

ANEXO 1: ESTUDIO GEOTÉCNICO

enmacosa

Edificio enmacosa, A Torre 2 C. Adina. 36979 Sanxenxo (Pontevedra)
Tlf. 986 801 200 Fax 986 690 037

| O.C.T. | Laboratorio | Edificación | Geotecnia |
| Instalaciones | Obra Civil | Seguridad y Salud | Formación |

INDICE

1	OBJETO DE ESTUDIO Y ANTECEDENTES	3
2	ENTORNO GEOLÓGICO	4
3	SISMICIDAD	7
4	TÉCNICAS DE RECONOCIMIENTO EMPLEADAS	8
4.1	Reconocimiento superficial del terreno	8
4.2	Ensayo de penetración dinámica superpesado (DPSH)	8
4.3	Sondeo a rotación con recuperación de testigo	9
4.4	Testificación y muestreo	9
4.5	Ensayos de laboratorio	10
5	DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES	10
6	COTAS DE INICIO	13
7	PRESENCIA DE AGUA	13
8	EXCAVABILIDAD Y SOSTENIMIENTO DE LOS MATERIALES	14
8.1	Excavabilidad	14
8.2	Sostenimiento	14
9	TENSIÓN ADMISIBLE DEL TERRENO. CONDICIONES DE CIMENTACIÓN	15
9.1	Consideraciones previas.	15
9.2	Cimentación sobre relleno estructural controlado.	15
9.3	Cimentación profunda.	21

ANEJOS AL INFORME

ANEJO 1.- SITUACIÓN DE LOS PUNTOS INVESTIGADOS.

ANEJO 2.- REGISTRO ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA.

ANEJO 3.- REGISTRO Y FOTOGRAFÍAS DEL SONDEO A ROTACIÓN.

ANEJO 4.- PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO.

ANEJO 5.- REGISTRO DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO.

ANEJO 6.- REPORTAJE FOTOGRÁFICO.

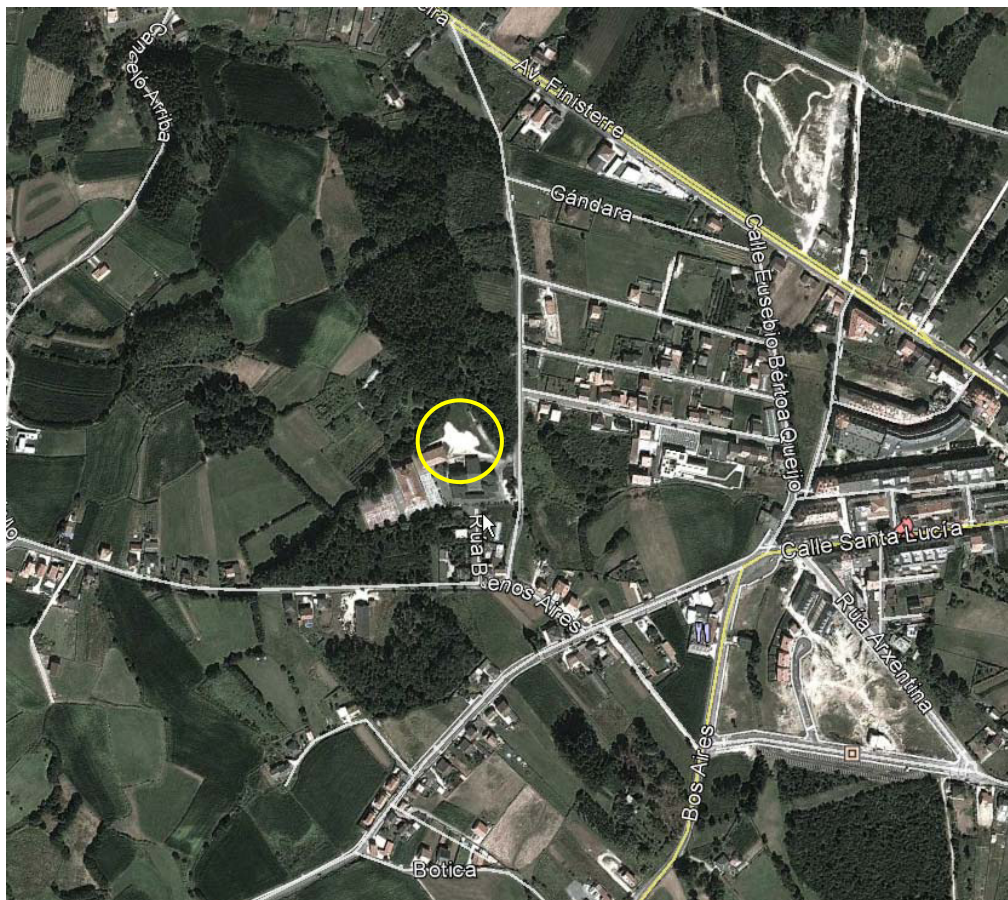
1 OBJETO DE ESTUDIO Y ANTECEDENTES

Por petición de D. MIGUEL VARELA DE UGARTE se realizaron una serie de trabajos de investigación geotécnica, para la ampliación del C.E.I.P. Otero Pedrayo, sito en Laracha (A Coruña).

El objeto de este estudio es proporcionar información sobre las características geológico - geotécnicas del subsuelo del solar que permitan evaluar aspectos tales como:

- Caracterización y distribución de los materiales presentes en el subsuelo.
- Presencia de agua.
- Excavabilidad y sostenimiento de los materiales.
- Capacidad portante del terreno y condiciones de cimentación.
- Necesidad o no de cimentaciones especiales.

En la siguiente fotografía se localiza la parcela respecto a los elementos geográficos más sobresalientes del entorno.



Situación de los terrenos investigados.

(Ver anejo 1: Situación de los puntos estudiados y anejo 5: Reportaje fotográfico).

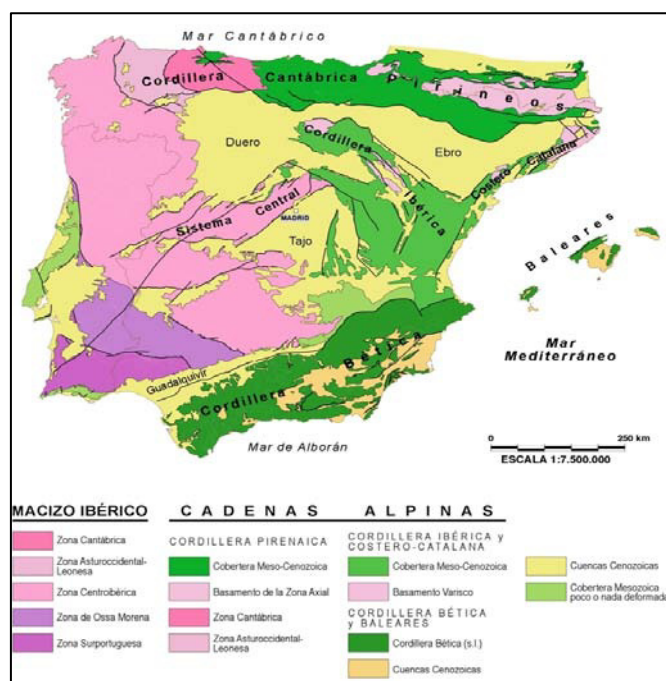
Para la realización del presente informe se ha planificado una campaña de ensayos de prospección in situ y ensayos de laboratorio, que se describen detalladamente en los siguientes apartados.

A continuación, se describe la geología de la zona estudiada para, posteriormente, explicitar los resultados del estudio.

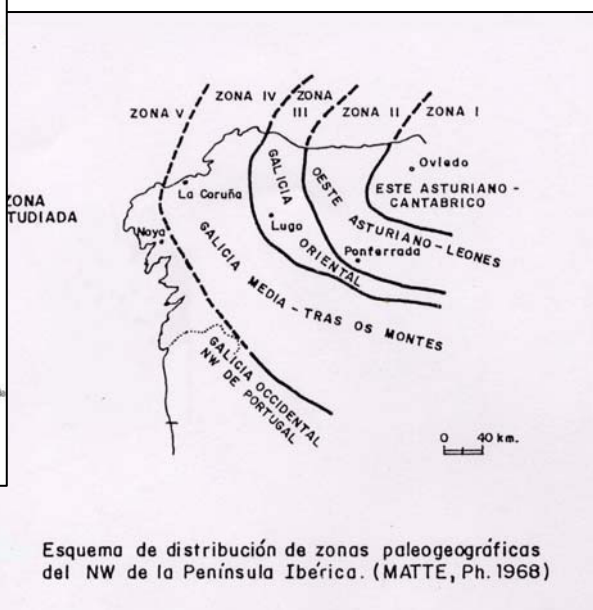
2 ENTORNO GEOLÓGICO

Desde el punto de vista geológico, el área de estudio se sitúa en el macizo Hespérico; concretamente en la zona “Galicia - Tras os Montes”.

Matte (1968) discretiza esta zona, dividiéndola en dos. Según Matte, los terrenos investigados se incluyen en la zona denominada “Galicia Media – Tras os Montes.” En las siguientes figuras se expresa gráficamente la ubicación del área estudiada respecto a la geología nacional.

