

DOCUMENTO:
Anejo nº 9. Estudio geotécnico y cimentaciones

ÍNDICE

1 INTRODUCCIÓN 5

2 MARCO GEOLÓGICO 5

3 VALORACIÓN SÍSMICA..... 6

4 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA..... 7

4.1 Parámetros Geotécnicos Representativos 7

5 ESTUDIO DE LA CIMENTACIÓN..... 8

5.1 Cimentación sobre Suelos Granulares..... 8

5.2 Cimentación sobre Roca 8

5.3 Estudio de elementos singulares: Reactor Biológico - Depósito de Fangos - Decantadores..... 10

5.4 Estudio de elementos singulares: Edificio de Control 10

5.5 Módulo de Balasto Vertical..... 11

5.6 Agresividad química del Suelo y del Agua Freática 11

6 ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES 12

6.1 Excavaciones Temporales 12

6.2 Excavaciones Definitivas 13

7 ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE LOS RELLENOS 14

ANEXO 1. ESTUDIO GEOTÉCNICO 15

1 INTRODUCCIÓN

El objetivo del presente documento es la definición y revisión de los aspectos geológicos y geotécnicos que puedan condicionar la solución constructiva planteada en el proyecto de la nueva EDAR de A Illa de Arousa.

Para ello se ha tomado como referencia documental de apoyo, el estudio geotécnico “UTE AROSA AYESA-EIC. NUEVA EDAR. ILLA DE AROUSA”), realizado en septiembre de 2020 por la empresa Enmacosa Consultoría Técnica, y que define el escenario de investigación geológica y geotécnica para el estudio de la nueva EDAR y Conducciones Auxiliares.

Para la caracterización geotécnica de las unidades litológicas que representan el terreno de apoyo de las actuaciones de proyecto se ha desarrollado una campaña de investigación que ha estado compuesta por 7 calicatas de reconocimiento, y 3 sondeos perforados a rotación, más la oportuna batería de ensayos permitida por las características litológicas del muestreo recuperado (imagen 1).

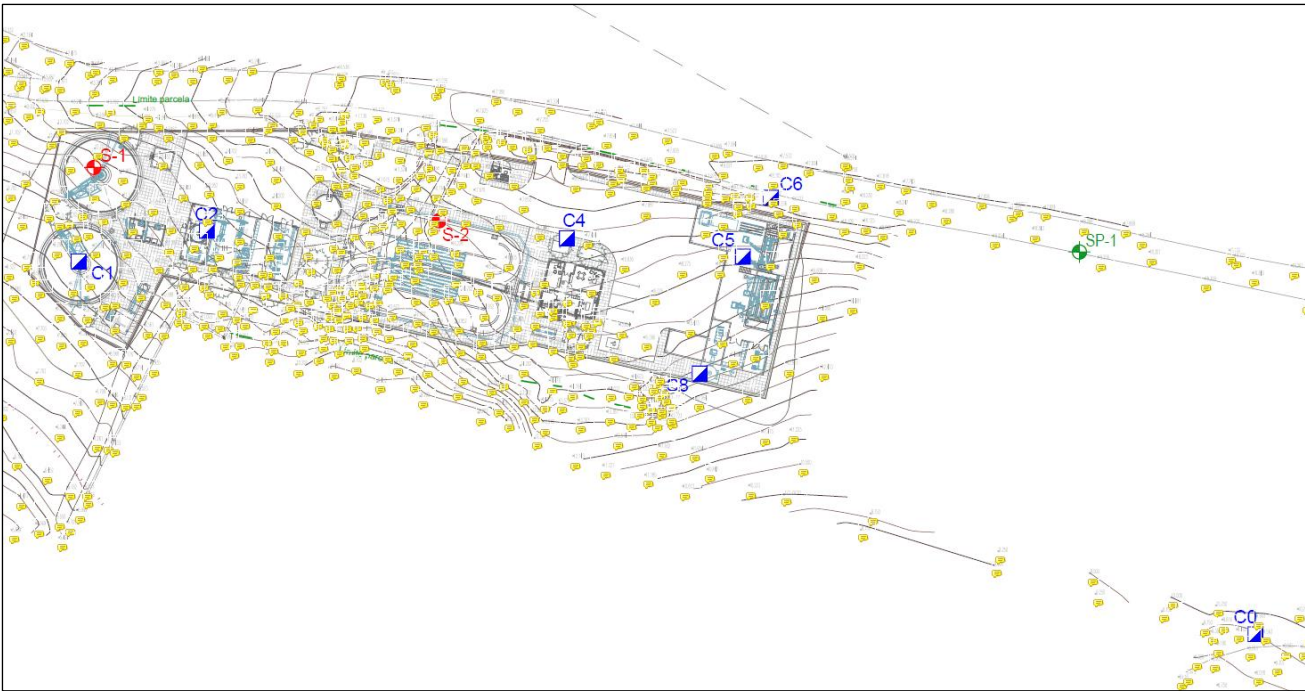


Imagen 1: Distribución en planta de la campaña geotécnica realizada

Las calicatas se han excavado hasta una profundidad máxima de 2,90 m (C-0) y mínima de 0,80 m (C-1), y se han recuperado 4 muestras de tipo alterado. Los sondeos se han perforado hasta una profundidad máxima de 9,80 m (S-2) y mínima de 1,20 m (SP-1 / sondeo a percusión con recuperación continua de testigo), y se han parafinado 5 testigos para su posterior ensayado. Para conocer el perfil resistente del terreno, en el interior de los sondeos se han realizado 2 ensayos de penetración SPT.

Se ha identificado la presencia de nivel freático a una profundidad variable, mínima de 4,80 m en el sondeo S-1, y máxima de 7,10 m en el sondeo S-2. Se ha tomado muestra de agua para su análisis químico. En los cálculos se considerará el valor más desfavorable de 4,80 m respecto a la superficie.

2 MARCO GEOLÓGICO

Para un conocimiento geológico detallado de la zona de actuación, se ha consultado la hoja nº 151 (Puebla de Caramiñal) de la serie de MAGNA-IGME, y se ha completado con la revisión actualizada del mapa geológico GEODE-IGME cobertura WMS de la zona Z-1200 Galicia-Trás-Os-Montes.

A partir de esta documentación se concluye que la parcela sobre la que se dimensiona la nueva EDAR comparte la secuencia estratigráfica de la unidad de granodioritas de facies biotítica, y la unidad de granodioritas de facies “dos micas”, mediante contacto de tipo intrusivo (imagen 2).

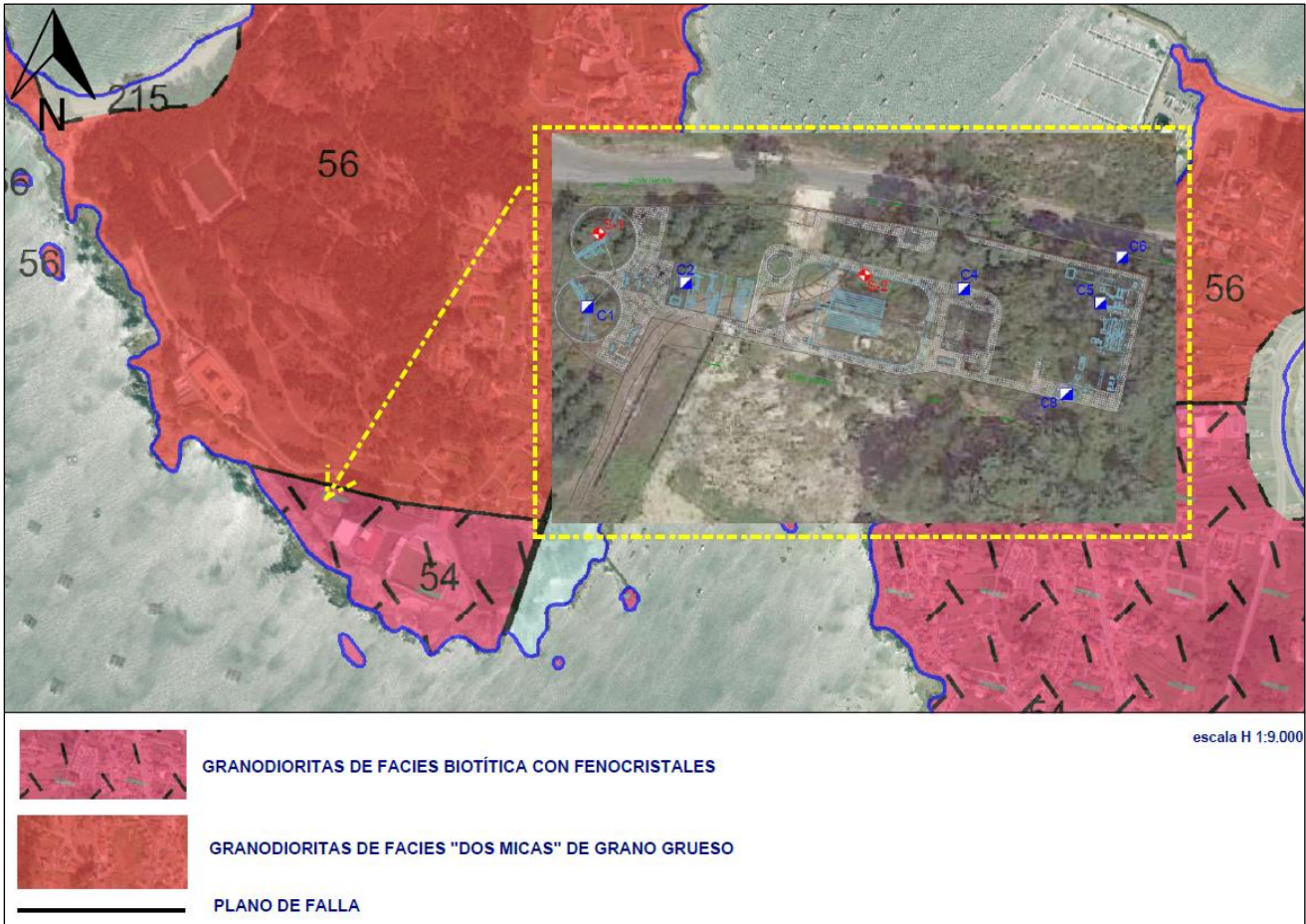


Imagen 2: Planta Geológica de detalle. Procedencia WMS GEODE Z-1200 Galicia – Tras – Os – Montes (IGME)

Estas unidades geológicas proceden del tercer afloramiento de rocas magmáticas que tuvo lugar durante la orogenia Hercínica. En algunos lugares también se puede observar sienita de color rosa intenso, a causa de la presencia de feldespato potásico, con unas manchas verde brillante debidas a su contenido en clorita. Las acumulaciones sedimentarias del Cuaternario forman incipientes rasas litorales en las que dominan los conglomerados originados por la acumulación de cantos rodados de cuarzo durante los períodos glaciares Riss y Würn. La erosión marina esparce estos cantos rodados por las playas. Los suelos de la zona proceden de la meteorización de la roca granítica (Jabre).

Desde un punto de vista estructural, la cartografía geológica Z-1200 identifica la existencia de un doble sistema de fallas ortogonales conjugadas, que modelan la Illa de Arousa. La forma actual de la zona se debe a la acción conjunta

de dos grandes fallas que se pueden observar en la forma alineada que presentan las fracturas del macizo rocoso. La falla en dirección Este-Oeste separó a Carreirón del resto de la isla, afectando también a los islotes del Areoso y Xidoiros. La falla en dirección Norte-Sur separó a *Illa de Arousa* del continente y formó una nueva isla al oeste. Más tarde se volvieron a unir las tres islas mediante dos tómbolos arenosos.

En una primera valoración de estos procesos de deformación tectónica, se ha revisado la base de datos WMS QAFI (*Quaternary Active Faults database of Iberia, IGME*), y los estudios realizados por *Martín-González, F., 2005; “Marco tectónico de las crisis sísmicas de Lugo”,* para comprobar la interacción de estructuras de deformación Plio-Cuaternarias recientes con respecto a las actuaciones de proyecto. La clasificación de “fallas activas recientes” está referida a accidentes tectónicos con evidencias de actividad demostrada durante el Plioceno y posiblemente durante el Cuaternario, y en ningún caso parecen presentarse como accidentes estructurales con signos de movimientos que puedan requerir de una monitorización actual continuada.

A partir de las maniobras de excavación en las calicatas y perforación en los sondeos, se puede concluir que el sustrato natural está compuesto por una facies rocosa de granodioritas biotíticas (secuencia de granitoides de la Orogenia Hercínica y Tardi-Hercínica), con diferentes grados de alteración, evolucionada a techo como un suelo eluvial de alteración (jabre granítico). Tapizando la serie se depositan unos sedimentos cuaternarios mayoritariamente constituidos por sedimentos litorales (dunas, playas, marismas, etc..) y depósitos aluviales asociados a la red hidrográfica de la zona, así como rellenos de fondo de vaguada (imagen 3).

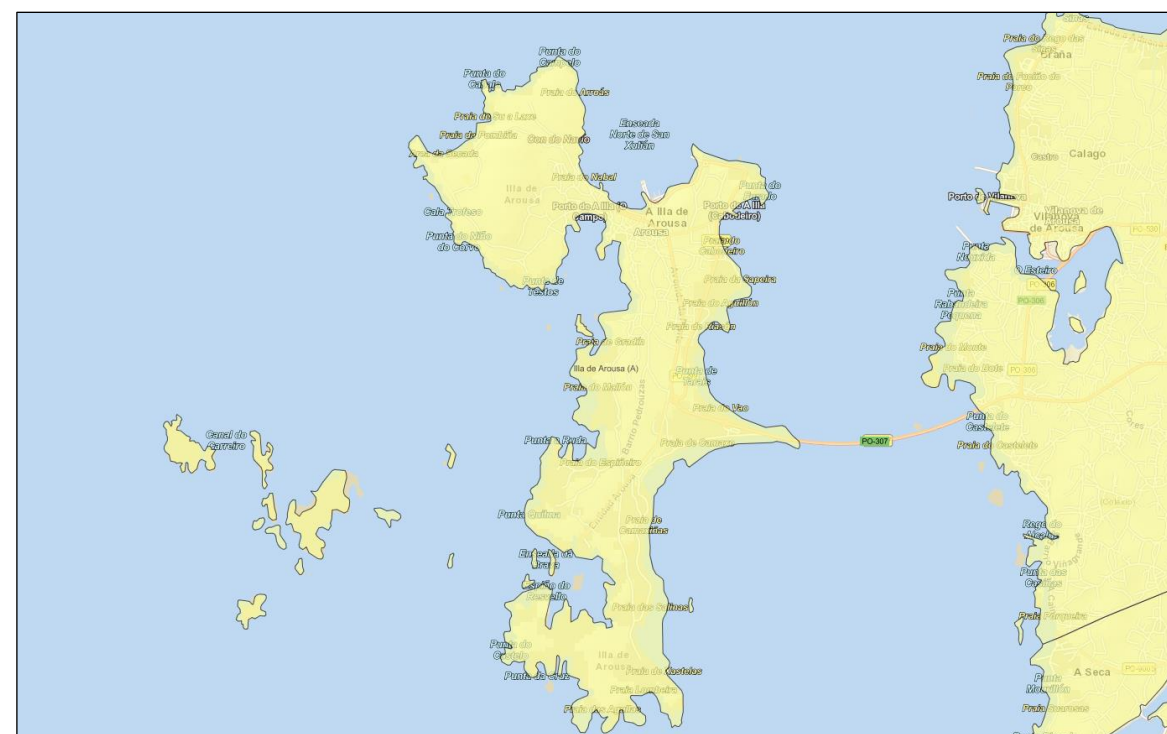
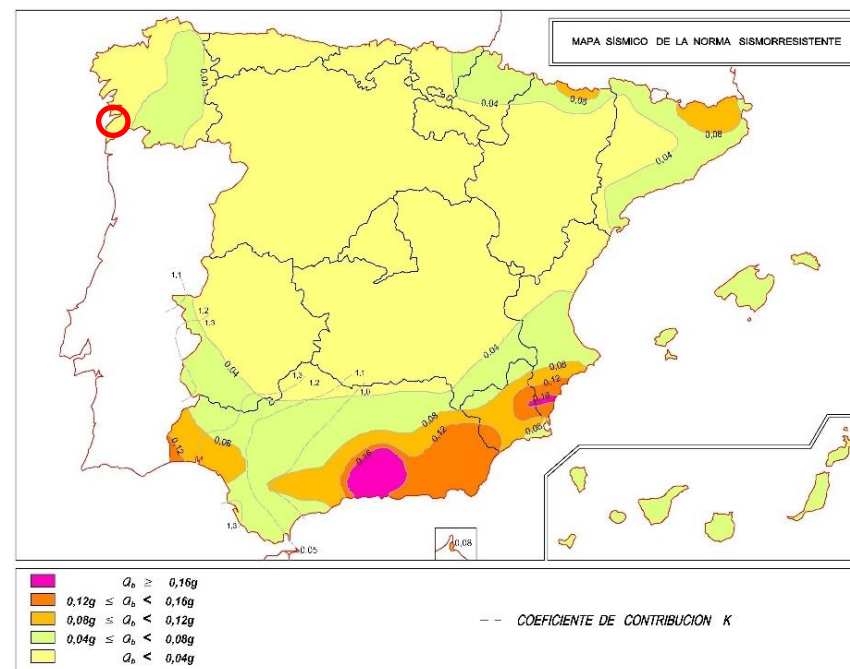


Imagen 3: Secuencia litológica identificada en las maniobras de sondeo. Nivel de tierra vegetal, jabre granítico arenoso y unidad de granodioritas con diferentes grados de alteración

La testificación de los sondeos y las maniobras de excavación en calicatas, permiten resumir que las unidades geológicas investigadas en la parcela de la EDAR responden adecuadamente al modelo geológico esperado en la zona.

3 VALORACIÓN SÍSMICA

Desde un punto de vista del estudio sísmico de la zona de estudio, la normativa de aplicación a contemplar es la “Norma de Construcción Sismorresistente” (NCSE-02)”. La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica. Dicho mapa suministra, la aceleración sísmica básica, a_b , y el coeficiente de contribución, K .



La EDAR se sitúa en una zona de baja sismicidad. Se incluyen a continuación los valores de los coeficientes sísmicos para la zona de actuación, según la NCSE-02:

- Aceleración sísmica básica $a_b < 0,04 \text{ g}$.
- Coeficiente del terreno $C = 1,07$ (valoración según testificación de sondeos S-1 y S-2, asumiendo la continuidad vertical de facies de la unidad rocosa de granodioritas a muro)

4 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

El estudio geotécnico se ha desarrollado con el apoyo de una campaña de investigación compuesta por 7 calicatas, y 3 sondeos, más la oportuna batería de ensayos realizada sobre el muestreo recuperado. Con la base de la interpretación de las prospecciones de campo y resultados de los ensayos de laboratorio, se han diferenciado los siguientes niveles:

• **Unidad Q Sv: Suelo vegetal**

No se debe considerar como un nivel geotécnico. Está constituido por arenas muy finas limosas, de compacidad muy suelta, con presencia abundante de materia orgánica y restos de raíces.

