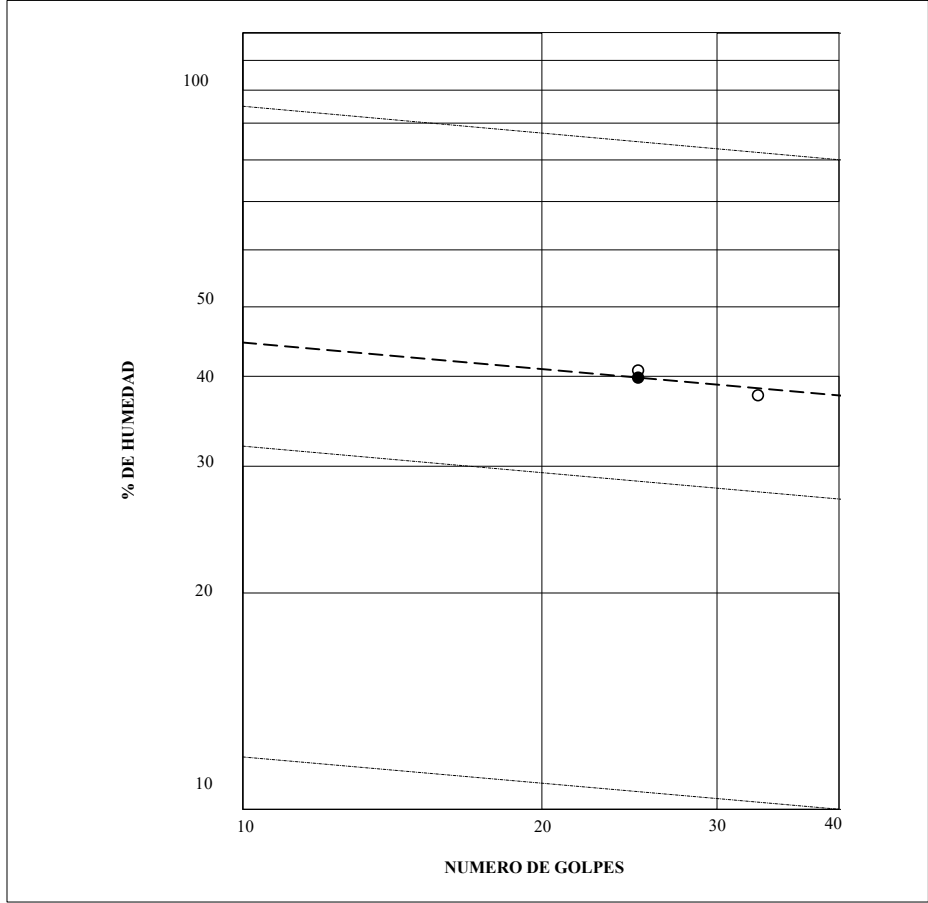


Ayegui,	Ayegui	15 DE MARZO DE 2024		
				Director Técnico

	GEEA GEÓLOGOS S.L. Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11	Ensayo DETERMINACIÓN DE LÍMITES DE ATTERBERG	
		Norma UNE EN ISO 17892 12:2019/A2:2022	
		Acta n° AN069039	N° Copia Copia 1. UPNA

Referencia Muestra.... N20117	Referencia Informe..... EN-555
PROCEDENCIA SONDEO	REF. CLIENTE S3 A 2 METROS
TIPO DE MUESTRA INALTERADA	PETICIONARIO UPNA
FECHA ENTRADA 1 DE MARZO DE 2024	DEN. OBRA SOFTBOL

CALCULO LIMITE LIQUIDO				CALCULO LIMITE PLASTICO			
-	Nº de golpes	25	33	-	Referencia tara	3	5
-	Referencia tara	4	13	$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	1,12	1,65
$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	2,60	2,35	$t+s+a$	Tara + suelo + agua	14,77	17,69
$t+s+a$	Tara + suelo + agua	18,49	17,85	$t+s$	Tara + suelo	13,65	16,04
$t+s$	Tara + suelo	15,89	15,50	t	Tara	9,16	9,28
t	Tara	9,51	9,26	$s=(t+s)-t$	Suelo	4,49	6,76
$s=(t+s)-t$	Suelo	6,38	6,24	$w=100*(a/s)$	% Humedad	24,9	24,4
$w=100*(a/s)$	% Humedad	40,8	37,7				