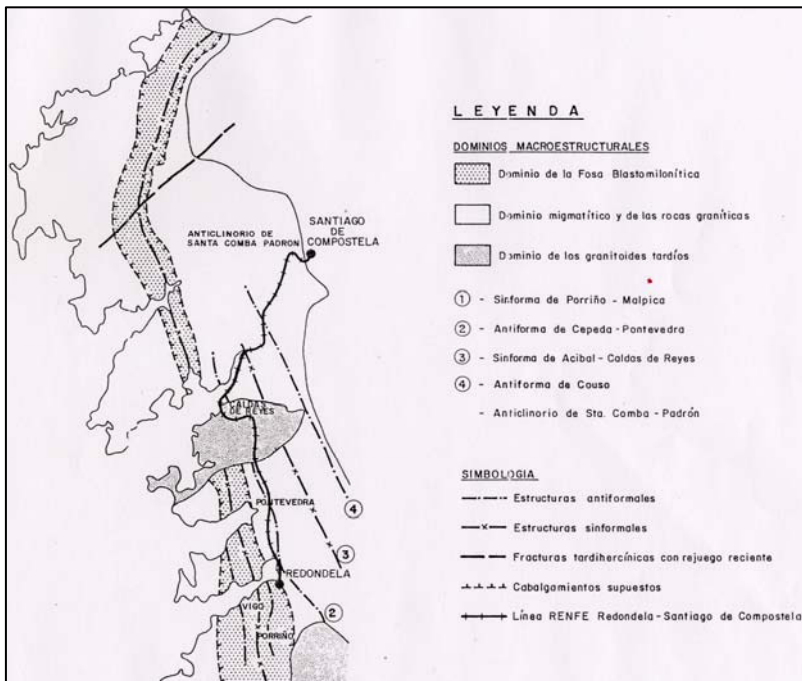


Compartimentación estructural de la Península Ibérica



Esta unidad se subdivide en tres subunidades o dominios de composición y estructura particulares:

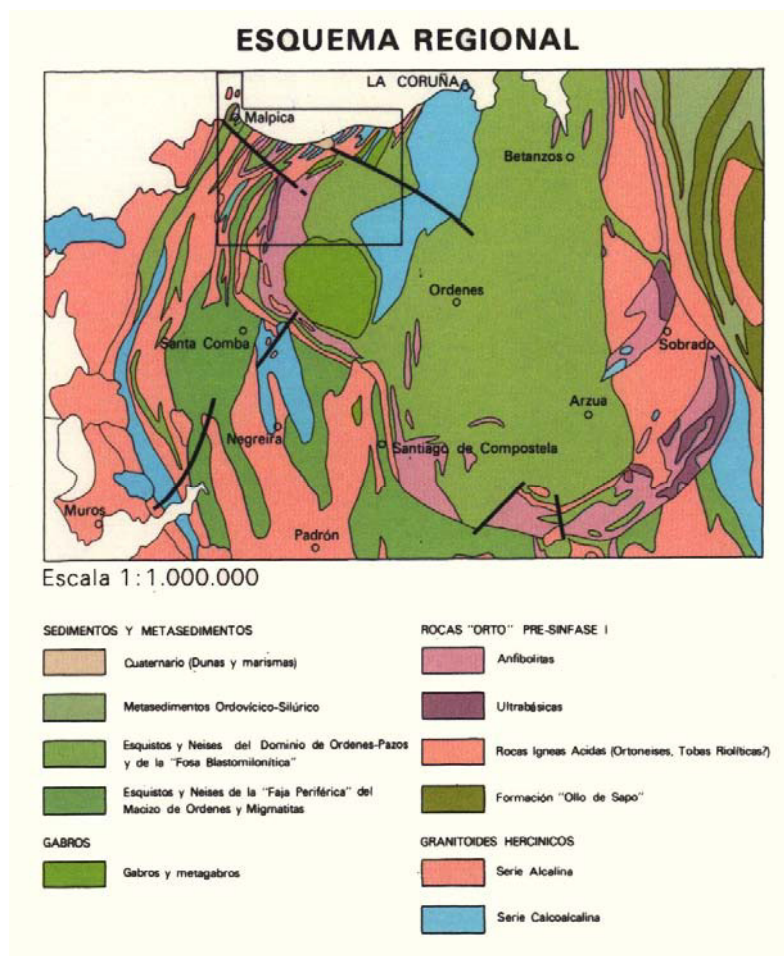
- Dominio de la fosa blastomilonítica.
- Dominio migmatítico y de las Rocas graníticas.
- Dominio de los granitoides tardíos.



Unidades estructurales en el oeste de Galicia

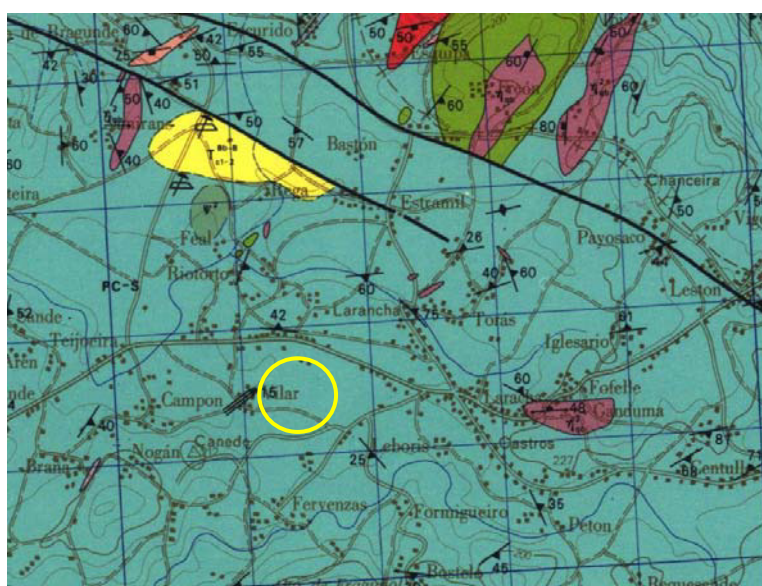
La zona investigada se incluye en el Dominio Migmatítico y de las rocas graníticas.

A continuación se presenta una figura con la distribución de los tipos líticos principales a nivel regional:



Entorno geológico regional de los terrenos investigados.

En el mapa presentado a continuación se localizan los terrenos investigados respecto a los elementos geológicos locales.



Entorno geológico local de los terrenos investigados.

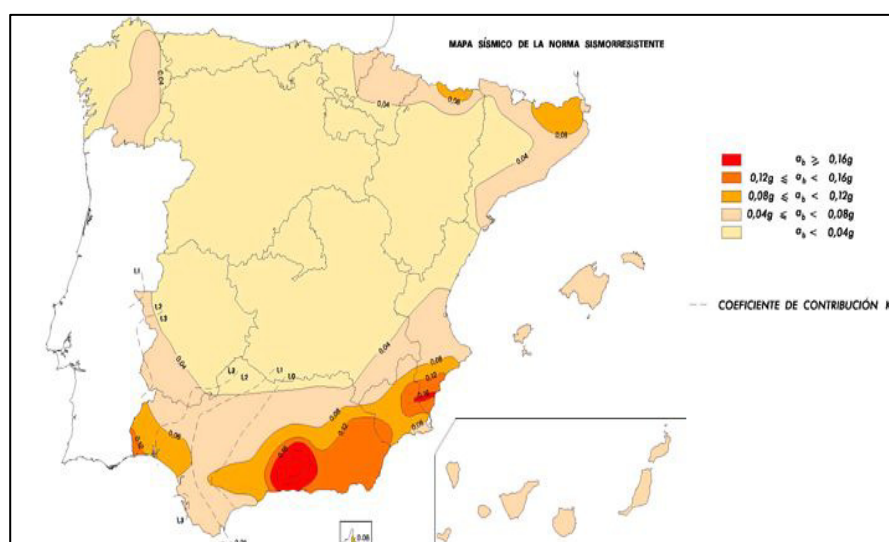
Los terrenos investigados se asientan el denominado “Dominio de Ordenes-Pazos”. Este dominio geológico se encuentra constituido por Esquisto, Neises y algunos niveles de cuarcitas negras. Habitualmente se encuentran alterados a condición de suelo geotécnico y, localmente, pueden presentar niveles de cuarcitas negras.

3 SISMICIDAD

A efectos del cumplimiento de la Norma de construcción sismorresistente NCSE-02, la edificación proyectada se clasifica a como de “importancia normal” por lo que le será de aplicación la citada normativa excepto en los siguientes casos:

- Cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a 0,04 g, siendo g la aceleración de la gravedad.
- En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a 0,08 g. No obstante, la Norma será de aplicación en los edificios de más de siete plantas si la aceleración sísmica de cálculo, a_c , es igual o mayor de 0,08 g.

Según los valores publicados en la norma, la aceleración sísmica básica en el ayuntamiento de Carballo es inferior a 0.04 g ($a_b < 0.04$ g), considerando un coeficiente de contribución $K = 1.00$ (ver mapa de peligrosidad sísmica). En este caso, la norma no será de obligado cumplimiento.



4 TÉCNICAS DE RECONOCIMIENTO EMPLEADAS

4.1 Reconocimiento superficial del terreno

En este tipo de estudios geotécnicos uno de los primeros trabajos a realizar se basa en la inspección y referenciación de todas las observaciones que puedan afectar a la obra proyectada.

Durante esta fase se recopila toda la información existente que pueda resultar de interés, testigos de obras cercanas, antiguos rellenos, etc.

4.2 Ensayo de penetración dinámica superpesado (DPSH)

Este ensayo, muy común en investigación geotécnica, se realiza siguiendo la normativa UNE 22476-2 y consiste en la hinca de una puntaza de acero cilíndrica terminada en forma cónica (50,50 mm de diámetro y vértice de 90°) mediante el golpeo ejecutado por una maza de 63,5 Kg que cae libremente desde una altura de 75 cm. con una cadencia determinada. La energía generada por el golpeo es transmitida a la puntaza mediante un varillaje macizo de acero de 33 mm de diámetro.

El ensayo se dará por finalizado cuando se satisfagan alguna de las siguientes condiciones:

- 1.- Se alcance la profundidad que previamente se haya establecido.
- 2.- Se superen los 100 golpes para una penetración de 20 cm. Es decir $N_{20} > 100$.
- 3.- Cuando tres valores consecutivos de N_{20} sean iguales o superiores a 75 golpes.
- 4.- El valor del par de rozamiento supere los 200 N.m.

Se han realizado 3 ensayos de penetración dinámica con el fin de conocer las características del subsuelo en función de su compacidad, factor que está directamente relacionado con la resistencia a la penetración en punta, por tanto con el golpeo (N_{20}), obteniendo así información del espesor de los diferentes niveles geotécnicos.