Su espesor se ha identificado entre un mínimo de 0,50 m (C-2) y un máximo de 1,20 m (SP-1).

Esta caracterización debe interpretarse con las debidas cautelas, toda vez que la testificación del sondeo SP-1 describe un nivel de Rellenos Antrópicos, compuesto arena fina-media limosa, de color marrón negruzco y compacidad floja, con abundante materia orgánica, fragmentos de roca granítica (<5 cm) y restos de conchas de bivalvo.

• **Unidad Q V (IV): Granodiorita alterada en grado V - IV (jabres compactos)**

Suelo Eluvial de alteración desarrollado a partir de la meteorización supergénica del macizo rocoso, que mantienen intacta la estructura original de la roca. Los fragmentos rocosos se muestran muy alterados. El comportamiento de cara a las sollicitaciones de la obra apenas difiere entre los grados de alteración IV y V. La mayor diferencia quizá sea la cohesión entre los granos minerales y la mayor presencia de finos en el grado de alteración V.

Su espesor se ha identificado entre un mínimo de 0,70 m (C-5) y un máximo de > 1,80 m (C-0).

Los ensayos realizados sobre el muestreo recuperado identifican una arena limosa SM con un comportamiento No Plástico de sus finos. El reparto granulométrico presenta un contenido en arenas del orden de 66,5-87,4%, un contenido en finos del orden de 10,6-33,0%, y un contenido en gravas residual del orden de 0,2-2,0%.

• **Unidad Q III: Granodiorita alterada en grado IV - III**

Se trata de la secuencia rocosa con diferente grado de alteración, desde roca muy alterada a moderadamente alterada, con rasgos de oxidación en los feldespatos. La matriz rocosa se presenta homogénea y bastante masiva, con coloración anaranjado intenso por la oxidación de los feldespatos. Las fracturas se encuentran normalmente arenitizadas.

El techo de este nivel se acota a una profundidad mínima de 0,50 m (C-2) y máxima de 2,00 m (C-4).

Se ha realizado un ensayo de resistencia sobre un testigo de roca, que ha arrojado un valor de RCS = 25,4 MPa (*resistencia Baja-Media; ISRM 1981, Jiménez Salas 1975*). El RQD medido en las maniobras de perforación es del orden del 30-40% (*calidad de la roca = Muy Mala – Mala, Deere et al. 1967*).

• **Unidad QII-I: Granodiorita alterada en grado II - I**

En esta unidad se engloba la “roca débilmente alterada y roca sana”. Se trata de la granodiorita biotítica con megacristales con leves signos de alteración.

En el sondeo S-1, esta unidad rocosa, masiva y de continuidad, se ha detectado a 4,20 m de profundidad, de forma subyacente a las unidades anteriormente descritas. Por su parte, en el sondeo S-2, esta unidad geotécnica se ha detectado a 5,60 m de profundidad.

Se han realizado dos ensayos de resistencia sobre sendos testigos de roca, que han arrojado valores de RCS = 65,7-82,4 MPa (*resistencia Media-Dura; ISRM 1981, Jiménez Salas 1975*). El RQD medido en las maniobras de perforación es del orden del 60-80%, y 100% a muro a partir de 7,50 metros de profundidad (*calidad de la roca = Buena – Excelente, Deere et al. 1967*).

4.1 Parámetros Geotécnicos Representativos

Con la base de la caracterización geotécnica realizada para cada uno de los niveles diferenciados, el estudio geotécnico presentado resume los siguientes parámetros característicos:

Unidad geológica	γ_{ap} (kN/m ³)	ϕ (°)	C (kg/cm ²)	Q_{adm} (kp/cm ²)	K_B (MN/m ³)
Qsv / Suelo vegetal	17,50	25,00	0,00	-	-
QV(IV) / Granodiorita alterada en grado V-IV	18,50	30,00	0,10	4,00	120,00
QIII / Granodiorita alterada en grado IV-III	20,00	40,00	0,25		
QII-I / Granodiorita alterada en grado II-I	24,00	42,00	0,50	5,00	5.000,00

A partir de esta propuesta de valores, se hacen las siguientes observaciones a efectos de cálculo:

- respecto del nivel superficial Qsv, teniendo en cuenta la indefinición sobre su descripción (suelo vegetal según apartado 5.1, y suelo clasificado como Relleno Antrópico según acta de testificación del sondeo SP-1), y teniendo en cuenta su naturaleza, las recomendaciones constructivas habituales aconsejan no cimentar sobre él (Sáinz Pascual, J; INZAMAC Asistencias Técnicas), siendo por lo tanto recomendable su excavación integral en el apoyo de cualquiera de las cimentaciones de proyecto.
- respecto de los niveles clasificados como QIII y QII-I, la testificación realizada en los sondeos S-1 y S-2 muestra claramente un sustrato rocoso granodiorítico a partir de 2,40-3,00 m de profundidad, cuya única diferencia a muro es el grado de fracturación/diaclasado del macizo rocoso.

Analizada la presencia y características de cada una de las unidades geológicas, se extrae el siguiente resumen de parámetros geotécnicos a considerar en los cálculos.

Unidad geológica	Profundidad*	γ_{ap} (kN/m ³)	ϕ (°)	C (kg/cm ²)	K_B (MN/m ³)
Q V(IV) / Granodiorita alterada en grado V-IV	Hasta 2,50 m	18,50	30,00	0,10	120,00
Q II-I / Granodiorita alterada en grado II-I	Desde 2,50 m	24,00	42,00	0,50	5.000,00

Los módulos de balasto obtenidos del análisis geotécnico de los datos disponibles son elevados. Finalmente, del lado de la seguridad, y para tener en cuenta que algunos de los equipos y edificios a calcular apoyarán sobre rellenos, se considerará en los cálculos un módulo de balasto muy inferior al mostrado en la tabla anterior. El módulo de balasto

considerado en los cálculos será $K_B = 10.000 \text{ kN/m}^3$, mucho más conservador que el peor previsible, del lado de la seguridad en el dimensionamiento de los armados de los equipos.

Los rellenos se ejecutarán con zahorra artificial ZA-25, compactada al 100% P.M. Por tanto, teniendo en cuenta la calidad de la cimentación de los equipos de la EDAR, unos sobre terrenos rocosos y otros sobre un material de relleno de alta calidad, los módulos de balasto considerados se encuentran muy del lado de la seguridad.

5 ESTUDIO DE LA CIMENTACIÓN

Con la base de las condiciones geotécnicas del terreno, y la tipología estructural de los elementos constructivos proyectados, se podrá adoptar una cimentación directa mediante zapatas o losa, en las condiciones particulares que se desarrollan en los próximos apartados.

A modo de resumen, el terreno de apoyo para las cimentaciones de proyecto, dependiendo de la profundidad de desplante, estará caracterizado, bien por una facies suelo, compuesto por arenas limosas SM, de compacidad Densa - Muy Densa (Nspt mínimo = 34), o bien por la secuencia rocosa granodiorítica con diferentes grados de meteorización.

Consecuentemente se proponen las siguientes metodologías de cálculo a seguir:

5.1 Cimentación sobre Suelos Granulares

En suelos granulares, a efectos prácticos recogidos en el Código Técnico de la Edificación (*DB-SE-Cimientos*), cuando la superficie del terreno es marcadamente horizontal (pendiente inferior al 10%), la inclinación con la vertical de la resultante de las acciones es menor del 10%, y se admite la producción de asientos de hasta 2,5 cm, la presión vertical admisible de servicio podrá evaluarse por asientos, mediante las expresiones basadas en el golpeo N30 obtenido en el ensayo SPT (Terzaghi y Peck):

$$q_{adm} = \frac{N \cdot S}{8} \quad \text{para } B \leq 1,2\text{m}$$

$$q_{adm} = \frac{N \cdot S}{12} \left(\frac{B + 0,3}{B} \right)^2 \quad \text{para } B > 1,2\text{m}$$

- Q adm: carga admisible
- N corr: Nspt medio del ensayo SPT en la zona de influencia de la cimentación corregido.
- S: asiento en cm
- B: ancho de la zapata

La valoración de la carga admisible del terreno para una tipología de cimentación mediante losa desplantada sobre suelos de arenas y gravas, se apoyará en la formulación de Bowles (1982, 1996), modificada de Crespo Villalaz (*ref. Mecánica de Suelos y Cimentaciones*):

$$q_{adm} = 0.11 \cdot N_{corr} \cdot C_w \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$C_w = 0.5 + 0.5 \cdot \frac{D_w}{z + B}$$

- Q adm: presión admisible de servicio para un asiento máximo de 2,5 cm
- N corr: Nspt medio del ensayo SPT en la zona de influencia de la cimentación corregido
- B: ancho de la losa en metros
- Dw: profundidad del nivel freático (caso de que exista NF)

5.2 Cimentación sobre Roca

En casos de rocas muy débiles ($RCS < 1 \text{ MPa}$) o que estén fuertemente diaclasadas ($RQD < 10\%$) o que estén bastante o muy meteorizadas (grado de meteorización $\geq IV$, escala de Meteorización de la Roca - ISRM), se recomienda considerar la roca, a efectos de cálculo, como si se tratase de un suelo. En el caso de rocas menos débiles, menos diaclasadas y menos alteradas que lo indicado en el párrafo precedente, se puede determinar una presión admisible a partir de los datos siguientes:

- Resistencia a compresión simple de la roca sana.
- Tipo de roca.
- Grado de alteración medio.
- Valor del RQD y separaciones de las litoclasas.

Estos parámetros deben ser los representativos del comportamiento del volumen de roca situado bajo la cimentación hasta una profundidad de $1,5 B^*$, medida desde su plano de apoyo. La presión admisible puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$p_{vadm} = p_0 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \sqrt{\frac{q_u}{p_0}}$$

p_{vadm} = Presión admisible.

p_0 = Presión de referencia. Deberá tomarse un valor de 1 MPa.

q_u = Resistencia a compresión simple de la roca sana.

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ = Parámetros adimensionales que dependen del tipo de roca, de su grado de alteración y del espaciamiento de las litoclasas o discontinuidades estructurales.

Influencia del tipo de roca

El parámetro α_1 puede determinarse en laboratorio ensayando muestras a tracción (o tracción indirecta) para medir la relación que existe entre la resistencia a tracción simple q_t y la resistencia a compresión simple q_u . El valor del parámetro α_1 será:

$$\alpha_1 = \sqrt{\frac{10 \cdot q_t}{q_u}}$$

A falta de información concreta respecto a este parámetro, se puede utilizar el valor que se obtenga de la tabla siguiente. En todo caso se recomienda que cuando aparezcan varios tipos de roca en un mismo apoyo, o existan dudas en esta clasificación y salvo información específica en contra, se tome como valor de cálculo $\alpha_1 = 0,4$.

GRUPO N.º	NOMBRE GENÉRICO	EJEMPLOS	α_1
1	Rocas carbonatadas con estructura bien desarrollada	• Calizas, dolomías y mármoles puros • Calcarenitas de baja porosidad	1,0
2	Rocas ígneas y rocas metamórficas (*)	• Granitos, cuarcitas • Andesitas, riolitas • Pizarras, esquistos y gneises (esquistosidad subhorizontal)	0,8
3	Rocas sedimentarias (**) y algunas metamórficas	• Calizas margosas, argilitas, limolitas, areniscas y conglomerados • Pizarras y esquistos (esquistosidad verticalizada) • Yesos	0,6
4	Rocas poco soldadas	• Areniscas, limolitas y conglomerados poco cementados • Margas	0,4

(*) A excepción de las indicadas en los grupos 1 y 3.
(**) A excepción de las indicadas en los grupos 1 y 4.

Imagen 4: Tabla de valores α_1 según el tipo de roca. Fuente: GCOC

Influencia del grado de meteorización

El grado de meteorización de la roca debe medirse de acuerdo con la escala que se indica en la siguiente tabla (escala de Meteorización de la Roca-ISRMI). Para caracterizar el grado de meteorización correspondiente a la roca que existe en el entorno de la cimentación, se usará el mayor grado de alteración que pudiera existir hasta alcanzar una profundidad igual a 1,5·B*, medida bajo el plano de apoyo.

GRADO	DENOMINACIÓN	CRITERIO DE RECONOCIMIENTO
I	Roca sana o fresca	La roca no presenta signos visibles de meteorización, pueden existir ligeras pérdidas de color o pequeñas manchas de óxidos en los planos de discontinuidad.
II	Roca ligeramente meteorizada	La roca y los planos de discontinuidad presentan signos de decoloración. Toda la roca ha podido perder su color debido a la meteorización y superficialmente ser más débil que la roca sana.
III	Roca moderadamente meteorizada	Menos de la mitad del material está descompuesto a suelo. Aparece roca sana o ligeramente meteorizada de forma continua o en zonas aisladas.
IV	Roca meteorizada a muy meteorizada	Más de la mitad del material está descompuesto a suelo. Aparece roca sana o ligeramente meteorizada de forma discontinua.
V	Roca completamente meteorizada	Todo el material está descompuesto a un suelo. La estructura original de la roca se mantiene intacta.
VI	Suelo residual	La roca está totalmente descompuesta en un suelo y no puede reconocerse ni la textura ni la estructura original. El material permanece «in situ» y existe un cambio de volumen importante.

Imagen 5: Tabla escala de meteorización de la roca. Fuente: GCOC

Los valores que se recomiendan para establecer el valor del parámetro α_2 son los siguientes:

- Grado de meteorización I (roca sana o fresca): $\alpha_2 = 1,0$

- Grado de meteorización II (roca ligeramente meteorizada): $\alpha_2 = 0,7$
- Grado de meteorización III (roca moderadamente meteorizada): $\alpha_2 = 0,5$
- Cuando el grado de meteorización sea igual o superior al IV, deberá estarse a lo especificado al respecto en el epígrafe anterior (cálculo como en suelos).

Influencia del espaciamiento entre litoclasas

La separación entre litoclasas debe caracterizarse de dos formas diferentes:

- Mediante censo de litoclasas en afloramientos próximos a la zona de cimentación.
- Midiendo el valor del RQD en los sondeos mecánicos.

En todo caso, la zona de referencia será el volumen de roca situado bajo la cimentación hasta una profundidad igual a 1,5 B*. Partiendo de estos datos, se calculará α_3 como el mínimo de entre los dos valores siguientes:

$$\alpha_3 = \min(\alpha_{3a}, \alpha_{3b}) \quad \alpha_{3a} = \sqrt{\frac{s}{1m}} \quad \alpha_{3b} = \sqrt{\frac{RQD(\%) }{100}}$$

s = espaciamiento entre las litoclasas expresado en m. Se utilizará el correspondiente a la familia de diaclasas que conduzca a un valor menor.

1m = valor que se utiliza para hacer adimensional la expresión correspondiente.

RQD = valor del parámetro «Rock Quality Designation», expresado en %.

Determinación de la resistencia a compresión simple de la roca sana

Para determinar el valor de **Qu**, a utilizar en el contexto de estos cálculos, se utilizarán probetas de roca sana y se ensayarán según UNE 22950-1, una vez eliminadas las zonas de posible alteración. Se procurará además que las probetas no tengan grietas o fisuras apreciables a simple vista. Alternativamente se podrán utilizar otros ensayos, para obtener el valor de la resistencia a compresión, mediante correlaciones debidamente contrastadas.

Limitaciones del procedimiento

Una cimentación sobre roca queda comprobada frente a los modos de fallo de hundimiento, deslizamiento, vuelco y movimientos excesivos cuando la presión de servicio de la misma, no sobrepase el valor de la presión admisible calculada, es decir, cuando:

$$P_{sv} \leq P_{v adm}$$

Con los datos y parámetros geotécnicos disponibles, se han calculado los siguientes valores para la Qadm del terreno de apoyo de las cimentaciones.

5.3 Estudio de elementos singulares: Reactor Biológico - Depósito de Fangos - Decantadores

Respecto de los elementos estructurales de la EDAR, destacan por la relevancia de las actuaciones, el Reactor Biológico, Depósito de Fangos y Decantadores Secundarios. Se identifican a continuación las características geométricas de cada uno de ellos:

- **Reactor biológico:** por definición geométrica, la cimentación del reactor biológico se dimensiona mediante losa de 34,30 m de largo y 20,10 m de ancho, desplantada a una profundidad de 3,80 m bajo rasante.
- **Depósito de fangos:** la cimentación se dimensiona mediante losa de 7,75 m de largo y 7,10 m de ancho, desplantada a una profundidad de 2,70 m bajo rasante.
- **Decantadores:** su apoyo se dimensiona mediante losa circular de \varnothing 15,20 m, desplantada a una profundidad de 3,05 m bajo rasante.

Para la identificación de la secuencia litológica en el apoyo de estos elementos estructurales se dispone de la investigación realizada en los sondeos S-1 y S-2, y en la calicata C-1. La secuencia litológica diferenciada en cada prospección es la siguiente:

En la calicata **C-1**, ejecutada en la zona del decantador Sur, se detectó la siguiente distribución de materiales:

- 0,00 – 0,70: Q sv (Suelo vegetal)
- 0,70 – 0,80: Q II-I / Granodiorita alterada G. Met II-I)

El sondeo **S-1**, realizado en la localización de los Decantadores Secundarios, ha identificado y caracterizado la siguiente secuencia litológica:

- 0,00 – 0,60: Q sv (Suelo vegetal)
- 0,60 – 1,50: Unidad Q V(IV) (Granodiorita alterada en grado V – IV / jabres compactos)
- 1,50 – 4,20: Unidad Q III (Granodiorita alterada G. Met. III)
- 4,20 – 8,30: Q II-I / Granodiorita alterada G. Met II-I)

El sondeo **S-2**, realizado en la localización del reactor biológico, ha identificado y caracterizado la siguiente secuencia litológica:

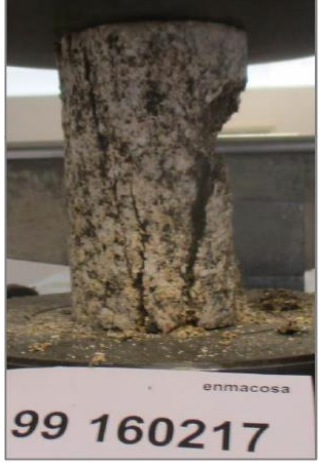
- 0,00 – 0,70: Q sv (Suelo vegetal)
- 0,70 – 1,55: Unidad Q V(IV) (Granodiorita alterada G. Met. V – IV / jabres compactos)
- 1,55 – 5,60: Unidad Q III (Granodiorita alterada G. Met. III)

Sobre este particular, las recomendaciones normativas habituales (CTE apartado 4.3.4, GCOC apartado 4.5.3, y ROM apartado 3.5.4.7), proponen que la secuencia rocosa se puede considerar como un suelo en ciertos casos, según se recoge en la tabla siguiente:

Parámetro	CTE	GCOC	ROM
Grado de Meteorización (G Met)	> IV	\geq IV	\geq IV
RQD (%)	< 25	< 10	< 10
RCS (MPa)	< 2,5	< 1	

Consecuentemente el valor de la carga admisible debe calcularse para un apoyo de la cimentación sobre roca, tomando la referencia de los ensayos realizados a los testigos de roca representativos del grado de meteorización/alteración y del tipo de roca. En este sentido se toman los siguientes valores:

- RCS = 25,4 MPa (resistencia Baja-Media). TR-1 sondeo S-2 a una profundidad de 3,20-3,35 metros.
- G. Met = III. Clasificación de la meteorización.
- RQD = 30-40 %, según testificación sondeos S-1 y S-2.