RESULTADOS DEL ENSAYO	
LIMITE LIQUIDO =	39,8
LIMITE PLASTICO =	24,7
INDICE PLASTICIDAD =	15,1

Fdo: Ana Quintanar
Responsable del ensayo

Ayegui, 15 DE MARZO DE 2024



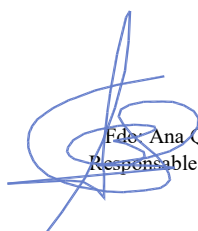
VºBº: Guillermo Erice
Director Técnico

HOJA 2 DE 3

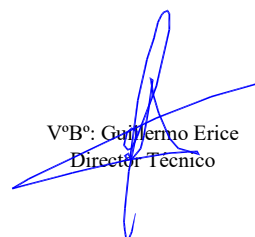
	GEEA GEÓLOGOS S.L.		<i>Ensayo</i>	SUELOS AGRESIVOS DETERMINACION ION SULFATO
	Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11		<i>Norma</i>	UNE 83963:08/ Erratum 11
			<i>Acta n°</i> AN069040	<i>N° Copia</i> Copia 1. UPNA

Referencia Muestra....	N20117	Referencia Informe.....	EN-555
PROCEDENCIA	SONDEO	REF. CLIENTE	S3 A 2 METROS
TIPO DE MUESTRA	INALTERADA	PETICIONARIO	UPNA
FECHA ENTRADA	1 DE MARZO DE 2024	DEN. OBRA	SOFTBOL

RESULTADO ENSAYO	
SO ₄ ⁼ (mg/kg de suelo seco)=411600*m/M	
SO₄⁼ (mg/kg de suelo seco)	0


 Fde: Ana Quintanar
 Responsable del ensayo




 VºBº: Guillermo Erice
 Director Técnico

Ayegui,

15 DE MARZO DE 2024

HOJA 3 DE 3

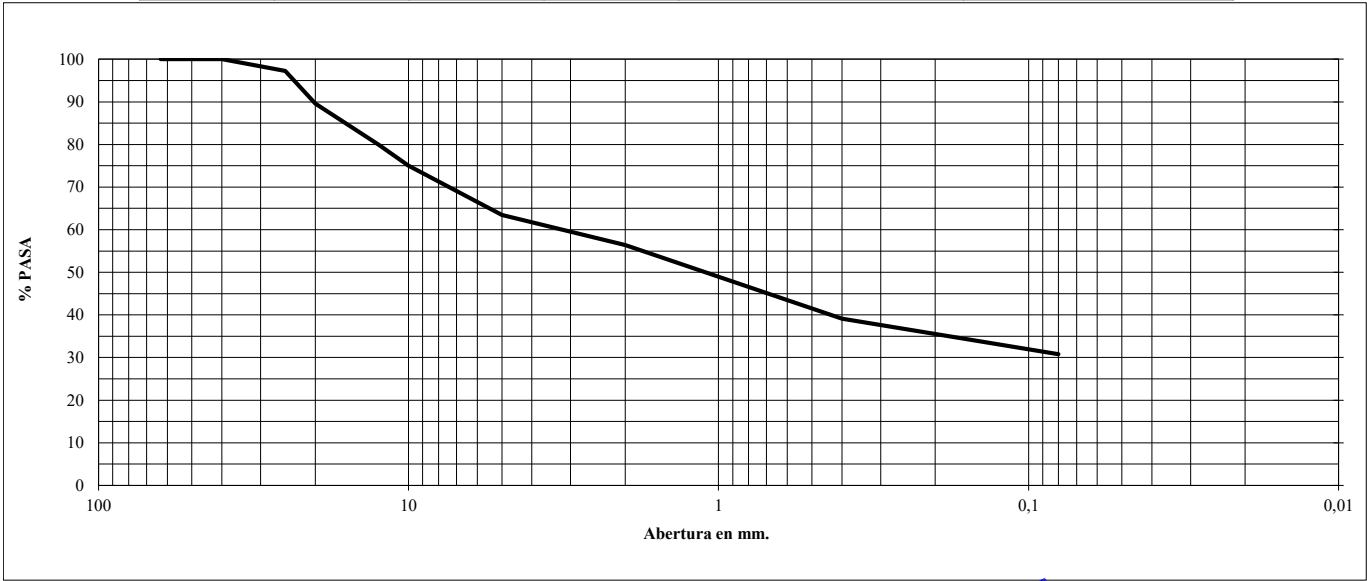
Los resultados hacen referencia a la muestra ensayada. GEEA Geólogos se hace responsable de los mismos tan sólo en el caso de muestras tomadas en obra por su personal.
 Se prohíbe la reproducción del acta sin autorización expresa del Laboratorio.
 Laboratorio inscrito en la lista de "Laboratorios de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