En los ensayos realizados, se ha alcanzado una profundidad de reconocimiento máxima de 10.00 metros.

La profundidad alcanzada por cada uno de los ensayos realizados se muestra en la siguiente tabla:

Sondeo	P1	P2
Profundidad (m)	5.40	4.00

(Ver anejo 1: Situación de los puntos estudiados y anejo 2: Registro ensayos de penetración dinámica).

4.3 Sondeo a rotación con recuperación de testigo

Con el fin de acceder físicamente al terreno y obtener muestras para ensayos en laboratorio, se ha perforado un sondeo a rotación con extracción de testigo.

El sondeo alcanzó una profundidad de 8.10 metros.

Durante la campaña de perforación se efectuaron 3 ensayos de penetración estándar (SPT).

A continuación se presenta una tabla que recoge los datos obtenidos:

Sondeo	Ensayo	Cota (m)	Golpeo	Nspt
S1	SPT-1	1.50-2.10	1-2-1-1	3
	SPT-2	3.00-3.60	9-12-12-17	24
	SPT-3	8.00-8.10	50R	R

Los sondeos fueron perforados mediante una sonda Rolatec RL 48 L.

4.4 Testificación y muestreo

Tras la perforación del sondeo se procedió a su testificación, describiendo los diferentes materiales perforados (naturaleza, litología, color, grado de meteorización, compacidad, resistencia, etc.), espesor de los niveles, grados de alteración, muestras y ensayos realizados (tipo, golpeo y cota), porcentajes de recuperación, datos de la perforación, presencia de agua, resultados de los ensayos de laboratorio, etc.

En el anejo 3 (Registro y fotografías del sondeo a rotación) se presenta la testificación del sondeo efectuado.

4.5 Ensayos de laboratorio

Con objeto de identificar y caracterizar objetivamente el material donde se cimentará el edificio proyectado, se han realizado los siguientes ensayos de laboratorio:

- 1 Ud. Granulometría (UNE 103 101 95)
- 1 Ud. Determinación de los Límites de Atterberg (UNE 103 103 y 103 104).
- 1 Ud. Determinación de la agresividad del agua al hormigón.

(Ver anejo 4: Resultado de los ensayos de laboratorio).

5 DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES

La parcela investigada se ubica sobre un macizo rocoso esquistoso y neísico alterado a condición de suelo. Sobre estos materiales se ha detectado una pequeña capa de sedimentos aluviales y, en superficie, existen rellenos antrópicos de características geotécnicas muy deficientes.

A continuación se describen las unidades geotécnicas diferenciadas en la parcela.

UNIDAD 1

RELLENO ANTRÓPICO

Esta unidad está formada por materiales vertidos por la mano del hombre. Se encuentra constituida por arenas y limos con niveles de tierra vegetal intercalados. Presenta restos vegetales, materiales de construcción y abundante materia orgánica que le confiere un color gris oscuro a negro.

Se trata de materiales de muy baja compacidad y, por tanto, muy deformables.

El espesor detectado en el sondeo alcanza 2.35 metros aunque no se descarta que este espesor sea variable.

Por su heterogeneidad y baja calidad geotécnica, esta unidad no representa un nivel adecuado para acoger la cimentación del edificio proyectado.

No se han efectuado ensayos de laboratorio específicos sobre esta unidad; No obstante, podrían considerarse los siguientes parámetros geotécnicos (meramente indicativos):

- Ángulo de rozamiento interno $\sim 27\text{-}30^\circ$
- Cohesión $\sim 0.00\text{-}0.05 \text{ Kg/cm}^2$
- Densidad natural $\sim 1.60 \text{ g/cm}^3$

No se considera un nivel geotécnico apto para acoger la cimentación de la estructura proyectada.

UNIDAD 2

SEDIMENTOS

Bajo los rellenos antrópicos descritos se ha detectado una capa de sedimentos constituidos por arena arcillosa, de color gris marronáceo y compacidad medianamente firme.

El espesor descrito en el sondeo alcanza 0.35 metros, por lo que su importancia respecto a la obra es meramente testimonial.

No se han efectuado ensayos de laboratorio sobre muestras procedentes de esta unidad; No obstante, partiendo de su descripción se han estimado los siguientes parámetros:

- Ángulo de rozamiento interno $\sim 25\text{-}27^\circ$
- Cohesión $\sim 0.05\text{-}0.15 \text{ Kg/cm}^2$
- Densidad natural $\sim 1.70 \text{ g/cm}^3$

UNIDAD 3

SUELOS DE ALTERACIÓN

Bajo esta denominación se agrupan los suelos de alteración del macizo rocoso esquistoso y neísico, que conforman el sustrato geológico local.

El nivel se ha detectado en el sondeo a rotación a una profundidad de 2.70 metros. Comienza con un nivel de unos, 20-25 cm, de arena fina limosa, de color marrón grisáceo, que pasa a arena media con limo en profundidad.

El cambio granulométrico está marcado por un cambio de color, ya que pasa de marrón grisáceo a marrón rojizo. Este color parece deberse a un aumento en la oxidación de los minerales lo que podría indicar variaciones en el nivel piezométrico. Su compacidad es “suelta”, aumentando gradualmente en profundidad.

Esta unidad se prolonga desde la base de los sedimentos hasta, al menos, 8 metros de profundidad, tal como se ha observado en el sondeo a rotación.

Sobre una muestra procedente de esta unidad se efectuaron ensayos de identificación y resistencia cuyos resultados se exponen a continuación de forma resumida:

Muestra	Granulometría (% pasa)				Plasticidad		Clasificación USCS
	5	2	0.4	0.08	L.L.	L.P.	
S1(2.70-3.00)	100	99	82	44.4	33.9	29.6	SM

Los ensayos clasifican la muestra como arena limosa (SM según USCS). Si bien presenta una apreciable cantidad de finos, éstos no son plásticos.

No se han efectuado ensayos de densidad aunque puede estimarse en aproximadamente 1.90 g/cm³.

Estos suelos son de carácter mixto, por lo que su resistencia moviliza tanto la cohesión como el ángulo de rozamiento interno.

Sobre la base de los ensayos de identificación y la experiencia local, se han estimado los siguientes parámetros geotécnicos para esta unidad:

- Ángulo de rozamiento interno ~ 27-30°
- Cohesión ~ 0.10-0.20 Kg/cm²
- Densidad natural ~ 1.80-2.00 g/cm³

6 COTAS DE INICIO

Se han establecido los puntos de inicio de las investigaciones efectuadas partiendo de la topografía suministrada por el proyectista.

En la siguiente tabla se adjuntan las cotas de inicio consideradas:

Punto investigado	P1	P2	S1
Cota (m)	100.90	100.00	100.50

7 PRESENCIA DE AGUA

Se ha detectado presencia de agua a 1.50 metros bajo la superficie del terreno en la ubicación del sondeo S1. Por otro lado, según información suministrada por el proyectista, el entorno parece ser inundable en época de lluvia.

El nivel piezométrico, por tanto, se sitúa muy cerca de la superficie del terreno, humectando y saturando las unidades geotécnicas descritas.

No se han efectuado ensayos de permeabilidad específicos sobre los materiales descritos; no obstante, partiendo de su granulometría y características plásticas se han estimado los siguientes coeficientes de permeabilidad:

- Unidad 1: Relleno antrópico: $10^{-3} - 10^{-4}$ m/s
- Unidad 2: Sedimentos: $10^{-6} - 10^{-7}$ m/s
- Unidad 3: Suelo de alteración: $10^{-5} - 10^{-6}$ m/s

La estimación de los coeficientes de permeabilidad se ha llevado a cabo partiendo de las granulometrías y sobre la base de la siguiente tabla:

Coeficientes de permeabilidad (K)

K m/s	Tipo de suelo	Permeabilidad	K m/s
10 ⁻¹	Grava limpia	Rápida	10 ⁻¹
10 ⁻²	Arenas limpias		10 ⁻²
10 ⁻³	Arenas limpia y mezclas de grava		10 ⁻³
10 ⁻⁴			10 ⁻⁴
10 ⁻⁵	Arenas muy finas	Moderada	10 ⁻⁵
10 ⁻⁶	Limos orgánicos e inorgánicos		10 ⁻⁶
10 ⁻⁷	Mezclas de arena, limo y arcilla		10 ⁻⁷
10 ⁻⁸	Depósitos estratificados de arcilla, etc.		10 ⁻⁸
10 ⁻⁹		Lenta ¹	10 ⁻⁹
10 ⁻¹⁰	Suelos impermeables, por ejemplo, arcillas homogéneas por debajo de la zona de meteorización		10 ⁻¹⁰
10 ⁻¹¹			10 ⁻¹¹

¹Prácticamente impermeable.

Finalmente, sobre una muestra de agua tomada en el sondeo S1, se han efectuado ensayos químicos para determinar su agresividad al hormigón, obteniéndose un resultado de “AGRESIVIDAD DÉBIL” al hormigón según la EHE-08.

Según dicha norma, la parte de la estructura en contacto con las aguas subterráneas podría estar sometida a un ambiente de tipo Qa.

8 EXCAVABILIDAD Y SOSTENIMIENTO DE LOS MATERIALES

8.1 Excavabilidad

Las unidades geotécnicas descritas son fácilmente excavables mediante métodos mecánicos sencillos (excavación convencional), al menos, hasta la cota de “rechazo” obtenida en los ensayos de penetración dinámica.

8.2 Sostenimiento

La estabilidad temporal de los terrenos está garantizada por encima del nivel piezométrico. Por debajo de dicho nivel, no se puede garantizar la estabilidad de las paredes de excavación con inclinaciones superiores a 30-40°.

En este sentido, ante cualquier excavación, aunque sea temporal, se deberá desaguar la parcela mediante el bombeo necesario.