	Cimentación apoyo en roca Unidad Q III		
	Resistencia compresión simple	25,40	MPa
	R.Q.D (%)	30-40	%
	Grado de meteorización	III	G. Met.
	Tipo de roca	2	Granodiorita
	Separación de las litoclasas, s	0,5	m
	α_1	0,800	
	α_2	0,5	
	α_{3a}	1,00	
	α_{3b}	0,548	
	α_3	0,548	
	P_{v adm} =	1,10	Mpa

A efectos de cálculo, para la opción de cimentación desplantada sobre roca con G. Met III, la carga admisible del terreno se ha calculado en 1,10 MPa (11,22 kg/cm²).

A pesar de la fracturación que presenta la secuencia granodiorítica, teniendo en cuenta la profundidad de desplante de la solera del reactor, y la propia definición geométrica de la excavación, no se considera posible la formación de mecanismos de rotura en macizos diaclasados en función de la orientación y resistencia de las diaclasas, por lo que no procede aplicar las correcciones y minoraciones propuestas por *Serrano y Olalla (1998)*. Con carácter general se recomienda adoptar una presión vertical admisible de 0,50 MPa (5,00 kg/cm²).

La metodología de cálculo adoptada para cimentaciones sobre rocas establece en el apartado 4.5.3.5. *Limitaciones del procedimiento (Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras)*, que la cimentación sobre roca queda comprobada frente a los modos de fallo de hundimiento, deslizamiento, vuelco y movimientos excesivos cuando la presión de servicio de la misma, no sobrepasa el valor de la presión admisible calculada. En este sentido, se comprobará que las cargas transmitidas por la losa de fondo + losa de cubrición + columna de agua, no superen el valor de la presión admisible calculada (1.100 kN/m²).

5.4 Estudio de elementos singulares: Edificio de Control

La solución constructiva de proyecto prevé el dimensionamiento de un edificio de control de una sola planta rectangular cuyas dimensiones son de 11,10 m de ancho por 11,35 m de largo, para una profundidad de desplante del orden de 1,00-1,50 m. Por cercanía de las prospecciones, para la identificación de la secuencia litológica en el apoyo de la cimentación se dispone de la investigación realizada en la calicata C-4, donde se detectó la siguiente distribución de materiales:

- 0,00 – 0,90: Qsv -Suelo vegetal
- 0,90 – 2,00: Unidad Q V(IV) - Granodiorita alterada G. Met. V / jabres compactos

- 2,00-2,10: Unidad Q III - Granodiorita alterada G. Met. IV - III

Consecuentemente el valor de la carga admisible debe calcularse para un apoyo de la cimentación sobre facies suelo, en este caso, de naturaleza granular (arenas limosas SM) de compacidad Densa - Muy Densa (Nspt mínimo = 34).

Sondeo	Profundidad (m)	Golpeos	N30	Compacidad	Densidad Relativa (%)
S-2	SPT-1 (1,10-1,58)	9-11-23-R	34	Densa	65-85

Edificio de Control	Losa
Dimensiones (m):	11,10 x 11,35
Profundidad apoyo	≈ 1,50 m
Nivel geotécnico de apoyo	Unidad Q v (IV) granodiorita alterada G. Met. V / jabres
Prof. Nivel freático	4,80 m
Nspt de cálculo	36* (34 – R)
Q adm (kg/cm²) Bowles (Crespo Villalaz)	4,88

* A efectos de cálculo se adopta el valor Nspt representativo en la columna litológica, aplicando la corrección por profundidad del ensayo debido a la sobrecarga efectiva (N60 corregido = f x N), obtenido en una zona de influencia de la cimentación comprendida entre un plano situado a una distancia 0,5·B* por encima de su base y otro situado a una distancia mínima 2B* por debajo de la misma (4.5.2.1 – GCOC / 4.3.3 - CTE DB SE-C).

La excavación para conseguir la profundidad de apoyo de la cimentación debe garantizar obligatoriamente la eliminación integral del nivel Qsv - Suelo vegetal. Para la opción de cimentación mediante losa apoyada a una profundidad de ≈ 1,50 m, el valor de la carga admisible se ha calculado en 4,88 kg/cm² (478,56 kN/m²). Con carácter general se recomienda adoptar una presión vertical admisible de 0,40 MPa (4,00 kg/cm²).

La metodología de cálculo en suelos granulares ya asocia la limitación de asentos para la opción de cimentación mediante losa (5,00 cm), por lo que el valor de la carga admisible debe considerarse como carga de servicio.

5.5 Módulo de Balasto Vertical

El módulo de balasto se define como el cociente entre la presión vertical aplicada sobre un determinado punto de una cimentación directa, y el asiento experimentado por dicho punto:

KS​B​=qδ

Valorando las dimensiones de cimentación propuestas, la metodología para el cálculo del módulo de balasto del terreno será, la conversión del coeficiente de balasto K30 en función de las dimensiones planteadas, según la siguiente formulación:

- cuadrada de ancho B (suelos granulares)
KS​B​=Ksp30⋅[(B+0,30)/2B]²
- rectangular de ancho B (cualquier tipo de terreno)
KS​B​=Ksp30⋅(1+B/2L)

Los valores Ksp30 adoptados siguen las recomendaciones de la tabla D.29 del CTE (DB-SE-C) y los publicados por Freire Tellado, M; “Interacción del suelo, cemento y estructura; 2006”; y Calavera, J.; 1991:

B (m)	L (m)	Profundidad Cimentación (m)	Nivel geotécnico	Coeficiente de balasto Ksp30	Módulo de Balasto KSB (Tn/m3)
20,10	34,30	3,80	Unidad Q III	Roca 5.000 MN/m³	110.990,67
7,10	7,75	2,70			131.558,59
Ø 15,20		3,05			129.982,90
11,10	11,35	1,50	Unidad Q v (IV)	Arenas SM 120 MN/m³	2.879,36

Pese a que en la tabla anterior se muestra que para los elementos cuya cimentación es más profunda (superior a 2,50 m) el módulo de balasto se correspondería al de una roca, se recomienda emplear en los cálculos el módulo de balasto de las arenas (Ksp30 = 120 MN/m³) para eliminar posibles incertidumbres asociadas a la toma de datos geotécnicos sobre el terreno.

5.6 Agresividad química del Suelo y del Agua Freática

Según se desprende de los ensayos de laboratorio realizados para la determinación de la Clase Específica de Exposición, y el Grado de Agresividad del terreno de apoyo de las cimentaciones de proyecto, es oportuno concluir un ambiente No Agresivo para el terreno natural.

Para completar la clasificación de la agresividad química frente al hormigón, se ha analizado la muestra de agua freática obtenida en el sondeo S-2. Los resultados obtenidos se añaden en la tabla siguiente, en comparación con los valores referencia:

Parámetros Análisis de agua Sondeo S-2	Resultados	Tipo de Exposición		
		Qa	Qb	Qc
		Ataque débil	Ataque	Ataque fuerte
Valor del pH	7,57	6,5 – 5,5	5,5 – 4,5	< 4,5
CO2 agresivo (mg CO2/l)	4,4	15 – 40	40 – 100	> 100
Ión Amonio (mg NH4+/l)	11,0	15 – 30	30 – 60	> 60
Ión Magnesio (mg Mg2+/l)	7,7	300 – 1000	1000 - 3000	> 3000
Ión Sulfato (mg SO4/l)	39,0	200 – 600	600 – 3000	> 3000
Residuo Seco (mg/l)	480,1	75 - 150	50 - 75	< 50

El agua freática investigada procedente del sondeo S-2, NO representa agresividad química para los hormigones.

De cara a los requisitos de durabilidad, el ambiente considerado se particulariza en cada elemento según su uso y exposición, siendo el IIa, el correspondiente a los elementos en contacto con el terreno, y IV+Qb para los elementos en contacto con agua residual.

Adicionalmente, en lo referente a la Clase General de Exposición, la Instrucción de Hormigón Estructural recoge en su articulado las prescripciones y recomendaciones para los elementos exteriores de estructuras situadas a menos de 5,00 km de la línea costera (marina, aérea, IIIa, corrosión por cloruros). La actuación de proyecto se localiza a escasamente 150 metros de la ría de Arousa, por lo que en los elementos aéreos se considera el ambiente IIIa.

El ataque por cloruros al hormigón puede provenir de dos fuentes principales, en la primera los iones cloruros pueden estar presentes dentro de la mezcla del hormigón (p.e., áridos contaminados, agua de mar o contaminada, cemento y/o aditivos con contenidos altos de cloruros); en la segunda los cloruros ingresan desde el exterior. Esta última se puede dar por el uso de sales de deshielo, exposición a ambientes marinos, presencia de cloruros en sustancias químicas que puedan atacar al hormigón, entre otros.

De acuerdo con la Norma Europea EN 206, se definen tres clases de severidad a la corrosión inducida por cloruros de origen distinto al marino (XD1, XD2, XD3).

Clase / Class	Descripción / Description	Ejemplos / Example
XD1	Moderadamente húmedo / <i>Moderately moist</i>	Superficies de hormigón expuestas a cloruros transportados por vía aérea / <i>Concrete surfaces exposed to air-borne chlorides</i>
XD2	Húmedo, rara vez seco / <i>Moist, rarely dry</i>	Piscinas y hormigones en contacto con aguas industriales que contengan cloruros / <i>Swimming pools and concretes in contact with chloride-containing industrial water</i>
XD3	Ciclos de humedad y sequedad / <i>Wet-dry cycles</i>	Elementos de puentes expuestos a salpicaduras que contengan cloruros; pavimentos; Losas de aparcamientos / <i>Bridge members exposed to spray-borne chlorides;</i> <i>pavements; car park slabs</i>

La concentración crítica de cloruros (C_{th}) deberá ser establecida por el Autor del proyecto de acuerdo con las consideraciones específicas de la estructura/cimentación. En condiciones normales, puede adoptarse un valor del 0,6% del peso de cemento para la comprobación del Estado Límite en relación con la corrosión de las armaduras pasivas. En el caso de armaduras activas pretesas, puede adoptarse un valor límite de C_{th} de 0,3% del peso de cemento.

La concentración de cloruros en la superficie del hormigón (C_s), depende de las condiciones externas, especialmente de la orografía del terreno y el régimen de vientos predominantes en la zona, en el caso de ambientes próximos a la costa. Además, C_s varía con la edad del hormigón, alcanzando su valor máximo a los 10 años. A falta de valores obtenidos a partir de ensayos en estructuras de hormigón situadas en las proximidades, se adoptará un valor de C_s de acuerdo con la tabla siguiente, en función de la clase general de exposición. En elementos aéreos se adoptará un valor de C_s = 0,14 y en elementos en contacto con agua residual será C_s = 0,50.

Clase general de exposición	IIIa		IIIb	IIIc	IV
Distancia respecto a la costa	Hasta 500 m	500m – 5000m	Cualquiera		---
C _s (% peso de hormigón)	0,14	0,07	0,72	0,50	0,50

6 ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES

Teniendo en cuenta el objetivo funcional de las actuaciones asociadas a la construcción de la nueva EDAR, será necesario realizar excavaciones de índole temporal para el encaje geométrico de los elementos estructurales (reactor biológico, decantadores, espesador de fangos, arqueta de pretratamiento etc...), así como excavaciones definitivas para conseguir la cota de urbanización de la EDAR. De igual manera, se prevé la realización de trabajos de excavación temporal para el trazado de las dos nuevas conducciones proyectadas.

En líneas generales las excavaciones de mayor profundidad se localizan en la zona de implantación de los decantadores y del reactor biológico, donde se esperan profundidades de excavación del orden de 3,50 - 4,00 m. La

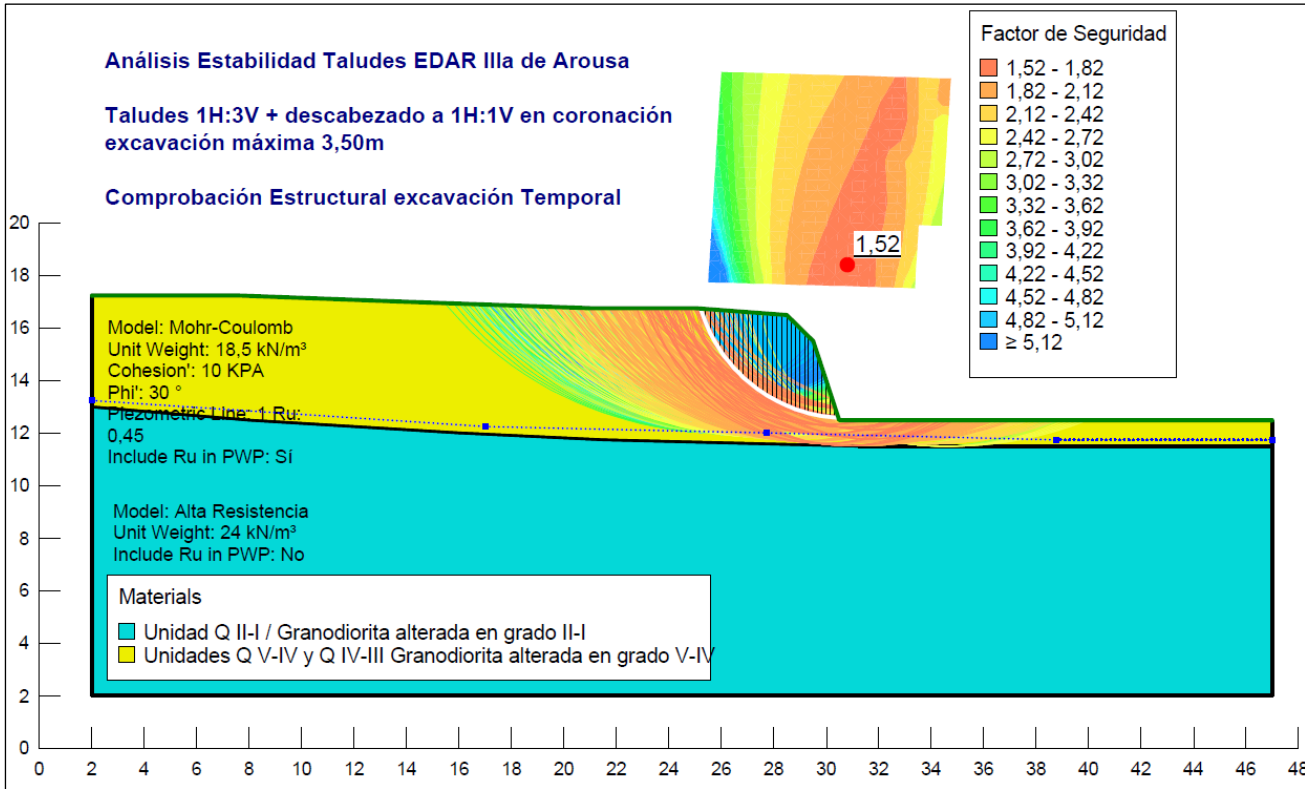
colocación de la planta de pretratamiento y el taller, requerirán excavaciones máximas de ≈ 2,00 metros. La excavación para las nuevas conducciones tendrá una profundidad máxima de 1,50 metros en la conducción de conexión de la nueva EDAR con la EDAR existente, y una profundidad máxima de 2,00 - 3,00 m en el emisario de vertido al mar.

6.1 Excavaciones Temporales

Respecto de los taludes de las excavaciones temporales que se realizarán en los niveles de suelo (Unidades Q_{sv}, Q_{V-IV} y Q_{IV-III}), se considera necesario completar la valoración del rango de estabilidad, con la incorporación de la lámina freática identificada en los sondeos, mediante la ponderación del coeficiente de presión intersticial “*Ru*”, y comprobar de nuevo la estabilidad frente a deslizamiento para las relaciones H:V recomendadas. De esta forma el terreno queda dividido en dos zonas con presión intersticial negativa y positiva, siendo la línea de separación entre ambas el nivel freático. En este sentido, la presencia de agua representa, con respecto a la estabilidad de un talud, una reducción importante de la resistencia al corte del suelo, al disminuir la tensión normal efectiva, y aumentar el peso por saturación (González de Vallejo, L.I.; *Ingeniería Geológica*, 2002).

El análisis de la estabilidad se ha realizado mediante un modelo de equilibrio límite que se basa en suponer las superficies de deslizamientos circulares. El método de determinación del factor de seguridad elegido ha sido el de Morgenstern–Price, para condiciones de equilibrio en rebanadas de espesor diferencial, que satisfacen el equilibrio de fuerzas y el equilibrio de momentos. La determinación del coeficiente de seguridad correspondiente a un posible círculo de deslizamiento consiste en dividir la masa deslizante en rebanadas verticales (dovelas), que se consideran como sólidos rígidos o bloques, y que, por tanto, deben satisfacer, cada uno, todas las condiciones de equilibrio. El método de Morgenstern-Price asume que existe una función que relaciona las fuerzas de corte y las fuerzas normales entre dovelas.

El perfil de cálculo queda compuesto por un nivel a techo para el que se permite el desarrollo de superficies de deslizamiento circulares (unidades Q_{V-IV} y Q_{IV-III}), y por un nivel a muro para el que se ha definido el modelo de alta resistencia permitido por el software de cálculo, como corresponde a una secuencia rocosa (unidad Q_{II-I}), con limitación de superficies de deslizamiento circulares. Teniendo en cuenta el carácter granular del suelo, el grado de permeabilidad del terreno y su capacidad para drenar, el cálculo de la estabilidad se ha realizado para una situación de análisis en condiciones drenadas.



El estudio de la estabilidad frente a deslizamiento presenta un coeficiente de seguridad de $FS = 1,52$ – Estable, aunque cercano al límite normativo recomendado ($FS \geq 1,50$). La profundidad máxima de excavación debe acotarse en 3,50 metros para elementos estructurales y conducciones auxiliares.

Para las conducciones o canalizaciones auxiliares, con carácter genérico, se seguirán escrupulosamente las recomendaciones de la NTP 278 (Zanjas: prevención del desprendimiento de tierras; INSHT), por lo que la excavación en zanjas debe evitar necesariamente que el corte del terreno en la cabecera se vea solicitado por cargas estáticas y dinámicas (cimentaciones, viales y acopios equivalentes).