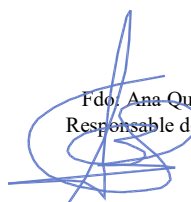
	GEEA GEÓLOGOS S.L. Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11	Ensayo GRANULOMETRÍA DE SUELOS POR TAMIZADO	
		Norma UNE EN ISO 17892-2019	
		Acta n° AN069034	N° Copia Copia 1. UPNA

Referencia Muestra.... N20115	Referencia Informe..... EN-555
PROCEDENCIA SONDEO	REF. CLIENTE S1 DE 4 A 4,5 METROS
TIPO DE MUESTRA INALTERADA	PETICIONARIO UPNA
FECHA ENTRADA 1 DE MARZO DE 2024	DEN. OBRA SOFTBOL

CALCULOS PREVIOS		
<i>A</i>	Muestra total seca al aire	2692,0
<i>B</i>	Gruesos lavados	1173,9
$C = (A - B) * f$	Fracción fina seca	1517,7
$D = (B + C)$	Muestra total seca	2691,5
<i>E</i>	Frac. fina ensayada seca al aire	130,9
$F = E * f$	Frac. fina ensayada seca	130,9
C/F		11,6

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	100
50	2			0,0	100
40	1,5			2691,5	100
25	1		74,8	2616,7	97
20	3/4		205,5	2411,3	90
12,5	1/2		258,1	2153,2	80
10	3/8		133,5	2019,7	75
5	4		312,5	1707,2	63
2	10		189,5	1517,7	56
0,4	40	40,1	465,1	1052,6	39
0,08	200	19,3	223,8	828,8	31

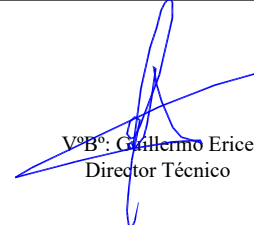




Fdo. Ana Quintanar
Responsable del ensayo



GEEA GEOLOGOS S.L.
Calle Zaraputz, nº 2 - Pol. Ind. Miguel de Eguia
31200 ESTELLA - Navarra
www.geea.es



VºBº: Guillermo Erice
Director Técnico

Ayegui,

Ayegui

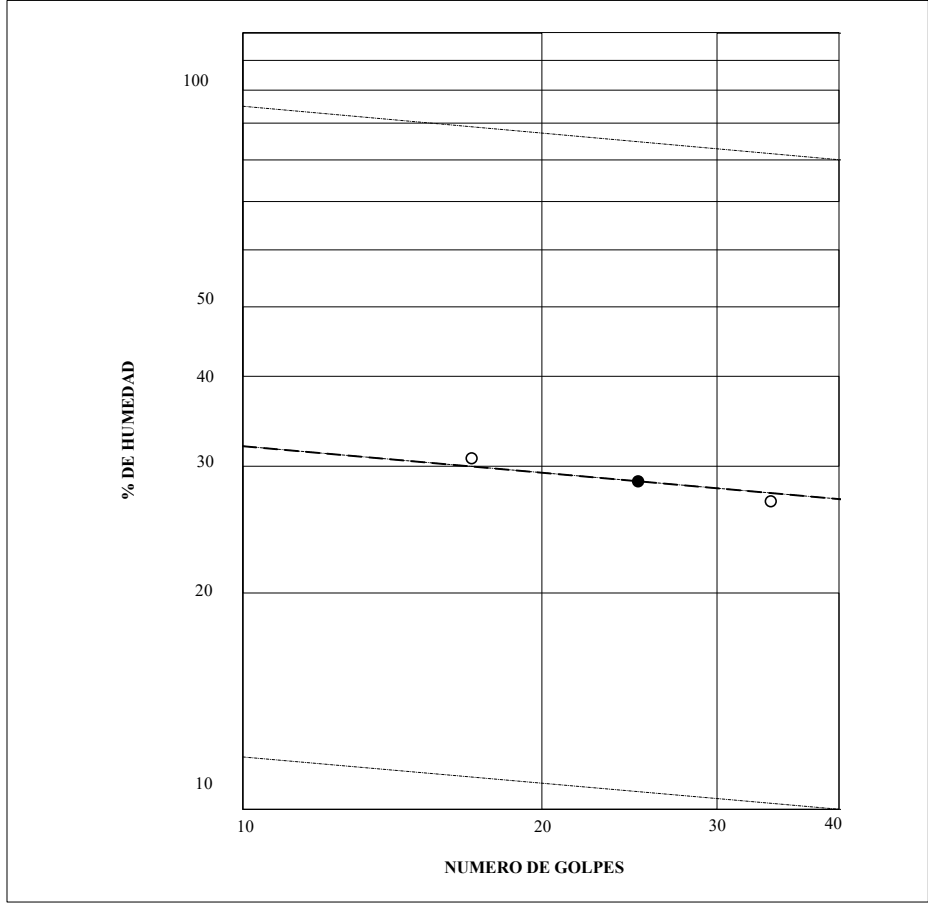
15 DE MARZO DE 2024

HOJA 1 DE 3

	GEEA GEÓLOGOS S.L.		Ensayo	DETERMINACIÓN DE LÍMITES DE ATTERBERG	
	Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11		Norma	UNE EN ISO 17892 12:2019/A2:2022	
			Acta n° AN069035	N° Copia Copia 1. UPNA	