9 TENSIÓN ADMISIBLE DEL TERRENO. CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

9.1 Consideraciones previas.

- La estructura proyectada, en principio, no cuenta con excavaciones bajo rasante.
- El nivel piezométrico detectado se sitúa a 1,5 metros de profundidad (dato de la primera semana de julio).
- Los terrenos investigados son de muy deficientes cualidades geotécnicas hasta una profundidad de entorno 2.40 metros.
- Asumiendo estas consideraciones, se analizan dos posibilidades de cimentación: Cimentación profunda o bien cimentación superficial sobre un relleno estructural controlado. Técnicamente ambas son posibles y la decisión dependerá de términos económicos. No obstante, se recomienda valorar que, en cualquier caso, se deberá efectuar una mejora superficial para el desplazamiento de maquinaria, etc.

A continuación se comenta cada una de las posibilidades expuestas.

9.2 Cimentación sobre relleno estructural controlado.

Un relleno estructural es aquel con capacidad de soporte para la cimentación de la estructura proyectada. Debe garantizar que su construcción se ha llevado a cabo con los materiales adecuados para ello y que éstos se han compactado debidamente.

Debe ser homogéneo, de forma que se garantice su resistencia frente a rotura por las cargas transmitidas y que los asientos que puedan generar dichas cargas sean homogéneos; Es decir, que se minimicen los asientos diferenciales y, por tanto, la distorsión angular entre las distintas partes de la estructura.

Por otro lado, se tenderá a que la mayor parte del bulbo de tensiones transmitido por la cimentación quede dentro del relleno estructural o bien que la tensión transmitida por debajo del relleno sea mínima y soportable por el terreno infrayacente, sin provocar grandes asientos.

En el caso de una zapata corrida, la tensión transmitida en profundidad es superior al caso de una zapata convencional (cuadrada o rectangular). En general, se estima que el 10% de la tensión transmitida en superficie puede alcanzar una profundidad cercana a cuatro veces la anchura de la zapata.

Dado que una sustitución de material deficiente por el relleno estructural propuesto, posiblemente, no alcanzará esa profundidad, se tratará de ejecutar el relleno de forma que se minimice este efecto.

Este tipo de relleno puede efectuarse de diversas maneras aunque, por la experiencia adquirida en obras similares, suele dar buen resultado aquel ejecutado con una combinación de materiales.

Obviamente, se tiende a solucionar el relleno con materiales procedentes del entorno o que puedan ser adquiridos cerca de la obra.

Debe tenerse en cuenta la presencia de aguas subterráneas que puede dificultar la ejecución, por lo que se recomienda prever el uso de bombas de achique.

A continuación se comenta un ejemplo de ejecución, y distribución de materiales, empleada en obras similares con buenos resultados:

Una vez desaguada la parcela, hasta el límite de lo posible, se deben excavar los suelos deficientes mencionados, sustituyendo el material excavado por material de tipo escollera o pedraplén que facilite el drenaje de agua y, al mismo tiempo, presente un bajo contenido en finos para evitar su lavado.

Esta capa evitará el deterioro del resto del relleno ante un eventual ascenso del nivel piezométrico, sirviendo de base con alto módulo elástico para el resto del relleno. Esta capa puede prolongarse desde el cimientado del relleno hasta aproximadamente 1.00 -1.50 metros bajo el apoyo previsto para la cimentación. En los casos en que el nivel piezométrico se encuentre alto, se adaptará el relleno en consecuencia.

Se recomienda que el cimientado del relleno parta de una profundidad superior a 2.50 m bajo el apoyo de la zapata (cuanto más profundo sea más se minimizarán los asentamientos post constructivos). Dado que el terreno muy deficiente alcanza 2.50 metros, ésta sería la profundidad de desplante de referencia.

En el caso de que no haya sido posible desaguar por completo la parcela hasta la profundidad indicada, la colocación de los bloques de escollera o pedraplén debe ser más cuidadosa,

hincándose en el terreno deficiente cuanto sea posible. Este proceso debe realizarse con maquinaria pesada para garantizar un buen empotramiento de las piedras en el terreno infrayacente. Cuanto mejor efectuada sea realizada esta fase, más estable será el relleno estructural y menores serán los asentos diferidos del propio relleno.

En cualquier caso, debe garantizarse una buena compactación de los bloques de piedra, de tal forma que permita el desplazamiento de la maquinaria utilizada para su colocación (recomendable una retroexcavadora de cadenas pesada).

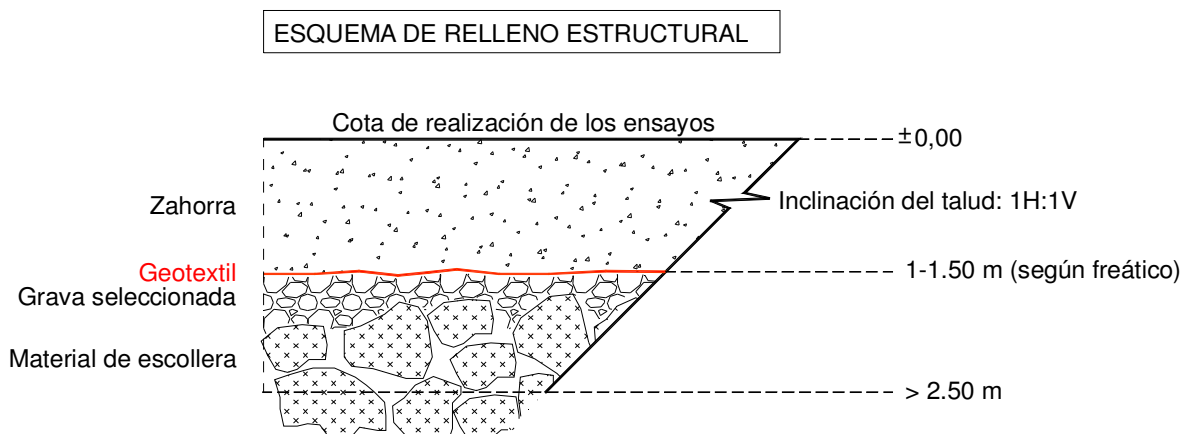
Debemos insistir en la necesidad de “hincar” los bloques en los materiales presentes en la cimentación del relleno, de forma que resistan el paso reiterado de maquinaria (deben ser “compactados” y no “vertidos”).

El espesor de esta capa debe ser tal que, de ser posible, su techo se sitúe 0,5 metros por encima de la cota del nivel piezométrico (o en su caso del nivel de inundación). Sobre esta capa de bloques se extenderá una capa de grava seleccionada del tipo Macadam 40/63 ó 40/70 que sirva para rellenar los huecos entre los bloques de pedraplén o escollera.

Sobre la capa de macadam se extenderá una lámina geotéxtil que evitará el lavado de los materiales más finos suprayacentes.

Finalmente, se extenderán y compactarán capas de zahorra (o bien suelos seleccionados según PG-3), limpias de finos y materia orgánica y químicamente neutras. Este material, en caso de ser afectado por aguas superficiales, podría actuar de elemento drenante. Todos los materiales deben ser cuidadosamente compactados en tongadas (de unos 30 cm de espesor en los materiales más finos) de modo que se garantice alcanzar cerca del 100% de la densidad seca del ensayo Próctor modificado de referencia.

En la siguiente figura se esquematiza la distribución de materiales propuesta. Lógicamente, los espesores pueden variar en función de las necesidades reales y la posición de las aguas subterráneas en el momento de la ejecución.



La anchura del relleno estructural debe permitir un resguardo suficiente de la cimentación. La inclinación de la excavación podrá ser la máxima que el terreno admita; esto dependerá del grado de saturación del terreno y del desaguado que pueda conseguirse.

La ejecución de la base del relleno estructural (excavación e hincas del cachote o escollera) podrá efectuarse por tramos, si esto facilitase la labor.

Los materiales que conformen la base de cachote o escollera deben ser químicamente neutros y no evolutivos. Se recomienda que presenten una adecuada resistencia a compresión simple para evitar su fragmentación durante la puesta en obra. No consideramos necesario que cumplan estrictamente las prescripciones del PG-3 de carretera pero si resulta conveniente que su resistencia sea de, al menos 200 Kg/cm^2 .

Los materiales podrán proceder de cantera, restos de aserradero de piedra, áridos reciclados...etc.

Respecto a las zahorras, podrán ser naturales o artificiales. También podrán utilizarse suelos que cumplan las características de "Suelo seleccionado" según el PG-3. En este caso si que deberán cumplir dichas prescripciones.

Dado que la cimentación del relleno estructural comentado apoyará sobre sedimentos semipermeables, los asentamientos que el peso del relleno pueda producir, se producirán mayoritariamente a medida que éste entra en carga y a medida que progresa la compactación. En este sentido, no se esperan asentamientos postconstructivos reseñables debidos al terreno (siempre que se alcance una profundidad de sustitución de entre 2.50 y 3.00 metros).

No obstante, pueden esperarse asientos postconstructivos debidos a la consolidación del propio relleno estructural.

Según el documento de referencia “Guía de cimentaciones en obras de carretera”, el asiento diferido de un relleno realizado con pedraplén o suelos seleccionados es del orden del 0,3-0.5% de su altura; por lo que el asiento debido a esta causa será despreciable en una estructura como la contemplada.

Debemos insistir, respecto al modo de ejecución del relleno estructural, que una buena compactación resulta fundamental. La primera capa (material más grueso) debe ser compactada de forma que quede embebida en el sustrato de apoyo y resista el paso reiterado de la maquinaria pesada. Debe construirse en tongadas cuyo espesor estará en función del tamaño de bloque utilizado para su construcción pero que, en general, no deben superar 1.50 veces el tamaño de bloque máximo utilizado.

Los materiales más finos (se recomienda zahorra, aunque servirían suelos seleccionados según PG-3) ha de ser compactada por tongadas no superiores a 30 centímetros de espesor, para que alcance una compacidad suficiente que le permita servir de apoyo a la cimentación propuesta. La compacidad debe alcanzar, al menos, la densidad seca máxima correspondiente al 98% de su Próctor modificado de referencia. Debe ser, por tanto, apisonada con un pisón de tamaño adecuado y con el grado de humedad necesario.