6.2 Excavaciones Definitivas

En lo que respecta a las excavaciones definitivas en la parcela de la EDAR, las de mayor profundidad se localizan en la zona Norte de la parcela, adyacente a la carretera de acceso a las instalaciones del “IGAFA - Instituto Galego de Formación en Acuicultura”.

Según los perfiles transversales proporcionados, la excavación máxima para conseguir la cota de Urbanización está en el entorno de 2 metros con secciones a media ladera excavadas en el límite Norte y terraplenadas en relleno en el límite Sur.

La testificación de los sondeos S-1 y S-2, y de las calicatas C-1, C-2 y C-4, indica que la secuencia rocosa granodiorítica poco alterada o sana con G. Met II, presenta una cota de afloramiento sub-superficial (particularmente en la cata C-1), que hace pensar en la posibilidad de que parte del perfil de excavación en la zona Norte de la parcela, se ejecute mayoritariamente sobre el macizo rocoso.

Como apoyo de esta posibilidad se adjunta la imagen tomada de la cobertura Google Earth en la carretera situada a escasamente 15,00-20,00 metros de distancia de la parcela de la futura EDAR (imagen 6), donde se aprecian los afloramientos rocosos en el talud de desmonte, y que también aparece relacionada en el Anejo 5 Estaciones de Observación del estudio geotécnico “UTE AROSA (AYESA-EIC). NUEVA EDAR. ILLA DE AROUSA”.



Imagen 6: Afloramientos rocos en el talud de la carretera adyacente a la parcela de la EDAR

Para determinar el talud de excavación recomendable en la secuencia rocosa, según los criterios de valoración del índice RMR (*Bieniawski, 1976 modificada de 1989*), se adopta la correlación propuesta por los criterios de *Hall, 1985*, a partir de la clasificación genérica del macizo rocoso (RMR, Calidad MR, y Clase).

Clase	I	II	III	IV	V
RMR	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Calidad MR	Muy Buena	Buena	Media	Mala	Muy Mala
$B = (0,65-0,70) RMR + 25$	RMR 90 (83º)	RMR 70 (70º)	RMR 50 (60º)	RMR 30 (46º)	Facies Suelo

Para la secuencia rocosa granodiorítica poco alterada, el valor RQD medido en las maniobras de perforación es del orden del 60-80%, y 100% a muro a partir de 7,50 metros de profundidad (*calidad de la roca = Buena – Excelente, Deere et al. 1967*). Con carácter general, se recomienda que las excavaciones en roca se ejecuten con taludes 1H:3V.

Las imágenes disponibles sobre afloramientos rocosos cercanos a la parcela de la EDAR permiten visualizar al menos 3 familias de discontinuidades estructurales, que cuarteán el macizo y que posibilitan diferentes opciones de modelos de rotura en roca (imagen 7).



Imagen 7: Identificación de las familias de litoclasas J1, J2 y J3, en los afloramientos rocosos del talud de la carretera adyacente a la parcela de la EDAR

No se dispone de mediciones estructurales de las litoclasas en estaciones geomecánicas en notación Dip/Dip-Direction, de las discontinuidades para su representación estereográfica, y su posterior análisis cinemático respecto de la dirección del talud de excavación de la parcela de la EDAR en su límite Norte. Por lo tanto, en previsión de que, durante la excavación de los taludes indicados, se constate la necesidad de elementos de sostenimiento para garantizar la seguridad a largo plazo frente a la caída de bloques, se propone la valoración previa de la colocación de malla de triple torsión, anclada en cabecera y pie con bulones abastionados, fijados con lechada de mortero, con las siguientes características:

Propuesta de tipología de sostenimiento: malla triple torsión 8x10-16, con diámetro de alambre de 2'00 mm, anclada en coronación y pie, con bulón de acero, de 20 mm y 1,50 m de longitud, separación entre bulones 2,00 m, y cable de atado de acero galvanizado de 12 mm.

7 ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE LOS RELLENOS

La parcela en la que se construirá la nueva EDAR presenta una sección transversal a media ladera que requiere llevar a cabo importantes movimientos de tierras. Las potencias máximas de relleno se aproximarán a los 4,00 metros de altura. El estudio de estabilidad define un rango de estabilidad aceptable para una relación de taludes 1H:1V. Respecto a la información aportada por el estudio geotécnico, se considera oportuno completar la valoración del rango de estabilidad, con la incorporación de la sobrecarga por tráfico de 10 kN/m² en coronación de los rellenos, y comprobar de nuevo la estabilidad frente a deslizamiento, de cara a ocupaciones en planta y movimiento de tierras.

El análisis de la estabilidad se ha realizado mediante un modelo de equilibrio límite que se basa en suponer las superficies de deslizamientos circulares. El método de determinación del factor de seguridad elegido ha sido el de Morgenstern-Price, para condiciones de equilibrio en rebanadas de espesor diferencial, que satisfacen el equilibrio de fuerzas y el equilibrio de momentos. La determinación del coeficiente de seguridad correspondiente a un posible círculo de deslizamiento consiste en dividir la masa deslizante en rebanadas verticales (dovelas), que se consideran como sólidos rígidos o bloques, y que, por tanto, deben satisfacer, cada uno, todas las condiciones de equilibrio. El

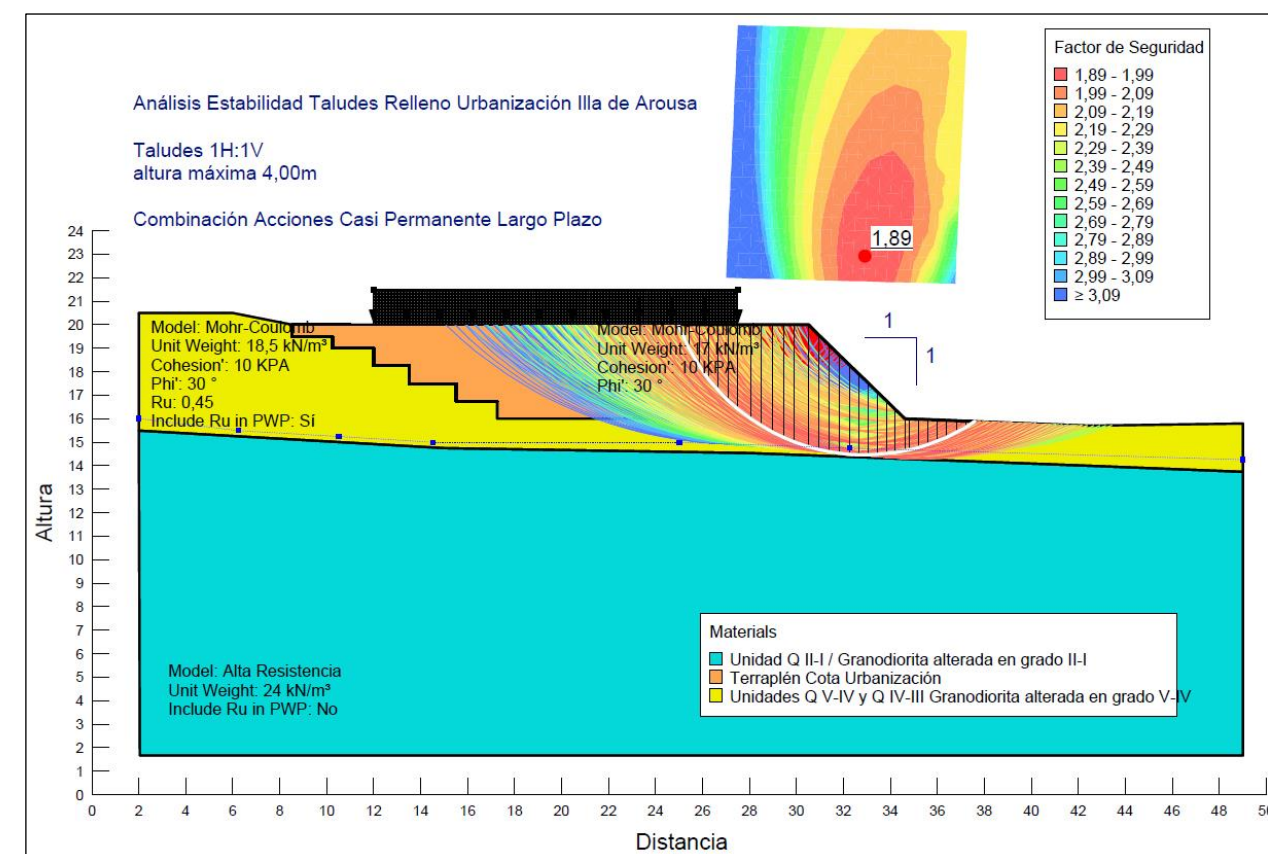
método de Morgenstern-Price asume que existe una función que relaciona las fuerzas de corte y las fuerzas normales entre dovelas.

En el caso de los terraplenes/rellenos, la situación más desfavorable se produce a corto plazo durante el proceso de ejecución del relleno, sin disipación de las sobrepresiones intersticiales en el cimiento (modelo no drenado), y se consolida para una situación a largo plazo, suponiendo que las sobrepresiones se han disipado completamente (modelo drenado). Teniendo en cuenta el carácter granular del suelo, el grado de permeabilidad del terreno y su capacidad para drenar, el cálculo de la estabilidad se ha realizado para una situación de análisis en condiciones drenadas, más la colocación de la sobrecarga por uso viario.

Los parámetros asignados al relleno de Urbanización se han adoptado siguiendo la propuesta de NAVFAC 1971 (Manual de Ingeniería de Taludes, Ayala Carcedo; ITGE), y Muelas Rodríguez, A.; (Manual de Mecánica del Suelo y Cimentaciones).

Nivel	γ_{ap} (KN/m ³)	Cohesión efectiva C' (kPa)	Ángulo de rozamiento ϕ' (º)
Terraplén cota Urbanización	17	10	30

La comprobación de la Estabilidad presenta un coeficiente de seguridad FS = 1,89 para la Combinación de Acciones Casi Permanente a Largo plazo. Se considera Estable para taludes 1H:1V y máxima altura de 4,00 metros.



El solape entre el terreno natural y el relleno necesario debe realizarse mediante cajeado escalonado para proporcionar una mayor trabazón. La excavación del cajeado se realizará mediante bancos, manteniendo en cada banqueta una base mínima de 1,50 m y una altura de 0,50 m.

ANEXO 1. ESTUDIO GEOTÉCNICO

enmacosa consultoría técnica, s.a.
| O.C.T. | Laboratorio | Edificación | Geotecnia |
| Instalaciones

referencia: P-140808
peticionario: UTE AROSA (AYESA - EIC)
obra: NUEVA EDAR DE A ILLA DE AROUSA.
situación: ILLA DE AROUSA (PONTEVEDRA).
contenido: ESTUDIO GEOTÉCNICO.
nº trabajo: 99 162786

ÍNDICE

1 INTRODUCCION, OBJETO Y ALCANCE.....	4
2 ENTORNO GEOLÓGICO.....	6
3 SISMICIDAD.....	11
4 METODOLOGÍA DE TRABAJO.....	14
4.1 Trabajos de gabinete.....	15
4.2 Trabajos de reconocimiento.....	15
4.3 Ensayos de laboratorio.....	19
5 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES.....	20
5.1 Unidad Q _{SV} : Suelo vegetal.....	20
5.2 Unidad Q _{V (IV)} : Granodiorita alterada en grado V - IV.....	21
5.3 Unidad Q _{III} : Granodiorita alterada en grado IV-III.....	24
5.4 Unidad Q _{II-I} : Granodiorita alterada en grado II – I.....	25
6 PRESENCIA DE AGUA.....	28
6.1 Mediciones de los niveles de agua.....	28
6.2 Permeabilidad de los materiales (coeficientes de permeabilidad).....	28
6.3 Conclusiones y recomendaciones.....	29
7 ASPECTOS GEOTÉCNICOS CONCRETOS.....	30
7.1 Desmontes.....	30
7.2 Excavabilidad de los materiales.....	42
7.3 Utilidad / aptitud de los materiales de arranque.....	44
7.4 Rellenos.....	45
7.5 Coeficientes de paso y coeficientes de esponjamiento.....	50
7.6 Explanadas.....	51
7.7 Cimentación de estructuras.....	53

ANEJOS AL INFORME

ANEJO 1.- SITUACIÓN DE LOS PUNTOS INVESTIGADOS.

ANEJO 2.- REGISTRO Y FOTOGRAFÍAS DE LOS SONDEOS A ROTACIÓN.

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

ANEJO 4.- REGISTRO DE LAS CALICATAS DE RECONOCIMIENTO.

ANEJO 5.- ESTACIONES DE OBSERVACIÓN.

ANEJO 6.- PERFILES GEOLÓGICO – GEOTÉCNICOS.

ANEJO 7.- RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO.

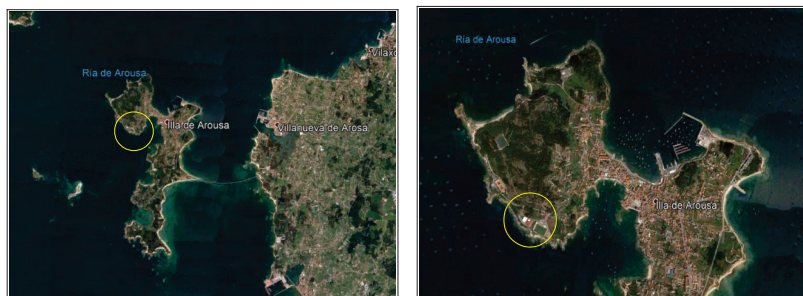
ANEJO 8.- CLASIFICACIÓN DE EXPLANADAS.

ANEJO 9.- REPORTAJE FOTOGRÁFICO.

1 INTRODUCCION, OBJETO Y ALCANCE

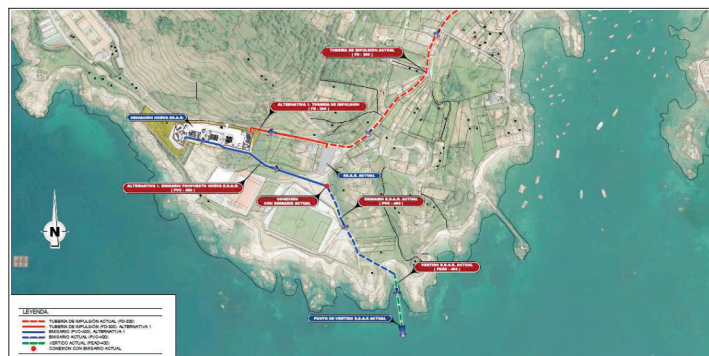
El presente documento resume la investigación geotécnica realizada por **enmacosa consultoría técnica, s.a.**, a petición de **UTE AROSA (AYESA – EIC)**, para el desarrollo del “*proyecto de la nueva EDAR de A Illa de Arousa*”, ubicada en la zona de Niño do Corvo, dentro del Concello de A Illa de Arousa (Pontevedra).

En las fotografías aéreas adjuntas se localiza el ámbito de actuación respecto a los elementos geográficos del entorno.



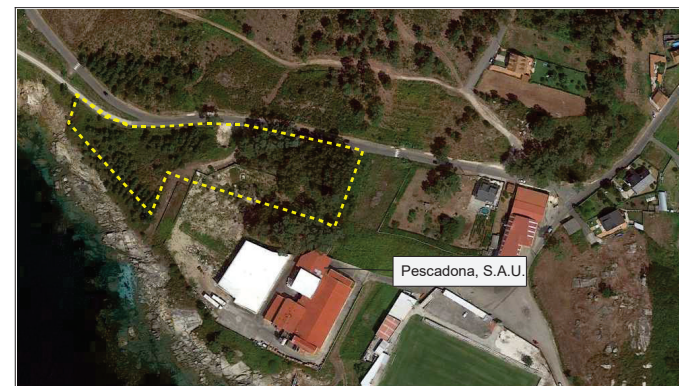
Fotografías aéreas del ámbito de actuación

La nueva EDAR contempla la construcción de una estación depuradora y dos canalizaciones en la zona de Testos. Tal y como se muestra en la figura adjunta, la primera canalización, de longitud igual a 125 metros lineales, conectará la nueva EDAR con la estación de depuración existente, mientras que la segunda canalización, de longitud igual a 175 metros, unirá la EDAR proyectada con una canalización existente que evacúa aguas al mar.



Ubicación de la estación depuradora y las canalizaciones

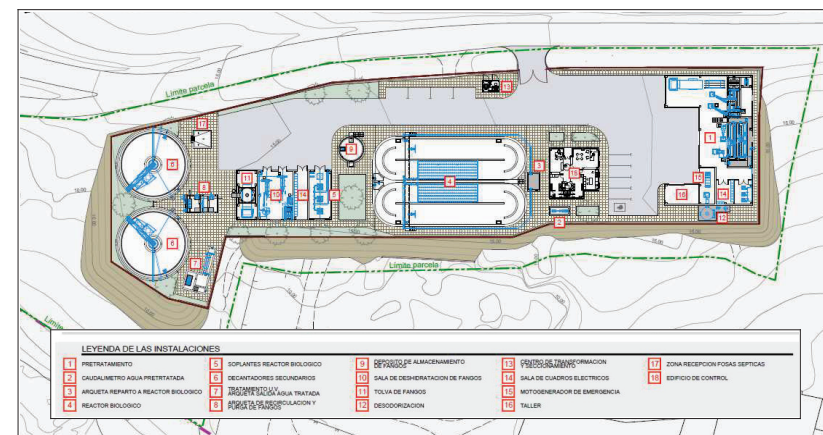
Tal y como se observa en la figura adjunta, la superficie a ocupar por la estación depuradora limitará en su extremo Norte con una carretera asfaltada que servirá de acceso a la nueva EDAR, con terrenos de la empresa Pescadona, S.A.U. (parcialmente acondicionados), con el borde costero litoral y con zonas boscosas y de matorral.



Zona de implantación de la nueva estación depuradora

La nueva estación depuradora se emplazará en una zona de media ladera, de pendiente dirigida hacia el Sur – Suroeste geográfico, por lo que para la implantación de las diferentes instalaciones proyectadas será necesario llevar a cabo importantes movimientos de tierras.

En la figura adjunta se muestra la distribución en planta de las distintas instalaciones proyectadas.



Distribución en planta de las instalaciones proyectadas

Teniendo en cuenta la ubicación de la nueva estación depuradora respecto a la carretera que servirá de acceso al nuevo EDAR, la mayor parte de la superficie de rasante acabada se corresponderá con zonas de relleno.

Los taludes de relleno permanentes inicialmente se dispondrán en aquellas zonas más deprimidas, donde los espesores de material de relleno sean mayores, no obstante, en el momento de realización del presente estudio aún se cuestiona la posibilidad de ejecutar muros subverticales de cierre (para minimizar la ocupación de parcelas colindantes).

Las principales labores de desmonte a realizar se llevarán a cabo en aquellos puntos donde se plantean instalaciones soterradas (decantadores secundarios, reactor biológico, zona de pretratamiento, zona de taller, etc).