Referencia Muestra....	N20115	Referencia Informe.....	EN-555
PROCEDENCIA	SONDEO	REF. CLIENTE	S1 DE 4 A 4,5 METROS
TIPO DE MUESTRA	INALTERADA	PETICIONARIO	UPNA
FECHA ENTRADA	1 DE MARZO DE 2024	DEN. OBRA	SOFTBOL

CALCULO LIMITE LIQUIDO				CALCULO LIMITE PLASTICO			
-	Nº de golpes	17	34	-	Referencia tara	3	5
-	Referencia tara	4	13	$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	1,01	1,24
$a=(t+s+a)-(t+s)$	Agua	1,61	1,81	$t+s+a$	Tara + suelo + agua	15,79	17,41
$t+s+a$	Tara + suelo + agua	16,15	18,16	$t+s$	Tara + suelo	14,78	16,17
$t+s$	Tara + suelo	14,54	16,35	t	Tara	9,41	9,28
t	Tara	9,31	9,60	$s=(t+s)-t$	Suelo	5,37	6,89
$s=(t+s)-t$	Suelo	5,23	6,75	$w=100*(a/s)$	% Humedad	18,8	18,0
$w=100*(a/s)$	% Humedad	30,8	26,8				



RESULTADOS DEL ENSAYO	
LIMITE LIQUIDO =	28,6
LIMITE PLASTICO =	18,4
INDICE PLASTICIDAD =	10,2

Fdo: Ana Quintanar
Responsable del ensayo

Ayegui, 15 DE MARZO DE 2024



VºBº: Guillermo Erice
Director Técnico

HOJA 2 DE 3

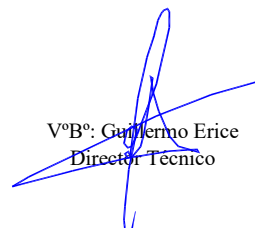
	GEEA GEÓLOGOS S.L.		<i>Ensayo</i>	SUELOS AGRESIVOS DETERMINACION ION SULFATO
	Calle Zaraputz 2 Pol.Ind. Miguel de Eguia 31200 Estella, Navarra T. y F. 948 55 48 11		<i>Norma</i>	UNE 83963:08/ Erratum 11
			<i>Acta n°</i> AN069036	<i>N° Copia</i> Copia 1. UPNA

Referencia Muestra....	N20115	Referencia Informe.....	EN-555
PROCEDENCIA	SONDEO	REF. CLIENTE	S1 DE 4 A 4,5 METROS
TIPO DE MUESTRA	INALTERADA	PETICIONARIO	UPNA
FECHA ENTRADA	1 DE MARZO DE 2024	DEN. OBRA	SOFTBOL

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

Ayegui,

15 DE MARZO DE 2024

HOJA 3 DE 3

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 SULFATOS EN AGUA	
	<i>Norma</i> UNE 83956:2008	
	<i>Acta nº</i> AN069037	<i>Nº Copia</i> Copia 1. UPNA

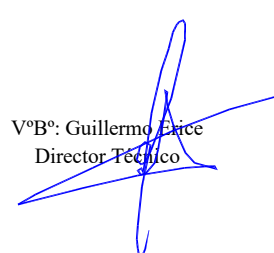
Referencia Muestra....	N20116	Referencia Informe.....	EN-555
PROCEDENCIA	SONDEO	REF. CLIENTE	S2 DE 2 A 2,3 METROS
TIPO DE MUESTRA	ALTERADA	PETICIONARIO	UPNA
FECHA ENTRADA	1 DE MARZO DE 2024	DEN. OBRA	SOFTBOL

DATOS ENSAYO		
-	Referencia tara	B
V	Muestra ensayada (cm ³)	200
T	Tara crisol (g)	20,9910
A =T+R	Tara Crisol + Peso residuo (g)	21,2500
Pp=(T+R)-T	Residuo calcinado en mufla (g)	0,2590