Se recomienda igualmente la realización de ensayos de carga con placa, que permita la definición exacta de los parámetros geomecánicos de cálculo y permita comprobar la validez del relleno durante su ejecución.

El control de ejecución, por tanto, resulta especialmente relevante. Se deberá comprobar tanto la cota de apoyo del relleno y los materiales sobre los que se apoyará, como los materiales utilizados para la ejecución del relleno.

En el caso de las zahorras, además, se deberá comprobar su calidad (bien por garantía de la cantera o bien mediante ensayos efectuados por un laboratorio de control).

El grado de compactación alcanzado puede comprobarse mediante ensayos de humedad / densidad “in situ” (método radioactivo), efectuándose este tipo de ensayo en cada tongada. Por otro lado, los ensayos de carga con Placa resultan idóneos, puesto que permiten obtener el modulo de deformación real del relleno conseguido y, por tanto, permiten calcular de forma más precisa los asientos esperables bajo una cimentación concreta.

El número de ensayos de control puede ser variado en función de las consideraciones del proyectista y el control que se lleve a cabo en obra. En general la ejecución de cuatro ensayos de carga con placa debería ser suficiente (dos a medio relleno y dos en coronación).

Siguiendo el procedimiento descrito anteriormente, siempre que los materiales empleados sean homogéneos y se haya alcanzado la compactación requerida, podrían considerarse tensiones admisibles de hasta 1.50-2.00 Kp/cm² (recomendable limitarla a 1,5 Kg/cm²).

El rango de tensión considerado permitiría igualmente unos valores de asiento aceptables (generalmente inferiores a 2 cm).

Lógicamente, la superficie sustituida de material deficiente por el relleno estructural compactado debe ser superior a la proyección en planta de la estructura (con el fin de permitir un resguardo adecuado entre el borde de la sustitución y la cimentación, tal como se ha comentado).

En lo que respecta a la cimentación, se recomienda que ésta sea efectuada mediante zapata corrida o emparrillado, con el fin de paliar posibles defectos constructivos en el relleno o déficits puntuales de compactación; bien por no haber alcanzado la compactación requerida o por excesos puntuales de humedad.

La configuración expuesta descarta la rotura o hundimiento del terreno por causa de la cimentación. En lo que se refiere a los asientos, éstos dependerán de los materiales y las condiciones reales de compactación del relleno.

Suponiendo que el relleno estructural haya sido ejecutado tal como se propone en este informe, y la tensión transmitida al terreno sea <1.50-2.00 Kg/cm², los asientos absolutos serán inferiores a 1.50-2.00 cm y la distorsión angular despreciable. En estas condiciones, aún contemplando el asiento de consolidación del mismo relleno estructural, el asiento absoluto debería ser inferior a 3.5 cm y, por tanto, admisible por la estructura.

Respecto a los asientos diferidos por causa de la consolidación del propio relleno, se estima que la mitad se produce durante el primer año después de su construcción, por lo que resulta conveniente permitir asentar al relleno antes de la construcción de la estructura proyectada sobre él (si fuera posible).

Según los documentos de referencia consultados, se recomienda que el resguardo de la cimentación sea de la anchura de la zapata utilizada. Se pretende no perder las condiciones de deformabilidad en el borde del relleno estructural, así como que la cimentación no afecte a la

cabecera del talud de relleno que se pudiese dejar. No obstante, dada la entidad de la estructura proyectada, pensamos que podría ser suficiente un resguardo de 0.5 veces la anchura de la zapata.

Finalmente, en lo que respecta al módulo de balasto a considerar en la coronación del relleno estructural, éste dependerá de los materiales finalmente utilizados para su construcción, de la compactación realmente alcanzada, del espesor de dicho relleno y de las dimensiones finales de la cimentación. En este sentido, se recomienda determinarlo, una vez concluido el relleno, mediante ensayos de carga con placa.

En cualquier caso, como punto de partida inicial, pueden considerarse las siguientes recomendaciones para su cálculo:

$$Ks_1 = K_{30} (b + 0,30/2b)^2$$

Losa cuadrada

$$K = 2/3 Ks_1 (1 + b/2l)^2$$

Losa rectangular

Siendo:

b: lado menor de la losa (cm) y **l**: lado mayor de la losa (cm).

Ks₁: coeficiente de balasto de una losa cuadrada (Kp/cm³).

K: coeficiente de balasto de una losa rectangular (Kp/cm³).

K₃₀: coeficiente de balasto obtenido de placa de carga 30 x 30.

El coeficiente de balasto (**K₃₀**) debería obtenerse en obra mediante un ensayo de carga con Placa. No obstante, como estimación para cálculos previos, se recomienda considerar el siguiente rango de valores (si el relleno se ha terminado con zahorra):

$K_{30} \sim 5.0-7.0 \text{ Kp/cm}^3$

9.3 Cimentación profunda.

Este tipo de recalce se basa en transmitir la carga de los apoyos a una profundidad tal que se evite la generación de asientos.

Esto se puede conseguir mediante pilotes o micropilotes. En este caso, y en consenso con el proyectista, se analizará la opción de micropilotes.

Para el cálculo de las resistencias unitarias frente a hundimiento se ha utilizado el documento de referencia “Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera”, editado por el Ministerio de Fomento.

Partiendo de los resultados obtenidos en las investigaciones geotécnicas se deduce que el tránsito entre los terrenos flojos superficiales y los suelos de alteración de compacidad “muy densa” se produce de forma brusca a una profundidad de entre 4.00 y 5.00 metros.

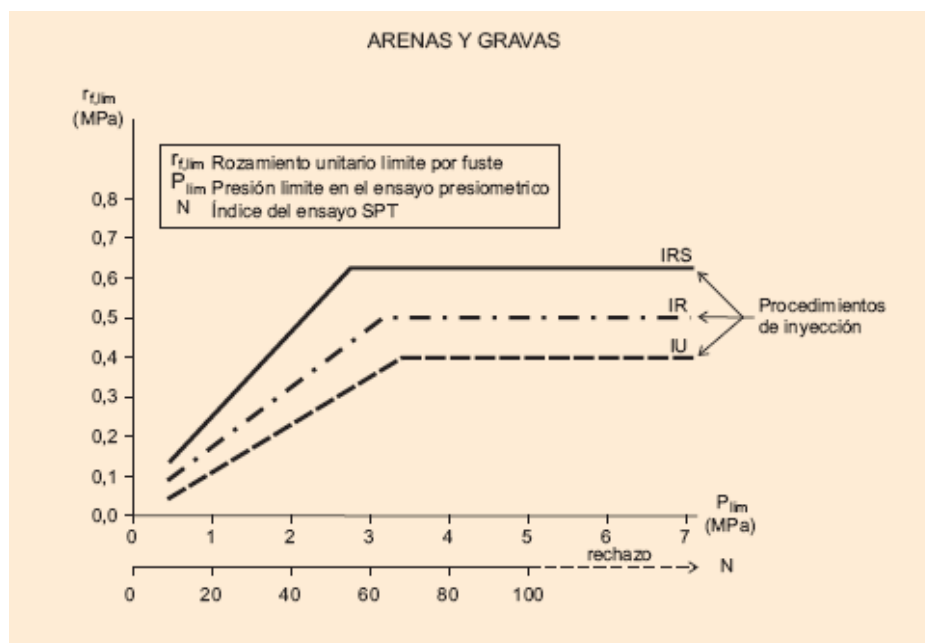
Atendiendo a estas consideraciones, recomendamos despreciar la aportación a la resistencia por fuste del terreno donde el golpeo obtenido en los ensayos de penetración sea inferior a 50 ($N < 50$). El golpeo superior a 50, puede producirse bien en suelos muy densos o bien en materiales de tránsito con la roca (grado de alteración IV).

En términos generales, el empotramiento mínimo de los micropilotes en el terreno resistente debe ser superior a 6 diámetros nominales.

La carga de hundimiento de un micropilote aislado puede establecerse a partir de la suma de su resistencia por fuste y por punta. No obstante, dado que la punta del pilote suele presentar un diámetro reducido, suele despreciarse la contribución de la punta a la carga de hundimiento.

Siguiendo las directrices de la “Guía para el Proyecto y la Ejecución de Micropilotes en Obras de Carretera” editada por el Ministerio de Fomento, para el caso de estructuras permanentes, a las resistencias unitarias debe aplicarse un factor de seguridad de 1,65.

Partiendo de los ensayos y de los razonamientos expuestos, aplicaremos la resistencia por fuste obtenida de la siguiente gráfica:



Aplicando el factor de seguridad requerido (1.65), se obtendrían las siguientes resistencias unitarias para el fuste y cargas admisibles por metro lineal de empotramiento:

Diámetro del micropilote (mm)	150	200	250
Resistencia unitaria fuste (Kg/cm ²)	1.50	1.50	1.50
RESISTENCIA POR METRO DE FUSTE EMPOTRADO (Tons.)	7.0	9.4	11.8

Se podrán considerar la resistencia de soporte por metro lineal, siempre que se garanticen, al menos, 6 diámetros de empotramiento en los suelos muy densos o en material de tránsito con el macizo rocoso.

La profundidad a la que considerar el empotramiento será de unos 5 metros de profundidad a partir de la superficie natural del terreno. Es decir, un micropilote de 150 mm de diámetro y longitud de 6 metros, soportaría 7 Toneladas; de 7 metros 14 Toneladas, etc.

Se debe valorar el diámetro óptimo de pilote en función de las necesidades reales de la estructura y tener en cuenta que el cálculo expuesto es conservador.

Por otro lado, se debe tener en cuenta que los micropilotes considerados son de inyección única. Lógicamente, si se ejecutan micros de inyección repetitiva, las resistencias unitarias por fuste mejorarían y, por tanto, la resistencia por metro lineal de empotramiento.