Los taludes de desmonte a generar serán en su mayoría taludes temporales, puesto que una vez se ejecuten las estructuras, éstas serán parcialmente soterradas hasta alcanzarse la cota de rasante acabada.

El objeto del presente estudio pasa por 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.
- Incidencia de los procesos de alteración en las masas rocosas.
- Presencia de agua.
- Excavabilidad y sostenimientos de los materiales.
- Capacidad portante del terreno y condiciones de cimentación.

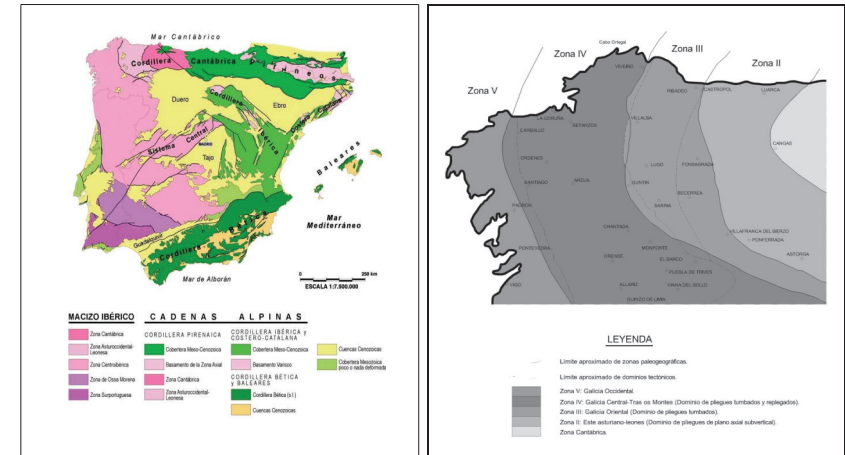
El Informe se ha estructurado de la siguiente forma:

- Una primera parte en la que se describen, en términos generales, los aspectos geológico-geotécnicos de la región en que se centra el estudio.
- Una parte intermedia en la que, tras explicitar los criterios de trabajo, se describen de forma pormenorizada las características de las distintas unidades geotécnicas establecidas.
- Una parte final en la que se detallan las respuestas que otorgarán los materiales afectados por la obra a las solicitudes de la misma.

2 ENTORNO GEOLÓGICO.

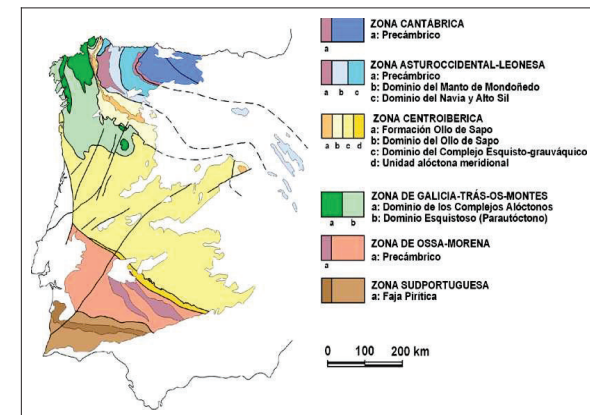
Geográficamente, el área estudiada se sitúa en la Provincia de Pontevedra, concretamente en el Concello de A Illa de Arousa, en una zona conocida como "Niño do Corvo".

Desde el punto de vista tectónico y estructural, la superficie investigada se incluye en la "Zona Centro Ibérica" definida por Julivert en 1972. A su vez se incluye en la zona V de Matte, Ph (1968) "Galicia Occidental-NW de Portugal".



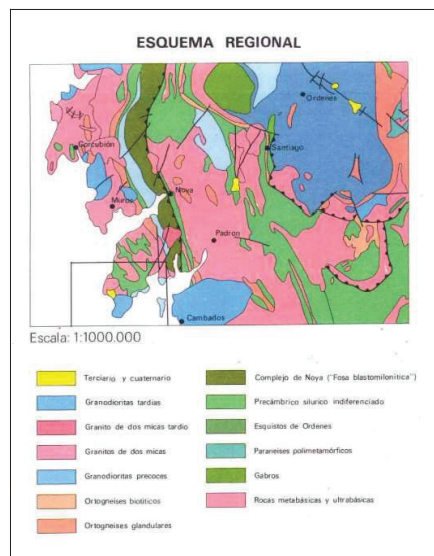
Compartimentación estructural de la Península Ibérica y División del Macizo Ibérico Matte (1968).

En términos generales, la zona objeto de estudio, se puede subdividir en dos Dominios geológicos con características bien diferenciadas: Dominio de los Complejos Alóctonos y Dominio Esquistoso (Parautoctono).



Dominios geológicos

En el esquema regional, presentado a continuación, se aprecia el entorno geológico de la hoja geológica donde se proyecta la obra descrita.



La ubicación geológica del ámbito de actuación se encuadra dentro de la Hoja N° 151 (Puebla de Caramiñal) de la serie de MAGNA E 1:50.000, publicada por el ITGE en 1978.

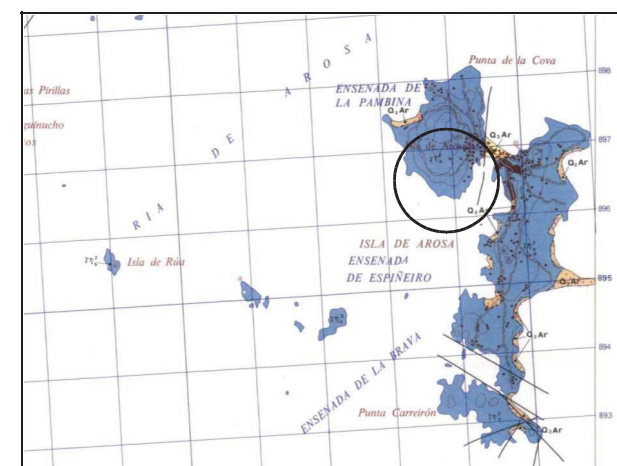
Concretamente, en la hoja de la Puebla de Carmiñal pueden diferenciarse tres grandes grupos de materiales:

- **Complejo de Noya:** situados al NE de la hoja y constituido por esquistos y paragneises. Se trata de una serie monótona de origen grauváquico, ricos en plagioclasa, con algunas intercalaciones de esquistos.
- **Dominio migmatítico y de las rocas Graníticas:** localizadas al O de la hoja. Constituida por una asociación de rocas orientadas, graníticas, gneísicas, glandulares y esquistosas, que en su conjunto se hallan muy tectonizadas y en parte milonitizadas, que posteriormente han sufrido parcialmente un intenso proceso de migmatización con un metasomatismo posterior de gran importancia.

- **Granito Hercínico y Tardi-Hercínico:** ocupan casi la totalidad de la Península del Barbanza se trata fundamentalmente de dos granitos, hercínico uno y tardi-hercínico el otro, emplazados en metasedimentos con desarrollo de corneanas en algunos casos.

Sobre los materiales anteriormente mencionados se depositan unos sedimentos cuaternarios mayoritariamente constituidos por sedimentos litorales (dunas, playas, marismas, etc) y sedimentos aluviales, así como rellenos de fondo de vaguada.

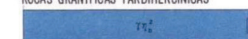
En el plano geológico a escala 1/50.000 adjunto, se concreta la ubicación geológica del ámbito de actuación.



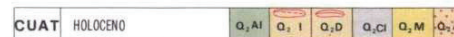
Hoja N° 151 (Puebla de Caramiñal)

ROCAS PLUTONICAS

ROCAS GRANÍTICAS TARDIHERCINICAS



7% Granodiorita biotítica con megacristales



Q₂ AI Llanuras aluviales y fondos de valle
Q₂ CI Cordón litoral
Q₂ D Dunas
Q₂ I Indiferenciado
Q₂ M Marismas
Q₂ Ar Arenas de playa

Leyenda

Tal y como se puede observar en el plano geológico de la Puebla de Caramiñal, la totalidad de la isla donde se enmarca la zona objeto de estudio está conformada por la unidad geológica denominada *Granodiorita biotítica con megacrístales*.

Unicamente, de forma puntual, se han cartografiado niveles sedimentarios correspondientes con arenales de playa.

Aspectos geomorfológicos:

La nueva EDAR se emplaza en una zona geomorfológica de suaves relieves, bastante arrasado por erosión.

Los desniveles existentes vienen marcados por el escaso encajamiento de la red hidrográfica secundaria local. Los arroyos y regatos discurren normalmente por vaguadas de suave pendiente y escasa profundidad.

En el entorno de la zona objeto de estudio, dominan las formas de relieve planas e intermedias, con pendientes menores al 15%, donde las aureolas de alteración de los macizos rocosos conservan su disposición original, modelando relieves suaves.

La estabilidad de ladera es buena. No se han observado movimientos en masa de importancia, salvo Creep superficial del suelo en zonas con mayor pendiente y/o en zonas alteradas por la mano del hombre. Normalmente este tipo de inestabilidad solamente afecta a la tierra vegetal y primer medio metro de suelo residual.

El aspecto geomorfológico más llamativo en la zona investigada es la existencia de grandes superficies redondeadas de roca sana incluidos en el jabre que generan un paisaje de berrocales. La morfología de estas superficies de roca superficial tiende a la esfericidad, morfología indicativa de baja deformación de la matriz rocosa.

Aspectos hidrogeológicos:

El macizo rocoso que constituye el sustrato local es impermeable. La infiltración se produce a través de zonas fracturadas o muy alteradas, siendo la porosidad de tipo fisural.

En aquellas zonas donde el macizo rocoso está "sano" el drenaje se lleva a cabo por escorrentía superficial, mientras que las zonas más fracturadas favorecen la infiltración, circulación y almacenamiento de aguas subterráneas, conformándose acuíferos subterráneos profundos.

El horizonte de alteración del macizo rocoso posee un carácter semipermeable por porosidad intergranular. El drenaje se desarrolla por un mecanismo mixto de infiltración (causante de circulación en el contacto con la roca sana) y escorrentía superficial.

Los niveles de suelo vegetal y de relleno antrópico muestran una permeabilidad media-alta, pudiendo constituirse en unos muy discretos almacenes de agua, irregulares en cuanto a su disposición e importancia. También registran ligera escorrentía superficial, allí donde la pendiente muestra un mayor desarrollo.

No se han observado puntos singulares, correspondientes a afloramientos del nivel freático en superficie o manantiales.

Aspectos geotécnicos:

En general los materiales observados corresponden a diferentes grados de alteración de la Granodiorita biotítica con megacrístales. Como se ha mencionado anteriormente, la alteración diferencial del macizo rocoso produce bolos de roca sana que quedan imbuidos en jabres.

La roca sana, es de buena calidad, resistente y poco fracturada. El carácter porfídico de grano grueso genera suelos de alteración granulares gruesos.

En general la presencia de finos es muy reducida y la plasticidad prácticamente nula. La compacidad de estos suelos suele ser elevada, por lo que representan suelos geotécnicos de alta calidad, tanto en capacidad portante como en estabilidad de desmonte y aptitudes de relleno o explanada.

Se han observado importantes espesores de tierra vegetal tapizando parcialmente la superficie estudiada. Es en las zonas de fondo de vaguada, de mayor espesor de tierras negras, donde la capa más superficial de suelo residual puede estar más descomprimida y afectada por circulación subálvea.

3 SISMICIDAD

La aceleración sísmica de cálculo viene dada por la siguiente expresión:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

Donde:

- a_b : Aceleración sísmica básica.
- ρ : Coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el periodo de vida para el que se proyecta la construcción. Es un factor adimensional que toma los siguientes valores:

- Construcciones de normal importancia $\rho = 1,0$
- Construcciones de especial importancia $\rho = 1,3$
- **S**: Coeficiente de amplificación del terreno función del producto $\rho \cdot a_b$ que toma los siguientes valores:
 - Para $\rho \cdot a_b \leq 0.1g$ $S = \frac{C}{1.25}$
 - Para $0.1g \leq \rho \cdot a_b \leq 0.4g$ $S = \frac{C}{1.25} + 3.33 \cdot (\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0.1) \cdot (1 - \frac{C}{1.25})$
 - Para $\rho \cdot a_b \geq 0.4g$ $S = 1.00$

Siendo C el coeficiente del terreno que depende de las características geotécnicas del terreno de apoyo de la cimentación:

Tipo de terreno	Coeficiente C
I	1.0
II	1.3
III	1.6
IV	2.0

- Terreno tipo I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s > 750$ m/s.
- Terreno tipo II: Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $750 \text{ m/s} \geq v_s > 400$ m/s.
- Terreno tipo III: Suelo granular de compactidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} \geq v_s > 200$ m/s.
- Terreno tipo IV: Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s \leq 200$ m/s.

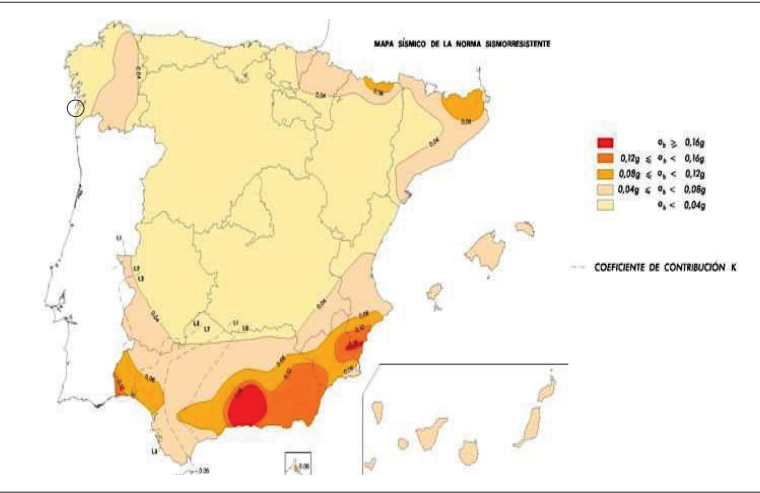
Se adoptará como valor de C el valor medio obtenido al ponderar los coeficientes C_i de cada estrato con su espesor e_i , en una profundidad de 30 metros, mediante la expresión:

$$C = \frac{\sum C_i \cdot e_i}{30}$$

A efectos del cumplimiento de la Norma de construcción sismorresistente NCSE-02 se clasifica a la edificación proyectada 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.

En el caso que nos afecta, basándonos en los valores publicados en la norma, para el municipio de A Illa de Arousa se obtiene un valor de $a_b < 0.04$ g (ver mapa de peligrosidad sísmica), por lo que en este caso la norma no será de obligado cumplimiento.



Mapa de peligrosidad sísmica

4 METODOLOGÍA DE TRABAJO

En el presente informe se han analizado los aspectos necesarios para la correcta caracterización de los materiales presentes en la zona de implantación de la nueva EDAR, así como aspectos geotécnicos concretos:

- Litología.
- Mecanismos de evacuación; calidad de drenaje.
- Formas de relieve.
- Desmontes (taludes recomendados).
- Excavabilidad.
- Categoría de Explanada.
- Aptitud-Utilidad de los materiales.
- Cimentación de estructuras.

Tras un análisis inicial de gabinete, donde se recopiló toda la información de índole geotécnica existente, el estudio se ha desarrollado fundamentalmente en el campo.

Se han realizado labores de reconocimiento, interpolación y correlación lateral de datos. Como complemento se ha puesto en práctica una campaña de ensayos de prospección, seguida de los correspondientes ensayos de laboratorio.

Para el análisis de las distintas unidades geológico-geotécnicas diferenciadas, se han seguido los siguientes criterios y métodos de trabajo:

- Definición de formaciones y suelos.- Inspección directa de campo (estaciones de observación), calicatas y sondeos, así como los resultados de los ensayos.
- Categoría de explanada.- Ha sido fijada, de acuerdo con la normativa vigente, en base a la inspección visual y a los ensayos de identificación de terrenos realizados en el laboratorio.
- Utilidad-Aptitud de los materiales.- Inspección directa y resultados de los ensayos de laboratorio.

- Excavabilidad.- Para los materiales alterados a condición de suelo, el mecanismo de excavación ha sido estimado en función de sus propiedades geomecánicas. Para los materiales rocosos, se ha realizado un calculo en función del espaciado de sus juntas y la resistencia a compresión simple.
- Desmontes.- Los taludes se han recomendado en base al estudio detallado del comportamiento de los materiales del entorno. Además, se han realizado tanteos de estabilidad considerando los desmontes de mayor desarrollo.

4.1 Trabajos de gabinete

La primera fase, en gabinete, consiste en una recopilación de la información existente y establecimiento de la campaña geotécnica a realizar en el campo.

La documentación previa existente sobre la zona permite tener una base de partida para la realización del estudio a realizar, pudiendo establecer una campaña geotécnica adecuada al tipo de terrenos detectados y facilitando una mejor interpretación y comprensión de los datos obtenidos en el campo.

En una segunda fase, en gabinete, se ha procedido a la redacción de la memoria, la cual pretende dar respuesta, en la medida de lo posible, a los interrogantes que sobre la geotecnia plantea la obra proyectada.

4.2 Trabajos de reconocimiento

Cabe reseñar que la campaña de investigación geotécnica proyectada, propuesta por el peticionario, se vió inicialmente condicionada de forma relevante por la imposibilidad de acceder a algunas parcelas privadas(debido a la falta de permisos).

En una segunda fase de estudio, se pudieron solventar los problemas de accesibilidad y se realizó una segunda campaña de investigación in situ complementaria.

A continuación se describe la campaña efectuada para caracterizar geotécnicamente el ámbito de actuación.

- Levantamiento de **Estaciones de observación** en puntos singulares, diferentes de la tónica general descrita en el ámbito de actuación y cuyo registro puede observarse en el anejo 5.

Las condiciones generales de vegetación y la falta de continuidad en las unidades geológicas descritas ha dificultado la elaboración de una cartografía geológica-geotécnica superficial.

- A fecha de 18 de Junio de 2020 se realizaron cinco **(5) calicatas de reconocimiento con pala mixta**, con el fin principal de conocer la distribución y comportamiento geomecánico de los terrenos en la zona de actuación (excavabilidad y sostenimiento de los materiales), determinar la existencia de niveles freáticos superficiales y tomar muestras representativas para ser analizadas en laboratorio.

En la tabla adjunta se indica la nomenclatura y la profundidad alcanzada en cada punto de perforación marcado, respecto a su cota de inicio (cota de emboquille).

Penetrómetro	C-0	C-4	C-5	C-6	C-8
Profundidad (m)	2,90	2,10	1,80	2,70	2,00

Los registros de las calicatas de reconocimiento se adjuntan en el anejo 4 y su situación en la planta del anejo 1.

Cabe reseñar que el ensayo de prospección C-0 no estaba planificado inicialmente, fue un ensayo propuesto por el peticionario durante una de las visitas técnicas a la zona de estudio.

Con posterioridad, a fecha de 14 de Julio de 2020, se realizaron dos **(2) calicatas de reconocimiento con pala mixta** en zonas donde inicialmente no se podía acceder.

En la tabla adjunta se indica la nomenclatura y la profundidad alcanzada en cada punto de perforación marcado, respecto a su cota de inicio (cota de emboquille).