RESULTADO ENSAYO
$SO_4^{--} = [0,416 (A - T)]/V$ $SO_4 \text{ (mg/l)} = 538,72$


Fdo: Ana Quintanar
Responsable del ensayo




VºBº: Guillermo Erice
Director Técnico

Estella,

15 DE MARZO DE 2024

HOJA 1 DE 1

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

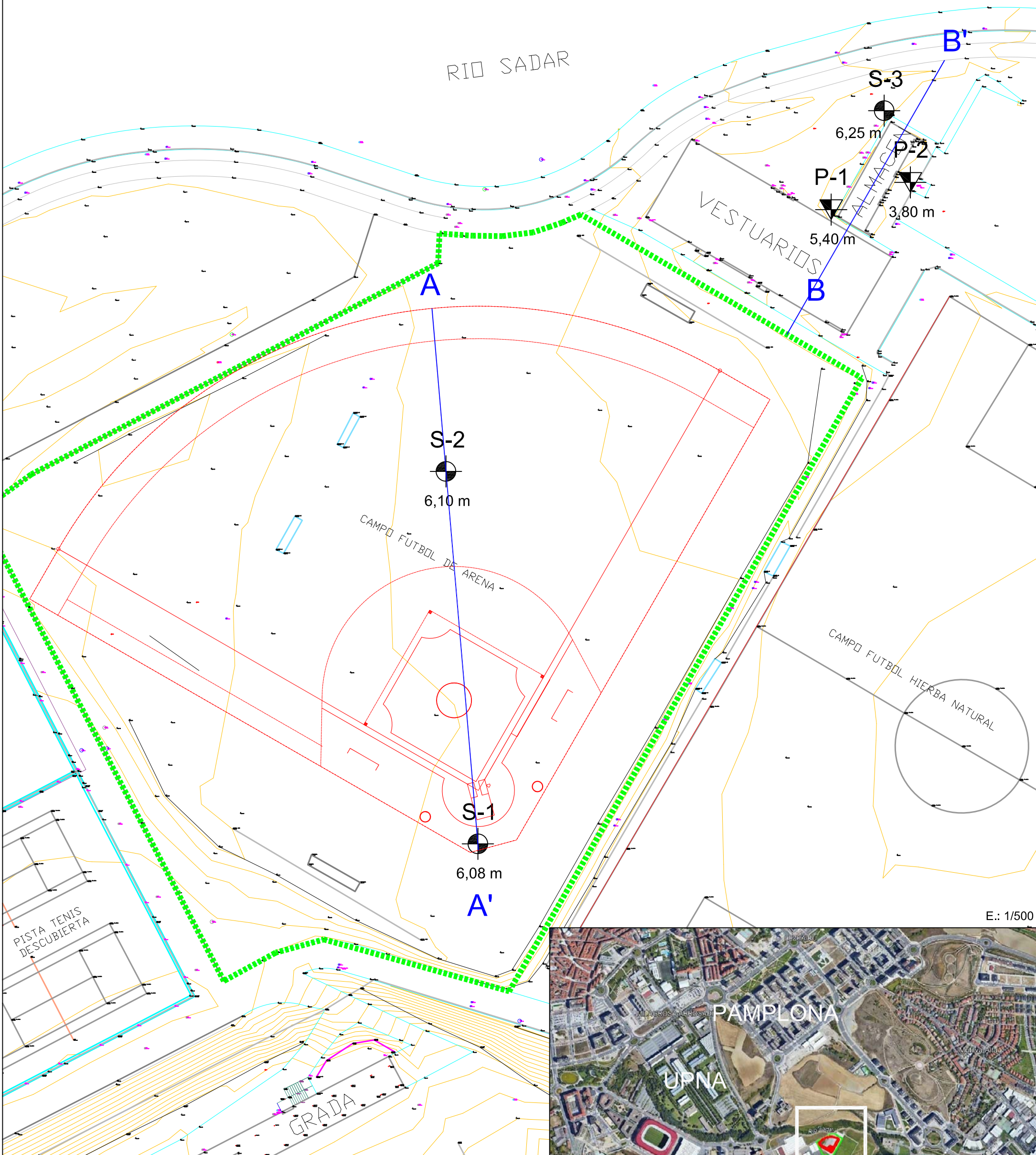
FECHA: Abril de 2024

OBRA: Campo de softbol y vestuarios p.305 pol. 1 Aranguren (Navarra)

CLIENTE: CM10 Gestión de proyectos deportivos

REF. INFORME: IRGE 2690 0224

SITUACIÓN DE LOS TRABAJOS DE CAMPO



S-1

⊕ Sondeo mecánico a rotación

P-1

⚡ Ensayo de penetración DPSH

— Perfil geotécnico