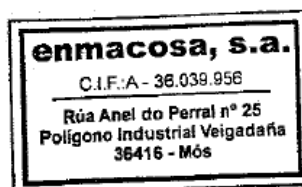
Se deben valorar ambas propuestas de cimentación (relleno estructural o cimentación profunda) en función de los costes sin olvidar los posibles problemas de ejecución (cotas de rasante previstas, facilidad o dificultad de desaguado de la parcela, etc.

ESTE INFORME, CONSTA DE 24 PÁGINAS NUMERADAS (INCLUIDA ESTA). SE PRESENTAN A CONTINUACIÓN LOS ANEJOS.

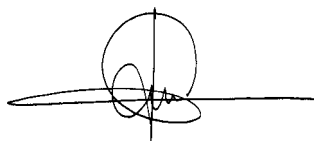
Mos, 24 de Julio de 2014



Samuel Cerqueira Mallo
DIRECTOR DEL LABORATORIO



Norberto Saiz Ruiz
(Geólogo) ICOG: 2891

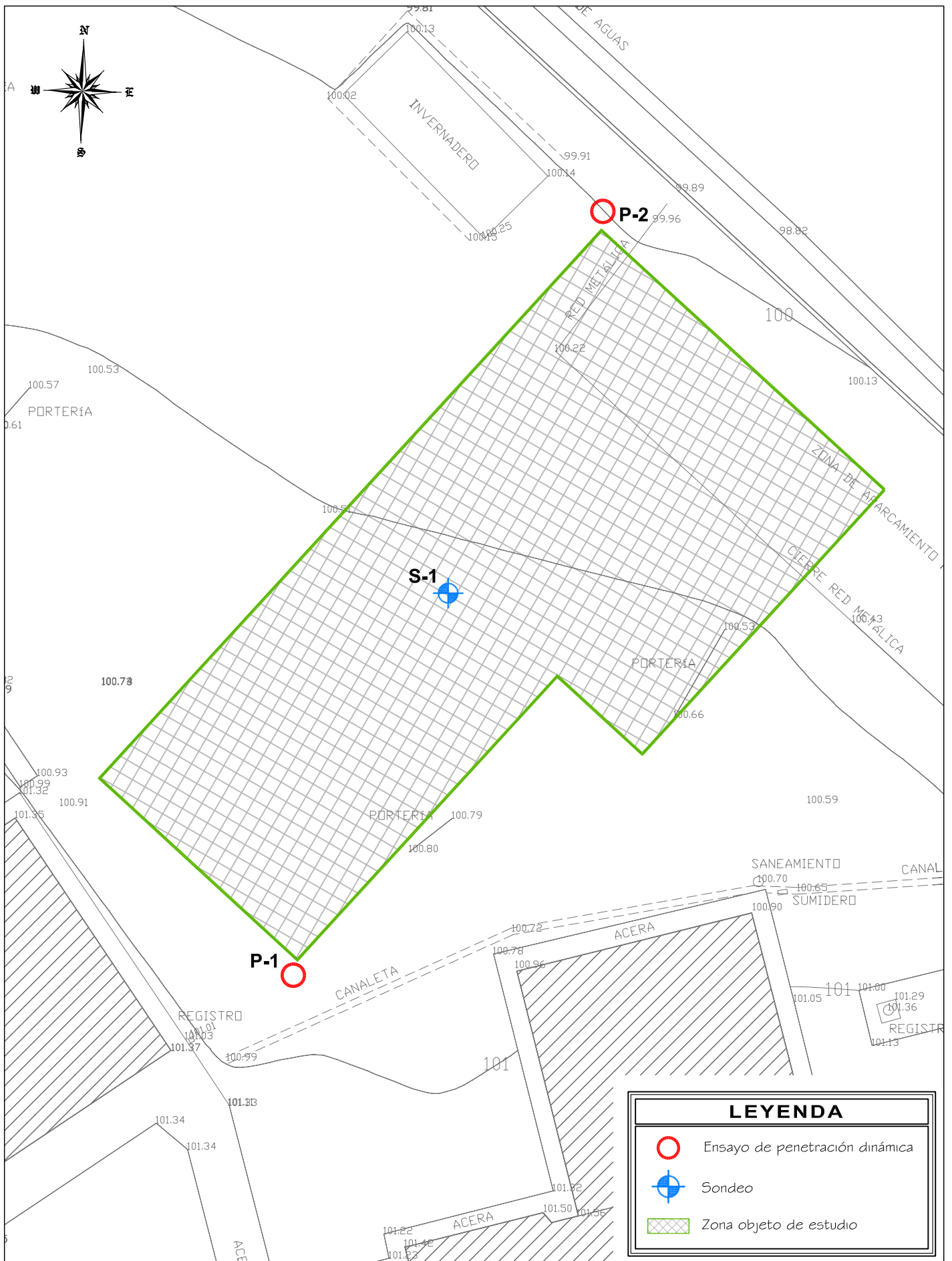



Daniel Ron Gudín
(Geólogo) Nº. Col.853 ICOGA

ANEJOS AL INFORME

ANEJO 1:

SITUACIÓN DE LOS PUNTOS INVESTIGADOS



 <p>enmacosa Consultoría Técnica</p> <p>A Torre 2C, 36979 Adina - Sanxenxo</p> <p>Tel.: 986.72.44.77 Fax: 986.69.00.37</p>	PETICIONARIO:	REFERENCIA:
	D. MIGUEL VARELA DE UGARTE	P-121001
	OBRA:	Nº TRABAJO:
	AMPLIACIÓN DE C.E.I.P. LARACHA	99-108035
	SITUACIÓN:	FECHA:
	LARACHA, A CORUÑA	JULIO-2014
	TÍTULO DEL PLANO:	ESCALA:
	SITUACIÓN DE LOS PUNTOS ESTUDIADOS	1/300
		ORIGINAL A4
		0 3 6m. GRÁFICA

ANEJO 2:

REGISTRO ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA.

FECHA: 03/07/14

REFERENCIA: P-121001

PROFUNDIDAD ALCANZADA: 5.40

PETICIONARIO: D. MIGUEL VARELA DE UGARTE

PRESENCIA DE AGUA: -

OBRA: AMPLIACIÓN DEL C.E.I.P. OTERO PEDRAYO

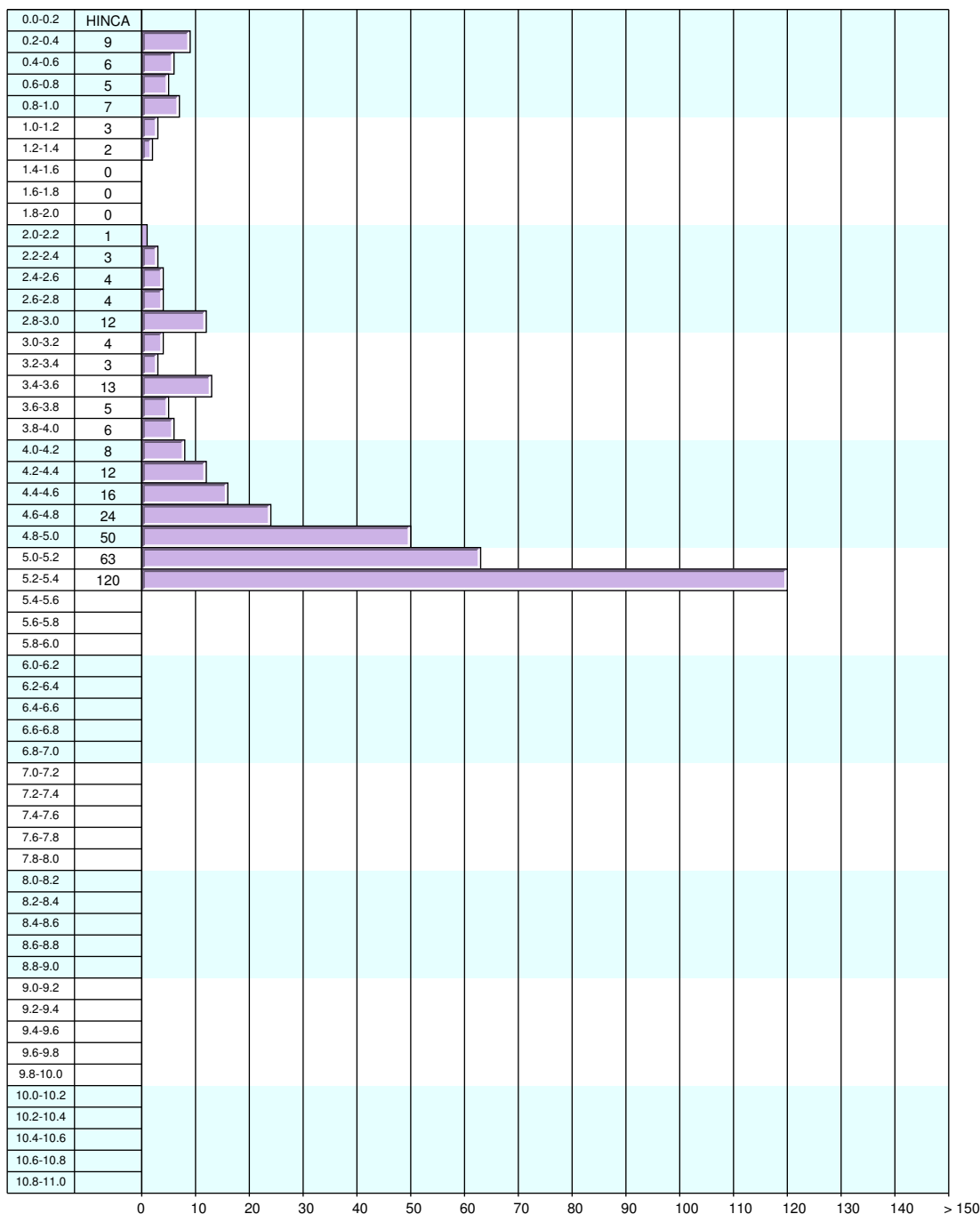
COTA DE INICIO: -

SITUACIÓN: LARACHA - A CORUÑA

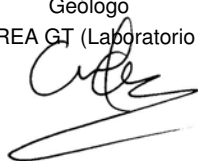
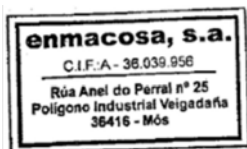
ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA D.P.S.H.