Penetrómetro	C-1	C-2
Profundidad (m)	0,80	1,50

Los registros de las calicatas de reconocimiento se adjuntan en el anejo 4 y su situación en la planta del anejo 1.

- Con el fin de observar las características litológicas del terreno y tomar muestras de suelo representativas para ensayar en el laboratorio, el día 17 de Junio de 2020 se ejecutó **un (1) sondeo a rotación con recuperación continua de testigo**.

La máquina empleada para la ejecución del sondeo ha sido una sonda ROLATEC RL-48 autopropulsada sobre orugas de goma.

En la tabla adjunta se indica la nomenclatura y la profundidad alcanzada en la perforación, respecto a su cota de inicio (cota de emboquille).

Sondeo	S-2
Profundidad (m)	9,80

Durante la campaña de perforación se realizó **un (1) ensayo de penetración estándar (SPT)** para determinar la compacidad de los materiales del subsuelo y se tomaron **tres (3) testigos de roca parafinados** con el fin de su posterior análisis en laboratorio.

A continuación se presenta una tabla que recoge los datos del muestreo y los datos obtenidos en los ensayos in situ:

SONDEO	Ensayos	Cota (m)	Material	Golpeo	N _{SPT}
S-2	SPT-1	1,10-1,58	Granodiorita alterada en grado V(IV) - III	9-11-23- R	34
	TP-1	3,20-3,30	Granodiorita alterada en grado III	-	-
	TP-2	6,50-6,80	Granodiorita alterada en grado II - I	-	-
	TP-2	7,50-7,90		-	-

(Ver anejo 1: *Situación de los puntos estudiados*, anejo 2: *Registro de los sondeos a rotación* y anejo 9: *Reportaje fotográfico*).

Posteriormente, el día 16 de Julio de 2020, se ejecutó **un (1) sondeo a rotación con recuperación continua de testigo** en una zona donde inicialmente no se pudo acceder.

La máquina empleada para la ejecución del sondeo ha sido una sonda ROLATEC RL-600 SO autopropulsada sobre orugas de goma.

En la tabla adjunta se indica la nomenclatura y la profundidad alcanzada en la perforación, respecto a su cota de inicio (cota de emboquille).

Sondeo	S-1
Profundidad (m)	8,30

Durante la campaña de perforación se realizó **un (1) ensayo de penetración estándar (SPT)** para determinar la compacidad de los materiales del subsuelo y se tomaron **dos (2) testigos de roca parafinados** con el fin de su posterior análisis en laboratorio.

A continuación se presenta una tabla que recoge los datos del muestreo y los datos obtenidos en los ensayos in situ:

SONDEO	Ensayos	Cota (m)	Material	Golpeo	N _{SPT}
S-1	SPT-1	1,00-1,10	Granodiorita alterada en grado V - IV	R	>50
	TP-1	3,60-4,60	Granodiorita alterada en grado III	-	-
	TP-2	4,60-6,00		-	-

(Ver anejo 1: Situación de los puntos estudiados, anejo 2: Registro de los sondeos a rotación y anejo 9: Reportaje fotográfico).

- Con el fin de observar las características litológicas superficiales del terreno, el día 17 de Junio de 2020 se ejecutó **un (1) sondeo a percusión con recuperación continua de testigo**.

La máquina empleada para la ejecución de percusión ha sido un penetrómetro de la marca ROLATEC, modelo ML-76 A autopropulsada sobre orugas de goma.

En la tabla adjunta se indica la nomenclatura y la profundidad alcanzada en la perforación, respecto a su cota de inicio (cota de emboquille).

Sondeo	SP-1
Profundidad (m)	1,20

(Ver anejo 1: Situación de los puntos estudiados, anejo 3: Registro de los sondeos a rotación y anejo 9: Reportaje fotográfico).

Cabe reseñar que este ensayo de prospección no estaba planificado inicialmente, fue un ensayo propuesto por el petitionerario durante una de las visitas técnicas a la zona de estudio.

A continuación se expone una tabla donde se recoge la ubicación y la cota topográfica de inicio de cada ensayo de prospección in situ:

Ensayo	Coordenada X	Coordenada Y	Cota topográfica de inicio
C-0	509,772,86	4,711,951,73	+ 9,50
C-1	509,546,00	4,712,023,58	+ 9,60
C-2	509,570,70	4,712029,51	+12,50
C-4	509,640,10	4,712,028,05	+17,40
C-5	509,674,06	4,712,024,52	+16,25
C-6	509,679,44	4,712,035,89	+18,15
C-8	509,665,71	4,712,001,96	+13,70
S-1	509,548,93	4,712,041,67	+11,70
S-2	509,615,51	4,712,031,41	+16,50
SP-1	509,738,93	4,712,025,39	+18,26

4.3 Ensayos de laboratorio

Sobre las muestras tomadas en los sondeos a rotación y en las calicatas de reconocimiento, se han realizado los siguientes ensayos de laboratorio:

- (4) Granulometrías.
- (4) Límites de Atterberg.
- (2) Ensayo proctor modificado.
- (4) Materia orgánica.
- (4) Determinación de sales solubles.
- (4) Determinación de sulfatos solubles.
- (3) Determinación de la resistencia a compresión simple.
- (1) Agresividad del agua frente al hormigón según la E.H.E.

Los informes de laboratorio se incluyen en el Anejo 7 (resultados de los ensayos de laboratorio).

5 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES

A lo largo de este capítulo se caracterizan, desde el punto de vista geotécnico, los materiales descritos en las investigaciones realizadas.

Las diferentes unidades responden a criterios litológicos y prácticos para el proyecto al que auxilian. Se ha pretendido diferenciar unidades conforme a su utilidad en relleno, estabilidad en talud, carácter para explanación, etc.

La mayor parte de las unidades no poseen un carácter geológico convencional, en el sentido de que no responden a litologías diferentes, sino al mayor o menor grado de meteorización.

A continuación se exponen las unidades Geológico-Geotécnicas diferenciadas en el presente informe:

- Unidad Qsv: Suelo vegetal.
- Unidad Gv (IV): Granodiorita alterada en grado V - IV (jabres compactos).
- Unidad GIV-III: Granodiorita alterada en grado IV - III (roca muy/moderadamente alterada).
- Unidad GII-I: Granodiorita alterada en grado II - I (roca débilmente alterada/roca sana).

Cabe reseñar que la distribución en planta de las unidades geotécnicas definidas es muy heterogenea y cambiante. Se han podido detectar contactos muy netos entre los niveles alterados a condición de suelo y el sustrato rocoso menos alterado.

A continuación se describen las características de las diferentes unidades, enfocadas desde el punto de vista de su litología, geomorfología, características hidrogeológicas y condiciones geotécnicas básicas, etc.

5.1 Unidad Qsv: Suelo vegetal.

Su distribución es amplia en extensión, tapiza superficialmente, tanto las parcelas donde se proyecta ubicar la nueva EDAR, como las parcelas limítrofes a la zona de actuación.

Características Geológicas

Está constituido por arenas muy finas limosas, de compacidad muy suelta. Su característica fundamental es la presencia abundante de materia orgánica y restos de raíces. Su color varía entre marrón oscuro y negro.

Características Geomorfológicas

Su espesor está relacionado con el espesor del perfil de alteración, por lo que en las zonas de vaguada, aquellas más deprimidas, es donde se alcanzan los mayores espesores.

En la tabla adjunta se muestra el espesor de suelo vegetal detectado en los diferentes ensayos de prospección realizados:

Ensayo	S-1	S-2	SP-1	C-0	C-1	C-2	C-4	C-5	C-6	C-8
Espesor (m)	0,60	0,70	1,20	1,10	0,70	0,50	0,90	1,00	0,80	0,70

(Ver anejo 1: Situación de los puntos estudiados).

Características Hidrogeológicas

El conjunto de materiales es muy permeable, de manera que el drenaje de aguas superficiales tiene lugar principalmente por infiltración y posterior evacuación a lo largo del contacto con las unidades infrayacentes.

Características Geotécnicas

Se trata de materiales de muy baja densidad (muy suelto), alta permeabilidad y elevado contenido en materia orgánica, por lo que no son aptos como plataforma ni demasiado estables en talud.

Parámetros geomecánicos:

Los parámetros geomecánicos estimados para materiales de este tipo son los siguientes:

- Cohesión $C = 0.00 \text{ kg/cm}^2$.
- Angulo de rozamiento interno $\phi = 25^\circ$.
- Densidad aparente $\gamma = 1.75 \text{ g/cm}^3$.

5.2 Unidad Qv (IV): Granodiorita alterada en grado V - IV.

Bajo esta denominación se describen los materiales procedentes de la alteración del macizo rocoso (granodiorita biotítica con megacrístales), alterados hasta condición de suelo, que mantienen intacta la estructura original de la roca.

Los fragmentos rocosos se muestran muy alterados, pudiendo ser desmenuzados a mano con presión moderada.

El comportamiento de cara a las sollicitaciones de la obra apenas difiere entre los grados de alteración IV y V. La mayor diferencia quizá sea la cohesión entre los granos minerales y la mayor presencia de finos en el grado de alteración V.

Características geológicas

Litológicamente estos materiales presentan un comportamiento puramente granular, están constituidos por arena media limosa, de color marrón beige claro con tonos anaranjados por oxidación, compacidad moderadamente densa a muy densa y sin plasticidad.

En el caso de alteración V, es frecuente encontrar feldespatos caolinitizados que incrementan el contenido en finos (aunque no afectan a la estructura granular).

Cuando la unidad se define en grado de alteración IV, los finos son prácticamente inexistentes, comportándose el material de forma intermedia entre arena con grava y roca muy blanda que puede desmenuzarse a mano.

Características Geomorfológicas

Esta unidad define laderas suaves y vaguadas poco encajadas. Normalmente aparece como montera del macizo rocoso, entre niveles rocosos aflorantes con formas redondeadas (paisaje Berrocal).

Es abundante en la zona afectada por el proyecto y su distribución es bastante generalizada.

En la tabla adjunta se muestra el espesor de Granodiorita alterada en grado V-IV detectado en los diferentes ensayos de prospección:

Ensayo	S-1	S-2	SP-1	C-0	C-1	C-2	C-4	C-5	C-6	C-8
Espesor (m)	0,90	0,85	--	>1,80	--	--	1,10	0,70	1,90	1,10

(Ver anejo 1: Situación de los puntos estudiados).

Características Hidrogeológicas

Constituye esta unidad un medio de permeabilidad media. Evacua agua por medio mixto de escorrentía e infiltración. La mayor o menor permeabilidad dependerá del grado de alteración, compacidad-esponjamiento, y contenido en finos.

No se han observado flujos de agua discurriendo a través de esta unidad.

Características de identificación y estado

Se han realizado varios ensayos sobre muestras tomadas en terrenos pertenecientes a esta unidad. Los resultados obtenidos se exponen a continuación:

Muestra	Granulometría (% pasa)				Plast.		Mat. Org. (%)	Sales solubles (%)	Sulfatos solubles (%)	Proctor modificados		Clasificación	
	5	2	0.4	0.08	L.L.	L.P.				W (%)	γ max	USCS	PG - 3
MA-1/C-0	99	91	55	32,5	37,8	--	0,52	0,10	0,01	20,9	1,68	SM: Arena limosa	Tolerable
MA-1/C-4	100	98	61	33,0	NO PLASTICO		0,49	0,10	0,01	12,8	1,85	SM: Arena limosa	Tolerable
MA-1/C-6	100	98	58	23,6	NO PLASTICO		0,10	0,08	0,01	--	--	SM: Arena limosa	Tolerable
MA-1/C-8	98	89	41	10,6	NO PLASTICO		0,52	0,06	0,01	--	--	SP-SM: Arena mal graduada con limo	Tolerable

Ver anejo 7 (Resultados de los ensayos de laboratorio)

Características Geotécnicas

El contraste entre las zonas completamente alteradas (jabres) y los afloramientos del sustrato rocoso menos alterado es el mayor condicionante de las características geotécnicas de esta unidad.

La parte de jabre descrita se puede considerar de buena calidad geotécnica en todos los sentidos. El carácter netamente granular, suficiente permeabilidad y compacidad moderadamente densa a muy densa; hacen de estos materiales una unidad muy favorable en cuanto a cimentación y estabilidad en desmonte.

No se trata de un terreno encharcable y su capacidad portante es normalmente elevada. Desde el punto de vista de la cimentación de estructuras puede existir el problema de la aparición de asientos diferenciales, en caso de cimentar parte de la estructura sobre un sustrato rocoso con baja alteración y parte sobre suelo residual.

Su excavabilidad en grandes desmontes es viable por métodos convencionales sencillos.

El producto del arranque podrá utilizarse como suelos tolerables.

Parámetros geomecánicos:

Los parámetros geomecánicos estimados para materiales de este tipo son los siguientes:

- Cohesión C = 0.10 kg/cm².
- Angulo de rozamiento interno φ= 30°.
- Densidad aparente γ= 1.85 g/cm³.

5.3 Unidad Q_{III}: Granodiorita alterada en grado IV-III.

Se trata de roca muy - moderadamente alterada, que parcialmente se encuentra alterada en petrofábrica, afectando a su resistencia de forma evidente y generando fracciones secundarias de suelo granular.

Características Geológicas

La textura observada es inequigranular seriada, en ocasiones porfídica, donde los grandes feldespatos potásicos se encuentran anaranjados por oxidación. La matriz rocosa, homogénea y bastante masiva, presenta aspecto anaranjado intenso y una notable disminución de los parámetros geomecánicos. Su resistencia a compresión o tracción disminuye radicalmente y las fracturas se encuentran normalmente arenitizadas.

En los sondeos a rotación se constata que esta unidad geotécnica representa un cambio gradual entre la roca sana y la roca completamente alterada a condición de suelo.

Características Geomorfológicas

La unidad descrita se ha detectado en alguno de los ensayos de prospección, de forma subyacente al nivel geotécnico G_{V-IV}, a cierta profundidad, por lo que no ofrece características morfológicas concretas.

En la tabla adjunta se muestra la profundidad a la que se ha detectado la Granodiorita alterada en grado IV-III en los diferentes ensayos de prospección:

Ensayo	S-1	S-2	SP-1	C-0	C-1	C-2	C-4	C-5	C-6	C-8
Profundidad (m)	1,50	1,60	--	--	--	0,50	2,00	1,70	--	1,80

(Ver anejo 1: Situación de los puntos estudiados).

Características Hidrogeológicas

En los tramos donde la roca se ha llegado a alterar parcialmente a condición de suelo, el material descrito muestra una permeabilidad media. Evacua agua por medio mixto de escorrentía e infiltración. La mayor o menor permeabilidad dependerá del grado de alteración, compacidad-esponjamiento, y contenido en finos.

Por el contrario, en aquellos tramos más deprimidos y menos alterados, donde la roca no llega a generar una fracción alterada a condición de suelo, la permeabilidad en este caso es de tipo fisural,

concentrándose en fracturas y zonas más alteradas de la roca. Es por tanto baja y muy direccionada (a favor de fracturas).

No se han observado flujos de agua discurriendo a través de esta unidad.

Características de identificación y estado

Se ha realizado un ensayo de resistencia sobre un testigo de roca tomado en terrenos pertenecientes a esta unidad. El resultado obtenido se expone a continuación:

Muestra	Profundidad (m)	Resistencia a compresión simple (MPa)	Densidad seca (g/cm³)	Resistencia según ISRM
TR-1/S-1	3,20-3,35	25,4	2,55	R ₃ : Roca moderadamente resistente

(Ver anejo 7: Resultados de los ensayos de laboratorio).

Características Geotécnicas

La calidad geotécnica de esta unidad es asimilable a un suelo de elevada compacidad en los tramos alterados en grado IV y a una roca de dureza moderadamente resistente en los tramos alterados en grado III.

La mayor o menor capacidad portante, la facilidad de excavación, estabilidad en desmonte, etc dependerá directamente del grado de fracturación y alteración.

En este sentido, la roca descrita ofrece un RQD bajo y una fracturación alta.

Parámetros geomecánicos:

Los parámetros geomecánicos estimados para materiales de este tipo son los siguientes:

- Cohesión C = 0.25 kg/cm².
- Angulo de rozamiento interno ϕ = 40°.
- Densidad aparente γ = 2,00 g/cm³.

5.4 Unidad Q_{II-1}: Granodiorita alterada en grado II – I

En esta unidad se engloba la “roca débilmente alterada y roca sana”. Se trata de la granodiorita biotítica con megacristales con leves signos de alteración.

Características Geológicas

Se trata de una granodiorita biotítica con megacristales, plutónica, con textura inequeigranular seriada a porfídica. Los fenocristales están constituidos por feldespato potásico (mayoritariamente microclina) rodeados por el resto de componentes: Feldespatos calco-alcalinos, cuarzo y biotita.

La textura es, en general homogénea, aunque en zonas concretas presenta orientaciones de flujo magmático.

El color varía entre gris blanquecino y gris rosado claro, oscureciéndose a medida que progresa la alteración.

La estructura general, en estado sano, es masiva, compacta y poco fracturada; ofreciendo RQDs altos. La fracturación es neta, franca y ofrece labios de litoclasa mayoritariamente rugosos.

Características Geomorfológicas

Esta unidad rocosa débilmente alterada – sana se ha detectado de forma superficial en múltiples afloramientos sin continuidad lateral. Genera paisajes de tipo “Berrocal”, donde el sustrato rocoso superficial muestra superficies redondeadas, similares a los bolos que se forman siguiendo el patrón de fracturación de “disyunción bolar”.

En el sondeo a rotación S-1, esta unidad rocosa, masiva y de continuidad, se ha detectado a 4,20 metros de profundidad, de forma subyacente a las unidades anteriormente descritas.

Por su parte, en el sondeo a rotación S-2, esta unidad geotécnica se ha detectado a 5,60 metros de profundidad.

Cuando esta unidad rocosa débilmente alterada se manifiesta en superficie como “bolos”, su situación y dispersión es difícilmente previsible.

El tamaño de los “bolos” es muy variable, desde unos pocos centímetros de diámetro, hasta varios metros cúbicos de volumen.

La formación de bolos depende, además de la fracturación, de todos los factores influyentes en la meteorización química de los minerales; por lo que resulta muy difícil modelizar este tipo de alteración y prever la aparición de los bolos de mayor tamaño.

Características Hidrogeológicas

La matriz rocosa que define la unidad descrita es impermeable, por lo que la permeabilidad se limita a las zonas fracturadas. Es una permeabilidad de tipo fisural que permite la infiltración en el interior del macizo rocoso, facilitando la alteración en profundidad y la formación de acuíferos profundos.

Características de identificación y estado

Se han realizado ensayos de resistencia a compresión sobre dos muestras tomadas en terrenos pertenecientes a esta unidad. Los resultados obtenidos se exponen a continuación:

Muestra	Profundidad (m)	Resistencia a compresión simple (MPa)	Densidad seca (g/cm³)	Resistencia según ISRM
TR-2/S-1	6,50-6,80	65,7	2,65	R ₄ : Roca resistente
TR-3/S-1	7,50-7,90	82,4	2,66	R ₄ : Roca resistente

(Ver anejo 7: Resultados de los ensayos de laboratorio).

Características Geotécnicas

La unidad conforma un medio rocoso bastante homogéneo, aunque afectado por las discontinuidades y, en consecuencia, ofrece una respuesta anisótropa (direccional).

En términos generales, su condición resistente está caracterizada por resistencias a compresión entre 500 y 1000 Kp/cm²; se encuadra dentro del término de “roca resistente”.

La fracturación observada es baja. En este sentido, las cualidades en cuanto a capacidad portante y estabilidad en desmonte son excelentes.

El macizo rocoso no es excavable ni ripable, siendo necesario el uso de explosivos para su arranque.

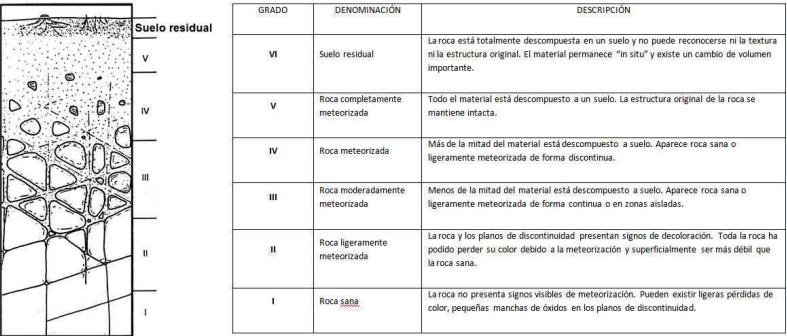
El producto de arranque podrá ser utilizado como pedraplén o escollera.

Parámetros geomecánicos:

Los parámetros geomecánicos estimados para materiales de este tipo son los siguientes:

- Cohesión $C = 0.50 \text{ kg/cm}^2$.
- Angulo de rozamiento interno $\phi = 42^\circ$.
- Densidad aparente $\gamma = 2,40 \text{ g/cm}^3$.

A modo de recordatorio, adjunto se muestra una figura explicativa donde se describen los diferentes grados de alteración a los que se encuentran sometidos los materiales graníticos del entorno.



6 PRESENCIA DE AGUA

6.1 Mediciones de los niveles de agua

En la zona donde se proyecta implantar la nueva EDAR no se han detectado cursos de agua superficial, así como tampoco manantiales activos.

La superficie de actuación se ubica cerca del borde costero litoral, en una zona de media ladera dispuesta topográficamente más elevada que la zona de afección de la carrea de mareas.

En los ensayos de prospección in situ, solo se detectó la existencia de agua en los sondeos a rotación S-1 y S-2, a una profundidad de 7,10 y 4,80 metros respectivamente.

Cabe reseñar que las mediciones de los niveles de agua se realizaron en una época de escasas precipitaciones, por lo que resultaría interesante llevar a cabo un control de agua en épocas de mayor pluviosidad para así, evaluar la evolución del agua en el subsuelo.

En las dos perforaciones resultantes de los sondeos a rotación se han instalado tubos de PVC ranurados para poder realizar un control del agua en el subsuelo.

6.2 Permeabilidad de los materiales (coeficientes de permeabilidad).

El nivel de suelo vegetal (Unidad Q_{SV}) es un nivel muy permeable (*permeabilidad rápida*), de manera que el drenaje de aguas superficiales tiene lugar principalmente por infiltración y posterior evacuación a lo largo del contacto con las unidades infrayacentes.

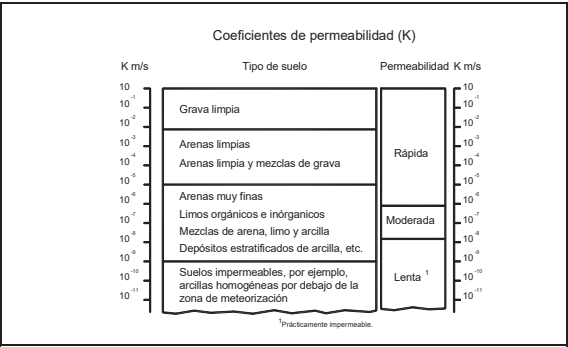
El coeficiente de permeabilidad (*k*) estimado para este tipo de materiales toma valores comprendidos entre 10⁻² - 10⁻⁵ m/s.

Los niveles de granodiorita G_{V-IV} y G_{IV-III} constituyen un medio de permeabilidad media (*permeabilidad moderada*), evacuan agua por medio mixto de escorrentía e infiltración. La mayor o menor permeabilidad dependerá del grado de alteración, compacidad - esponjamiento, y contenido en finos.

El coeficiente de permeabilidad (*k*) estimado para este tipo de materiales toma valores comprendidos entre 10⁻⁶ - 10⁻⁸ m/s.

El nivel de granodiorita débilmente alterada / roca sana (Unidad G_{II-I}) constituye un medio no permeable o muy poco permeable, la mayor o menor permeabilidad dependerá de la cantidad de fracturas que presente la roca.

A continuación se expone una tabla que recoge los valores del coeficiente de permeabilidad obtenidos para diferentes tipos de materiales:



6.3 Conclusiones y recomendaciones

Atendiendo a la geomorfología general de la zona de actuación, a la distribución de materiales en el subsuelo y a las cotas de aparición de agua, se estima que la superficie de actuación unicamente se podrá ver afectada por un flujo de aguas dulces, procedentes de las zonas topográficamente más elevadas, que desaguan hacia la Ría de Arousa.

No se contempla que el subsuelo estudiado se vea afectado por aguas de influencia mareal.

Las aguas meteóricas y de escorrentía superficial que llegan a la zona objeto de estudio se filtran con facilidad a través de los niveles de suelo más superficiales (Unidades Q_{SV} y G_{V-IV}) hasta alcanzar los niveles subyacentes más densos y menos permeables.

Resulta arriesgado asegurar si el agua detectada en los sondeos a rotación se corresponde con un nivel freático libre que satura el terreno hasta las cotas señaladas, o si por el contrario, se corresponde con un volumen de agua que discurre sobre un nivel "colgado" (menos permeable).

Independientemente de la situación hidrológica que se produzca, la presencia de agua en el subsuelo deberá ser tenida en cuenta en el desarrollo del proyecto, valorando que en época de lluvias más abundantes, el nivel del agua pueda ascender considerablemente.

En el momento de realización del presente estudio, las cotas de aparición del agua se sitúan por debajo de los planos de cimentación proyectados, por lo que no se espera que surjan problemas relacionados con la presencia de agua.

No obstante, si durante las labores de cimentación el agua afectase a las excavaciones proyectadas, se deberá llevar a cabo un bombeo controlado de la misma, diseñando al mismo tiempo algún sistema de drenaje, captación y/o impermeabilización que permita deprimir o reconducir el agua alejándola de las cimentaciones.

Se ha tomado una muestra de agua del sondeo a rotación S-2, a una profundidad de 7,10 metros, para realizar en laboratorio un análisis de la agresividad del agua al hormigón según E.H.E. El resultado obtenido fue "Agua no agresiva".

7 ASPECTOS GEOTÉCNICOS CONCRETOS

Una vez analizadas las características geológicas, hidrogeológicas, geomorfológicas y geotécnicas, que poseen las diferentes unidades, a continuación se describen en detalle aquellos aspectos geotécnicos que poseen mayor interés para la obra proyectada.

Se trata en concreto de:

- Definición de los Taludes de Desmorte.
- Excavabilidad.
- Utilidad / Aptitud de materiales de arranque.
- Características de Rellenos.
- Catalogación de los tipos de Explanada.
- Cimentación de estructuras.

7.1 Desmontes.

Condiciones generales

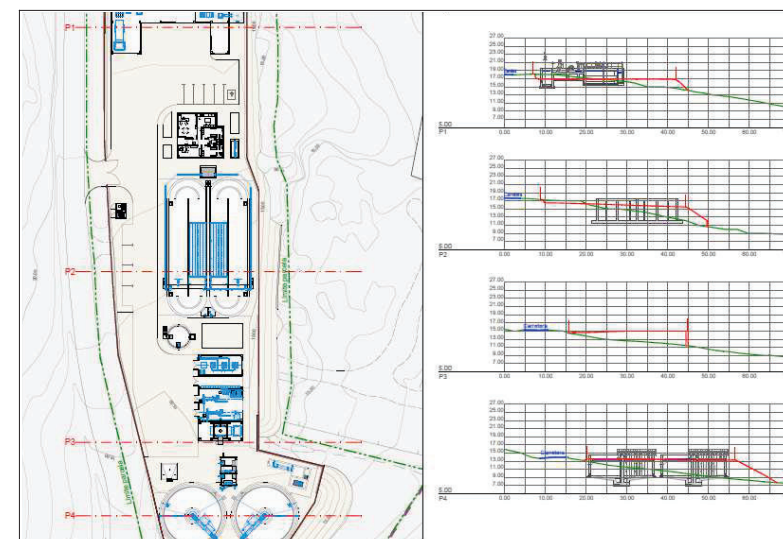
El proyecto de construcción de la nueva EDAR obliga a realizar una serie de desmontes para el soterramiento de alguna de las estructuras proyectadas, generándose taludes de diversa entidad y orientación.

De igual manera, se prevé la realización de trabajos de desmorte a lo largo del trazado de las dos nuevas canalizaciones proyectadas.

Los taludes de desmorte a generar serán en su mayoría taludes temporales, puesto que una vez se hayan ejecutado las estructuras y canalizaciones proyectadas, éstas serán parcial o totalmente soterradas.

Para diseñar los taludes más adecuados, se ha contado con la información geológica y geotécnica proporcionada por los ensayos realizados in situ y los ensayos de laboratorio, así como los datos obtenidos en taludes ya existentes y en las estaciones de observación descritas.

A partir de 4 perfiles transversales facilitados por el peticionario (ver figura adjunta), se ha podido determinar la situación y entidad de los desmontes a realizar para la construcción de la estación depuradora.



Los taludes de desmonte de mayor entidad se proyectan en la zona de ocupación de los decantadores secundarios y del reactor biológico, donde se esperan alturas máximas próximas a los 4,50 y 4,00 metros respectivamente (ver perfiles P-4 y P-2).

En el extremo de las instalaciones donde se proyecta ubicar la planta de pretratamiento y el taller, los desmontes proyectados serán de menor entidad, alcanzarán profundidades máximas de en torno a 2,00 metros.

La nueva EDAR contempla la construcción dos canalizaciones. La primera canalización, de longitud igual a 125 metros lineales, conectará la nueva EDAR con la estación de depuración existente, mientras que la segunda canalización, de longitud igual a 175 metros, unirá la EDAR proyectada con una canalización existente que evacúa aguas al mar.

La canalización de impulsión requerirá la ejecución de una zanja de 1,50 metros de profundidad, mientras que la canalización de salida del EDAR requerirá la ejecución de una zanja de 2-3 metros de profundidad.

Decantadores Secundarios:

En la zona donde se proyecta ubicar los dos decantadores secundarios se realizó el sondeo a rotación S-1 (decantador Norte) y la calicata de reconocimiento C-1 (Decantador Sur), al mismo tiempo que se describieron afloramientos rocosos superficiales.

En el sondeo a rotación S-1, ejecutado en la zona del decantador Norte, se detectó la siguiente distribución de materiales:

- 0,00 – 0,60: Q_{sv} (Suelo vegetal).
- 0,60 – 1,50: Unidad G_{v (IV)} (Granodiorita alterada en grado V – IV) (Jabres compactos).
- 1,50 – 4,20: Unidad G_{III} (Granodiorita alterada en grado III) (roca moderadamente alterada).
- 4,20 – 8,30: Unidad G_{II-I} (Granodiorita alterada en grado II-I) (roca débilmente alterada/roca sana).

En la calicata C-1, ejecutada en la zona del decantador Sur, se detectó la siguiente distribución de materiales:

- 0,00 – 0,70: Q_{sv} (Suelo vegetal).
- 0,70 – 0,80: Unidad G_{II} (Granodiorita alterada en grado II) (roca débilmente alterada).

Cabe reseñar que en la zona del ubicación del decantador Sur se han podido describir afloramientos rocosos superficiales, muy redondeados, poco alterados y de gran dureza, similares a los descritos como Unidad G_{II}.

En las fotografías adjuntas se muestran los afloramientos rocosos próximos al decantador secundario Sur.



Afloramientos rocosos superficiales

Teniendo en cuenta lo observado en la calicata de reconocimiento C-1, resulta más lógico considerar que los afloramientos rocosos detectados en la zona de ubicación del decantador Sur, se corresponden con un macizo rocoso masivo que aflora superficialmente y muestra continuidad en profundidad.

Resulta más improbable que los afloramientos de roca descritos se correspondan con bolos de roca aislados embebidos en niveles de suelo de alteración (unidad G_{v-IV}).

Considerando la altura de los taludes que se van a generar para la implantación de los decantadores (H_{máx} ~ 4,50 metros) y teniendo en cuenta las cotas a las que aparecen las diferentes unidades geotécnicas, se estima que en la zona del Decantador Norte los materiales presentes en los taludes van a coincidir con las unidades de suelo vegetal, granodiorita alterada en grado V – IV, granodiorita alterada en grado III y granodiorita alterada en grado II-I (unidades Q_{sv}, G_{v-IV}, G_{IV-III} y G_{II-I}).

En la zona del Decantador Sur los materiales presentes en los taludes van a coincidir con las unidades de suelo vegetal y granodiorita alterada en grado II-I (unidades Q_{sv} y G_{II-I}).

Reactor biológico:

En la zona donde se proyecta ubicar el reactor biológico se realizó el sondeo a rotación S-2, lo que ha permitido conocer la distribución de materiales en profundidad:

- 0,00 – 0,70: Q_{sv} (Suelo vegetal).
- 0,70 – 1,55: Unidad G_{v (IV)} (Granodiorita alterada en grado V – IV) (Jabres compactos).
- 1,55 – 5,60: Unidad G_{III} (Granodiorita alterada en grado III) (roca moderadamente alterada).

- 5,60 – 9,80: Unidad G_{II-I} (Granodiorita alterada en grado II-I) (roca débilmente alterada/roca sana).

Cabe reseñar que en el extremo Sur del reactor biológico, concretamente en la parcela adyacente propiedad de la empresa Pescadona, S.,A.U., se han podido describir afloramientos rocosos superficiales, muy redondeados, poco alterados y de gran dureza, similares a los descritos como Unidad G_{II-I}.

Considerando la altura de los taludes que se van a generar para la implantación del reactor biológico (Hmáx. ~ 4,00 metros) y teniendo en cuenta las cotas a las que aparecen las diferentes unidades geotécnicas, se estima que en la zona Norte del reactor los materiales presentes en los taludes van a coincidir con las unidades de suelo vegetal, granodiorita alterada en grado V – IV y granodiorita alterada en grado III (unidades Q_{sv}, G_{V-IV} y G_{IV-III}).

En la zona Sur del reactor los materiales presentes en los taludes van a coincidir con las unidades de suelo vegetal y granodiorita alterada en grado II-I (unidades Q_{sv} y G_{II-I}).

Planta de pretratamiento y zona de taller:

En la zona donde se proyecta ubicar la planta de pretratamiento y el taller se han ejecutado las calicatas de reconocimiento C-5, C-6 y C-8.

A continuación se expone la distribución de materiales detectada en las calicatas:

Calicata C-5:

- 0,00 – 1,00: Q_{sv} (Suelo vegetal).
- 1,00 – 1,70: Unidad G_v (Granodiorita alterada en grado V) (Jabres compactos).
- 1,70 – 1,80: Unidad G_{IV-III} (Granodiorita alterada en grado IV-III) (roca muy - moderadamente alterada).

Calicata C-6:

- 0,00 – 0,80: Q_{sv} (Suelo vegetal).
- 0,80 - 2,70: Unidad G_v (Granodiorita alterada en grado V) (Jabres compactos).

Calicata C-8:

- 0,00 – 0,70: Q_{sv} (Suelo vegetal).
- 0,70 – 1,80: Unidad G_v (Granodiorita alterada en grado V) (Jabres compactos).
- 1,80 – 2,00: Unidad G_{IV-III} (Granodiorita alterada en grado IV-III) (roca muy - moderadamente alterada).

Considerando la altura de los taludes que se van a generar para la implantación de la planta de pretratamiento y del taller (Hmáx. ~ 2,00 metros) y teniendo en cuenta las cotas a las que aparecen las diferentes unidades geotécnicas, se estima que los materiales presentes en los taludes van a coincidir con las unidades de suelo vegetal, granodiorita alterada en grado V – IV y granodiorita alterada en grado IV-III (unidades Q_{sv}, G_{V-IV} y G_{IV-III}).

Canalización de impulsión:

A lo largo del trazado lineal donde se pretende ubicar la zanja de impulsión se han podido describir diferentes morfologías del terreno, desde zonas de topografía suave (terrenos a cota de la carretera adyacente), hasta taludes subverticales de entorno a 3,00 metros de altura.



Bajo una capa superficial de suelo vegetal (Unidad Q_{sv}) se han podido describir, tanto taludes constituidos por materiales rocosos (Unidad G_{III}), como afloramientos de suelos de alteración muy meteorizados (Unidad G_{V-IV}).

Canalización de salida del EDAR:

A lo largo del trazado lineal donde se pretende ubicar la zanja de salida del nuevo EDAR no existen afloramientos superficiales a describir, únicamente se han podido ejecutar dos calicatas de reconocimiento (C-0 y C-8).

En la calicata de reconocimiento C-0 se ha detectado un espesor superficial de suelo vegetal (Unidad Q_{sv}) de 1,10 metros, dispuesto sobre un nivel de granodiorita alterada a condición de suelo. (grado de alteración V).

La profundidad alcanzada en esta calicata C-0 ha sido de 2,90 metros.

En la calicata de reconocimiento C-8 se ha detectado un espesor superficial de suelo vegetal (Unidad Q_{sv}) de 0,70 metros, dispuesto sobre un nivel de granodiorita alterada a condición de suelo. (grado de alteración V) de 1,10 metros de espesor.

A partir de 1,80 metros de profundidad, se detectó un nivel de Granodiorita alterada en grado IV-III, deteniéndose la excavación a 2,00 metros de profundidad.

Definición de taludes:

Para analizar la estabilidad de los taludes constituidos mayoritariamente por niveles de suelo (Unidades Qsv, GV-IV y GIV-III) y determinar así sus factores de seguridad, a continuación se desarrollarán modelización de los posibles taludes a generar.

La modelización se realizará teniendo en cuenta los datos recopilados en campo acerca de los comportamientos de cada unidad, completando las conclusiones obtenidas con los ensayos de laboratorio, con correlaciones sobradamente contrastadas y con conocimientos adquiridos sobre unidades geotécnicas similares en anteriores trabajos.