0 - 11 m. N°

Gráfico de ensayo D.P.S.H.



Norberto Saiz Ruiz
Geólogo
JEFE ÁREA GT (Laboratorio Vigo)

Samuel Cerqueira Mallo
Químico
DIRECTOR DE LABORATORIO



FECHA: 03/07/14

REFERENCIA: P-121001

PROFUNDIDAD ALCANZADA: 4.00

PETICIONARIO: D. MIGUEL VARELA DE UGARTE

PRESENCIA DE AGUA: -

OBRA: AMPLIACIÓN DEL C.E.I.P. OTERO PEDRAYO

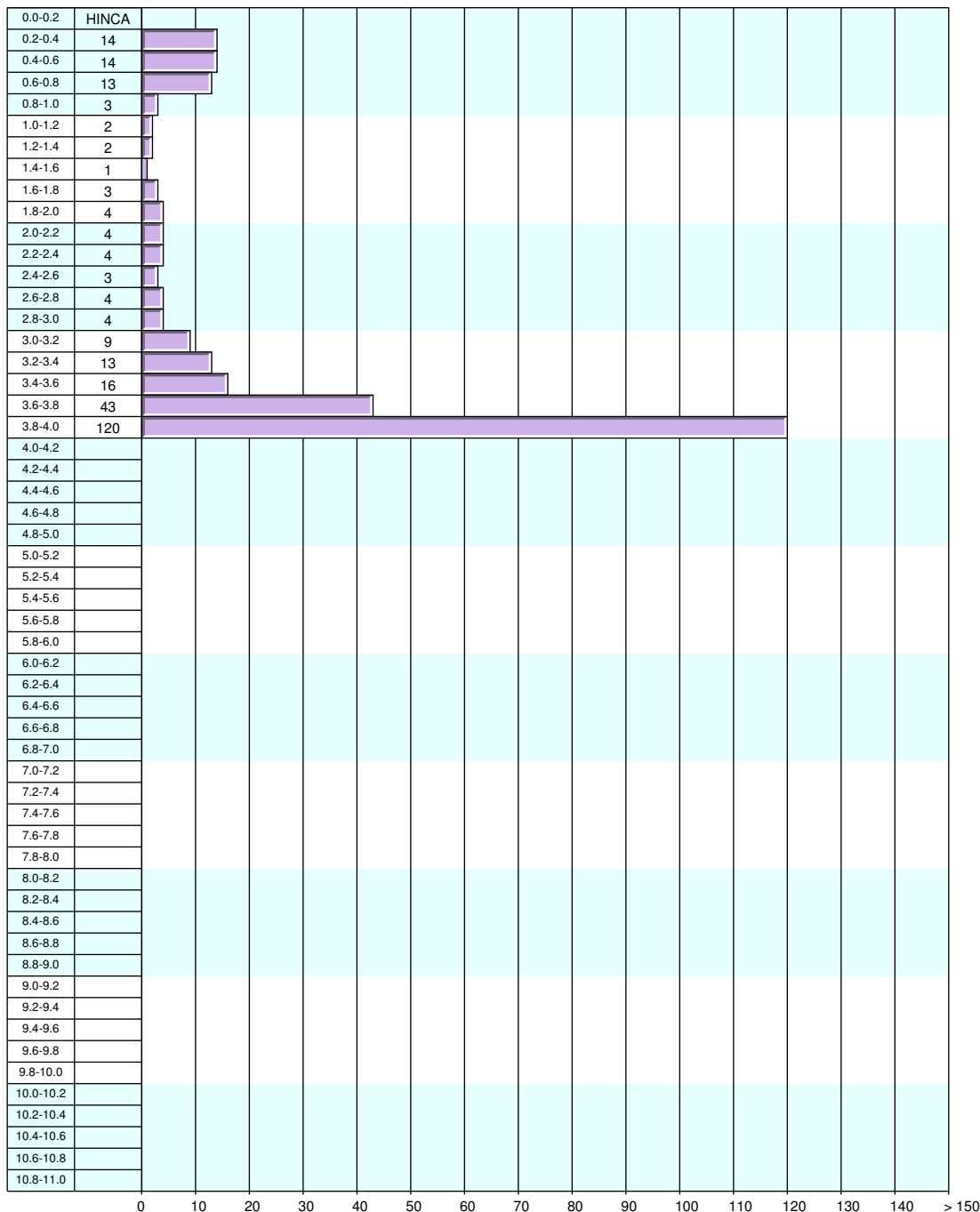
COTA DE INICIO: -

SITUACIÓN: LARACHA - A CORUÑA

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

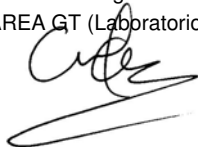
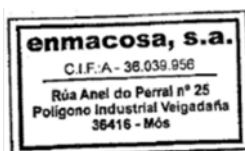
0 - 11 m. N°

Gráfico de ensayo D.P.S.H.



Norberto Saiz Ruiz
Geólogo
JEFE ÁREA GT (Laboratorio Vigo)

Samuel Cerqueira Mallo
Químico
DIRECTOR DE LABORATORIO


ANEJO 3:

REGISTRO SONDEO A ROTACIÓN.

[illegible]



Sondeo a rotación. Caja 1.

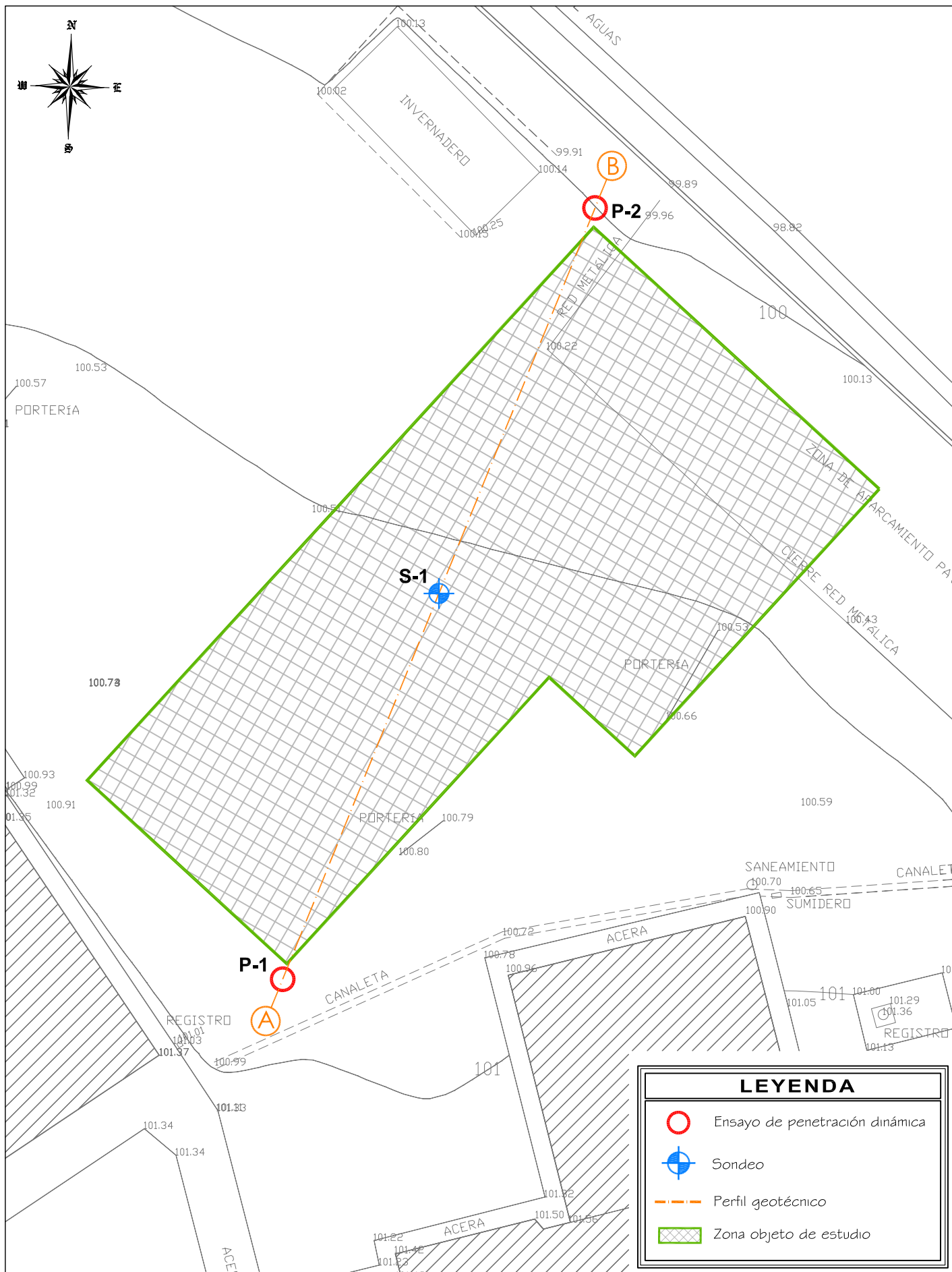


Sondeo a rotación. Caja 2.



Sondeo a rotación. Caja 3.

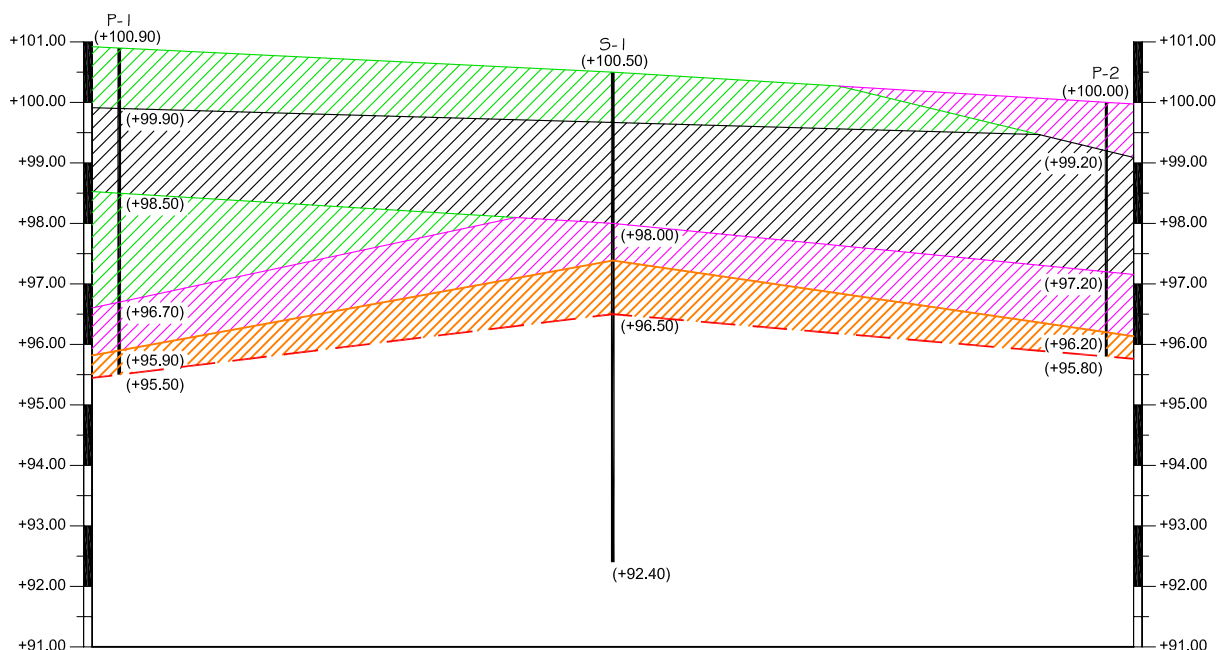
ANEJO 4:
PERFIL GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO.



LEYENDA	
	Ensayo de penetración dinámica
	Sondeo
	Perfil geotécnico
	Zona objeto de estudio

<p>A Torre 2C, 36979 Adina - Sanxenxo</p> <p>Telf.: 986.72.44.77 Fax: 986.69.00.37</p>	PETICIONARIO:	REFERENCIA:
	D. MIGUEL VARELA DE UGARTE	P-121001
	OBRA:	Nº TRABAJO:
	AMPLIACIÓN DE C.E.I.P. LARACHA	99-108035
	SITUACIÓN:	FECHA:
	LARACHA, A CORUÑA	JULIO-2014
	TÍTULO DEL PLANO:	ESCALA:
	SITUACIÓN DE PERFIL GEOTÉCNICO	1/300
		ORIGINAL A4
		0 3 6 m. GRÁFICA

PERFIL GEOTÉCNICO A-B



LEYENDA

- | | | | |
|---|---------------------------|---|---------------------|
|  | Suelo muy suelto |  | Suelo muy muy denso |
|  | Suelo suelto |  | Cota de rechazo |
|  | Suelo moderadamente denso | | |



A Torre 2C, 36979 Adina - Sanxenxo

Tel.: 986.72.44.77
Fax: 986.69.00.37

PETICIONARIO:

D. MIGUEL VARELA DE UGARTE

OBRA:

AMPLIACIÓN DE C.E.I.P. LARACHA

SITUACIÓN:

LARACHA, A CORUÑA

TÍTULO DEL PLANO:

PERFIL GEOTÉCNICO

REFERENCIA:

P-121001

Nº TRABAJO:

99-108035

FECHA:

JULIO-2014

ESCALA:
E.H:1/275
E.V:1/125
ORIGINAL A4

0 2.75 5.5m.
0 1.25 2.5m.
GRÁFICA

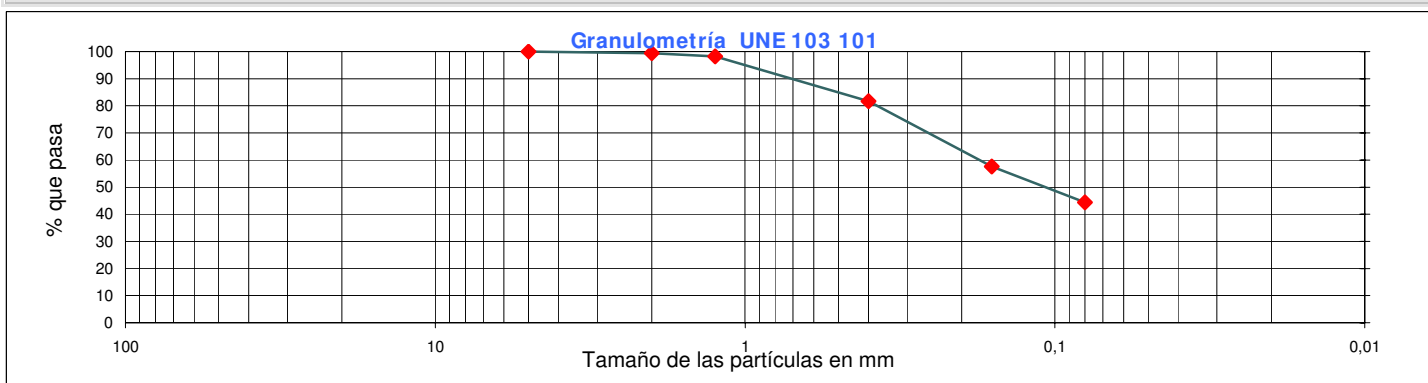
ANEJO 5:

REGISTRO ENSAYOS DE LABORATORIO.

MUESTRA Nº **99 108072** FECHA DE ENTRADA: **08/07/2014** Página 1 de 1

REFERENCIA: **C-121001** LOCALIZACIÓN MUESTRA: **SP-1**
 PETICIONARIO: **MIGUEL VARELA DE UGARTE** PROFUNDIDAD: **2,70 - 3,00 m**
 OBRA: **AMPLIACIÓN CEIP LARACHA** FECHA DE TOMA: **08/07/2014**
 SITUACIÓN: **LARACHA - A CORUÑA**
 TIPO DE MUESTRA: **SUELO**

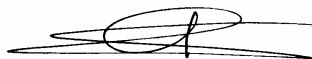
RESULTADO ENSAYOS



TAMICES UNE	80	63	50	40	25	20	12,5	10	6,3	5	2	1,25	0,4	0,16	0,08
% PASA										100	99	98	82	58	44,4

Ensayo	Norma	Resultado	Observaciones
Límites de Atterberg	UNE 103 103	Límite Líquido (L.L.)	33,9
	UNE 103 104	Límite Plástico (L.P.)	29,6
		Índice de Plasticidad (I.P.)	4,3

Mos, a 17 de julio de 2014



DIRECTOR DEL LABORATORIO
Samuel Cerqueira Mallo



JEFE ÁREA GTL
Norberto Saiz Ruiz

- Los resultados de los ensayos realizados afectan exclusivamente a las muestras recibidas.
- No está autorizada la reproducción total o parcial de este informe sin la autorización expresa de enmacosa

Laboratorio de ensayos para el control de calidad en la construcción acreditado por la XUNTA DE GALICIA en:
- (EHC) Area de Control de Hormigón y componentes (nº 15004 EHC 04 B)

- (GTC) Area de Sondeos, toma de muestras y ensayos "in situ" para reconocimientos geotécnicos (nº 15004 B)
- (GTL) Area de ensayos de laboratorio de geotecnia (nº 15004 04 B)

MUESTRA Nº 99 108032

FECHA ENTRADA: 07/07/2014

Página 1 de 1

REFERENCIA: C-121001
PETICIONARIO: MIGUEL VARELA DE UGARTE
OBRA: AMPLIACIÓN CEIP LARACHA
SITUACIÓN: LARACHA - A CORUÑA

TIPO DE MUESTRA: AGUA
FECHA DE TOMA: 07/07/2014

AGUA

AGUA

Ensayo	Norma	Resultado	Clasificación grado de agresividad		
			Debil	Medio	Fuerte
Valor del pH	UNE 83952	7,04	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
Amonio (NH ₄ ⁺) (mg/l)	UNE 83954	<2	15 - 30	30 - 60	> 60
Residuo Seco (mg/l)	UNE 83957	133,0	75 - 150	50 - 75	< 50
Sulfato (SO ₄ ²⁻) (mg/l)	UNE 83956	55,0	200 - 600	600 - 3000	> 3000
Magnesio (Mg ₂ ⁺) (mg/l)	UNE 83955	22,2	300 - 1000	1000 - 3000	> 3000
Diox. Carb (CO ₂) (mg/l)	EN 13577	14,3	15 - 40	40 - 100	> 100
Olor	----	Inolora	----	----	----

GRADO DE AGRESIVIDAD PARA EL HORMIGÓN

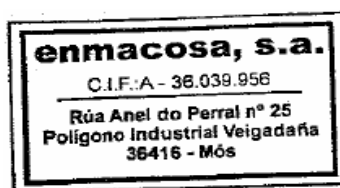
DÉBIL

Observaciones:

Mos, a 16 de Julio de 2014



DIRECTOR DEL LABORATORIO
Samuel Cerqueira Mallo




JEFE DE AREA EHC
Nicolás Barros Fondevila

- Los resultados de los ensayos realizados afectan exclusivamente a las muestras recibidas.
- No está autorizada la reproducción total o parcial de este informe sin la autorización expresa de enmacosa.

ANEJO 6:

REPORTAJE FOTOGRÁFICO.



Panorámica de los terrenos investigados



Panorámica de los terrenos investigados



Emplazamiento sondeo a rotación



Ensayo de penetración dinámica