Atendiendo a la distribución y naturaleza de los materiales detectados en la zona objeto de estudio, la modelización del terreno se llevará a cabo considerando la posibilidad de rotura en masa (rotura circular).

Para el análisis de la posibilidad de rotura a través de los materiales descritos se han utilizado métodos de equilibrio límite. Estos se basan exclusivamente en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable. No tienen en cuenta las deformaciones del terreno y suponen que la resistencia al corte se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie de corte.

Concretamente se ha utilizado la metodología propuesta por BISHOP. Se trata de un método de "Dovelas", que divide la masa deslizante en una serie de fajas verticales.

Los métodos de dovelas pueden ser aproximados o precisos. La diferencia entre unos y otros es que cumplan o no todas las leyes de la estática.

Los métodos de dovelas consideran el problema de estabilidad de forma bidimensional, por lo que el estudio se lleva a cabo mediante el análisis de una sección transversal del talud.

La zona de terreno, potencialmente deslizante, se divide en fajas verticales, estudiándose el equilibrio de cada una de ellas.

En cuanto a la precisión de los métodos de cálculo mediante dovelas, autores como Whitman y Baley han comparado diversos métodos buscando cuales son los más rentables en la práctica. Estos autores han llegado a la conclusión que métodos aproximados como el propuesto por BISHOP son suficientemente precisos, puesto que ofrecen errores máximos del 7% y errores medios entorno al 2%.

En este sentido, y considerando que muchos de los parámetros utilizados en el cálculo son aproximados o establecidos a partir de correlaciones con los ensayos de hinca, hemos considerado adecuado utilizar el método de BISHOP simplificado para calcular la estabilidad del talud objeto de estudio.

Este método supone conocidos los puntos de aplicación de los empujes normales a las caras de las dovelas y es de aplicación a cualquier línea de rotura; Por otra parte, no cumple el equilibrio de momentos pero sí el de fuerzas.

En el cálculo se han utilizado aplicaciones informáticas que consideran múltiples posibles roturas del terreno. El método es iterativo ya que la incógnita, en este caso el factor de seguridad, aparece en los dos términos de la ecuación de cálculo.

Las aplicaciones utilizadas consideran múltiples superficies de rotura. Lógicamente el factor de seguridad frente a la desestabilización es el mínimo obtenido en cualquiera de las superficies posibles de rotura; que coincidirá con la rotura más probable.

A continuación se exponen los parámetros considerados de forma conservadora, para el cálculo de estabilidad de talud:

- Unidad Qsv (Suelo vegetal).
 - Cohesión $C = 0.00 \text{ kg/cm}^2$.
 - Angulo de rozamiento interno $\phi = 25^\circ$.
 - Densidad aparente $\gamma = 1,70 \text{ g/cm}^3$.
- Unidad Gv (IV) (Granodiorita alterada en grado V – IV) (Jabres compactos).
 - Cohesión $C = 0.10 \text{ kg/cm}^2$.
 - Angulo de rozamiento interno $\phi = 30^\circ$.
 - Densidad aparente $\gamma = 1,85 \text{ g/cm}^3$.
- Unidad GIV-III (Granodiorita alterada en grado IV-III) (roca muy/moderadamente alterada).
 - Cohesión $C = 0.25 \text{ kg/cm}^2$.
 - Angulo de rozamiento interno $\phi = 40^\circ$.
 - Densidad aparente $\gamma = 2,00 \text{ g/cm}^3$.
- Unidad GI-I (Granodiorita alterada en grado II-I) (roca débilmente alterada/roca sana).
 - Cohesión $C = 0.50 \text{ kg/cm}^2$.
 - Angulo de rozamiento interno $\phi = 42^\circ$.
 - Densidad aparente $\gamma = 2,40 \text{ g/cm}^3$.

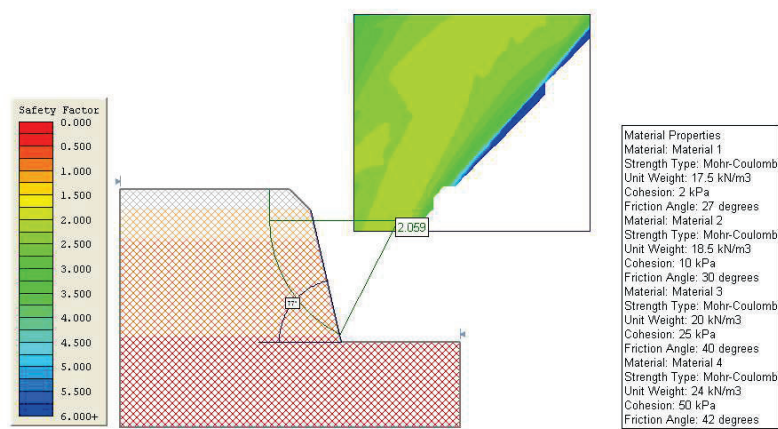
Decantador secundario Norte:

En la modelización analizada se ha considerado la siguiente situación:

- Un talud de 4,50 metros de altura máxima.
- Un distribución de materiales similar a la descrita en el sondeo S-1.
- Un talud de inclinación variable:
 - Tramo de Qsv: inclinación 1H:1V
 - Tramo de Gv (IV), GIV-III y Unidad GII-I: inclinación 1H:3V

Como puede observarse en la figura resultante, en la modelización no se ha considerado la presencia de agua de origen freático afectando al talud.

A continuación se expone el resultado de la modelización obtenido:



El resultado de la modelización pone de manifiesto que el factor de seguridad obtenido, igual a 2,0 se encuentra por encima del factor de seguridad $FS > 1,20$ que garantiza la estabilidad de un talud a corto plazo e incluso por encima del factor de seguridad $FS > 1,50$ que garantiza la estabilidad de un talud a largo plazo.

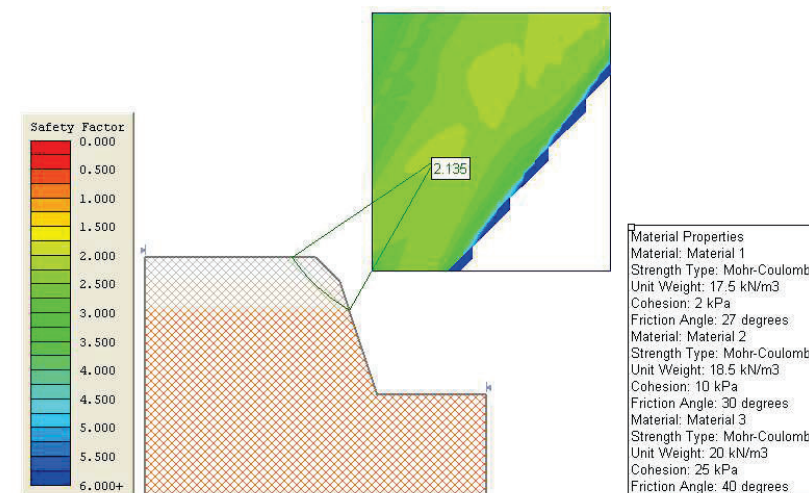
Reactor biológico extremo Norte:

En la modelización analizada se ha considerado la siguiente situación:

- Un talud de 4,0 metros de altura máxima.
- Un distribución de materiales similar a la descrita en el sondeo S-2.
- Un talud de inclinación variable:
 - Tramo de Qsv: inclinación 1H:1V
 - Tramo de Gv (IV), GIV-III y Unidad GII-I: inclinación 1H:3V

Como puede observarse en la figura resultante, en la modelización no se ha considerado la presencia de agua de origen freático afectando al talud.

A continuación se expone el resultado de la modelización obtenido:



El resultado de la modelización pone de manifiesto que el factor de seguridad obtenido, igual a 2,13 se encuentra por encima del factor de seguridad $FS > 1,20$ que garantiza la estabilidad de un talud a corto plazo e incluso por encima del factor de seguridad $FS > 1,50$ que garantiza la estabilidad de un talud a largo plazo.

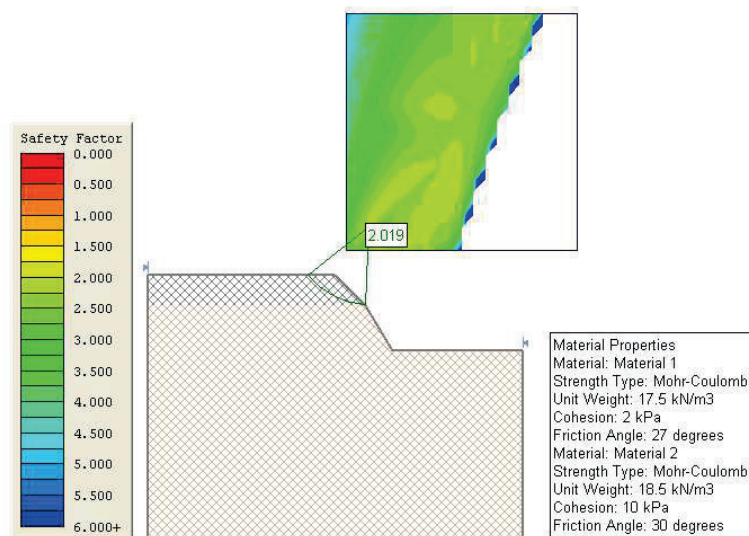
Planta de pretratamiento y zona de taller:

En la modelización analizada se ha considerado la siguiente situación:

- Un talud de 2,0 metros de altura máxima.
- Un distribución de materiales similar a la descrita en la calicatas C-6 (escenario más desfavorable).
- Un talud de inclinación variable:
 - Tramo de Qsv: inclinación 1H:1V
 - Tramo de Gv (IV), GIV-III y Unidad GII-I: inclinación 1H:3V

Como puede observarse en la figura resultante, en la modelización no se ha considerado la presencia de agua de origen freático afectando al talud.

A continuación se expone el resultado de la modelización obtenido:



El resultado de la modelización pone de manifiesto que el factor de seguridad obtenido, igual a 2,01 se encuentra por encima del factor de seguridad $FS > 1,20$ que garantiza la estabilidad de un talud a corto plazo e incluso por encima del factor de seguridad $FS > 1,50$ que garantiza la estabilidad de un talud a largo plazo.

Decantador secundario Sur y Reactor biológico extremo Sur:

En la zona de ubicación del decantador secundario Sur y del reactor biológico en su extremo Sur se ha detectado la presencia de niveles rocosos de forma superficial (Unidad GII-I) dispuesto de forma subyacente al nivel de suelo vegetal superficial (Unidad Qsv).

Los desmontes proyectados en estas dos zonas alcanzarán profundidades máximas de 4,50 y 4,00 metros respectivamente.

Los taludes temporales que se generarán tras el proceso de excavación estarán constituidos mayoritariamente por materiales rocosos con un bajo grado de alteración y una baja fracturación.

En este escenario descrito, se deberán retirar de la zona de cabecera los niveles más superficiales de suelo vegetal, susceptibles de sufrir inestabilidades en masa, o en su caso buscar una inclinación no superior a 1H:1V.

El resto del talud rocoso únicamente será susceptible de sufrir inestabilidades de tipo estructural (roturas planares, cuñas, vuelcos), como resultado de la orientación y el estado de la fracturación respecto a la orientación de los taludes.

A priori, los taludes rocosos se podrán disponer de forma subvertical, siendo necesario evaluar el estado de los mismos a medida que se avance con el proceso de vaciado para así, descartar posibles inestabilidades del macizo rocoso.

Canalización de impulsión:

Teniendo en cuenta la profundidad a alcanzar para implantar la canalización de impulsión (1,50 metros) y considerando la distribución de materiales detectada en los taludes, se prevé que la zanja a realizar podrá excavarse de forma subvertical.

Únicamente en el caso de detectarse espesores de suelo vegetal muy potentes, o niveles de relleno no cartografiados, se estima necesario recurrir a técnicas de entibación de las paredes de la zanja.

En aquellos tramos excavados en roca se deberá evaluar la orientación y el estado de las fracturas respecto a la orientación de los taludes, para descartar la posible caída de bloques sueltos por roturas de tipo planar, cuñas o vuelcos.

Canalización de salida del EDAR

Teniendo en cuenta la profundidad a alcanzar para implantar la canalización de salida del EDAR (2,-3 metros) y considerando la distribución de materiales detectada en las calicatas de reconocimiento C-0 y C-8, se recomienda:

- Descabezar los taludes en la zona de cabecera, en los tramos constituidos por suelo vegetal (Unidad Q_{sv}), buscando pendientes seguras próximas a la relación 1H/1V.
- En aquellos tramos de la zanja donde aparezcan los niveles de granodiorita alterados a condición de suelo (Unidad G_{v-IV}), se deberá evitar la verticalidad de las paredes de la excavación, inclinando los taludes con una pendiente segura próxima a la relación 1H:3V.
- Si a lo largo de la zanja se llegasen a excavar materiales rocosos, los taludes podrán disponerse de forma subvertical, siendo necesario evaluar la posible caída de bloques sueltos por roturas planares, cuñas o vuelcos.

En el caso de aparecer niveles muy potentes de suelo vegetal o generarse situaciones donde no sea posible tender los taludes, será necesario recurrir a técnicas de entibación de las paredes de la zanja.

7.2 Excavabilidad de los materiales.

Cuando se trata de clasificar los materiales desde el punto de la excavación habitualmente se agrupan en: “tierras”, “materiales de tránsito” y “roca”.

- **Tierras:** aquellos materiales que pueden ser fácilmente excavados mediante métodos convencionales.
- **Materiales de tránsito:** aquellos que pueden requerir el uso parcial de martillos neumáticos picadores y/o escarificadores previos a la excavación.
- **Roca:** material que ha de ser picado con martillo neumático o volado. También pueden usarse técnicas complementarias de desfragmentación consistentes en la utilización de cementos expansivos y cuñas hidráulicas.

A continuación se presenta una tabla con la clasificación de las unidades descritas en el apartado 5 (descripción de los materiales) respecto a la excavabilidad descrita:

Unidades	Denominación	Excavabilidad
Nivel 1	Q_{sv} (Suelo vegetal)	Tierras
Nivel 2	Unidad $G_v(IV)$ (Granodiorita alterada en grado V – IV)	Tierras
Nivel 3	Unidad G_{IV-III} (Granodiorita alterada en grado IV-III)	Tránsito
Nivel 4	Unidad G_{II-I} (Granodiorita alterada en grado II-I)	Roca

Unidades Q_{sv} y $G_v(IV)$:

Estas unidades son, en general, perfectamente excavables con medios mecánicos convencionales (excavadoras, traillas, etc).

La unidad geotécnica $G_v(IV)$ muestra una mayor compacidad que los niveles cuaternarios superficiales, no obstante, podrá igualmente ser excavada mediante medios mecánicos convencionales.

Unidad G_{IV-III} :

Se trata de una unidad geotécnica intermedia, de tránsito, donde conjuntamente se detectan fracciones alteradas a condición de suelo y fracciones rocosas menos alteradas.

En aquellos escenarios donde domina la fracción alterada a condición de suelo (grado de alteración IV), la excavabilidad podrá llevarse a cabo mayoritariamente mediante métodos convencionales.

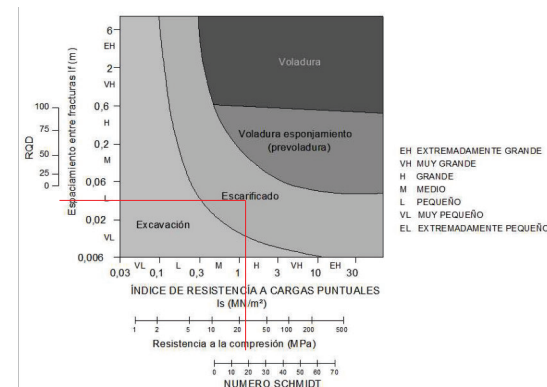
Por el contrario, cuando la fracción dominante sea la fracción rocosa, deberán contemplarse métodos de excavación más contundentes.

La potencia de la maquinaria deberá ser mayor, no descartándose el uso previo de martillos neumáticos picadores, rippers o escarificadoras, para la desfragmentación de los bloques de roca de mayor tamaño.

A partir de la clasificación de Franklin se ha comprobado la excavabilidad de la granodiorita alterada en grado III (aquella en la que domina la fracción rocosa).

Esta clasificación de arranque y excavabilidad se basa en la resistencia a compresión simple (25,4 MPa) y el índice RQD (40%).

Según esta clasificación, la granodiorita alterada en grado III se sitúa en la zona de escarificado.



Unidad GII-I:

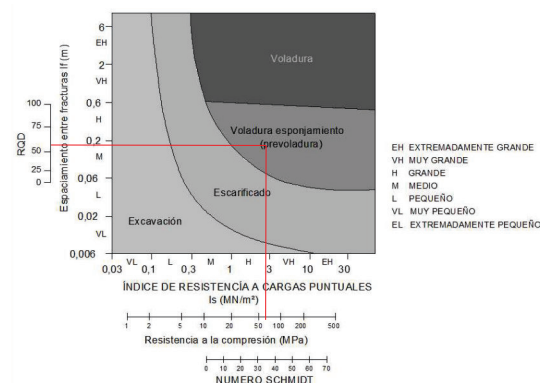
Esta unidad GII-I muestra un componente rocoso dominante por lo que opondrá mayores dificultades para su arranque.

Hasta que no se inicien las labores de excavación y por lo tanto, se pueda analizar en detalle tanto la fracturación del macizo rocoso, como la resistencia de la matriz rososa, resulta complicado determinar con acierto el método de excavación a adoptar.

A partir de la clasificación de Franklin se ha comprobado la excavabilidad de la unidad unidad GII-I .

Para ello se han considerado los valores de resistebncia obtenidos en laboratorio (65,7 y 82,4 MPa) y el índice RQD descrito en las testificaciones (>60%).

Según esta clasificación, la granodiorita alterada en grado II-I se sitúa en la zona de Prevolidura.



7.3 Utilidad / aptitud de los materiales de arranque.

Sobre la base de los datos analíticos conseguidos en laboratorio, las observaciones o reconocimientos practicados en la zona investigada y del conocimiento previo de materiales similares en el entorno, se establece la siguiente aptitud para el producto de arranque de cada unidad:

Unidad Qsv:

Estos materiales son demasiado ricos en materia orgánica, por lo que no se pueden considerar útiles para la construcción de terraplenes. Su aprovechamiento está limitado a reforestación de taludes.

Unidad G_{V (IV)}:

A partir de los resultados obtenidos en laboratorio sobre dos muestras tomadas in situ, la unidad geotécnica G_{V (IV)} suministrará suelos tolerables.

Unidad G_{IV, III}:

Se trata de una unidad geotécnica intermedia, de tránsito, donde conjuntamente se detectan fracciones alteradas a condición de suelo (clasificadas como suelos tolerables) y fracciones rocosas menos alteradas.

Esta unidad geotécnica suministrará material Todo-uno o pedraplén / escollera en función de la zona y tamaño de bloques rocosos que aparezcan en cada caso.

Unidad GII-I:

Esta unidad, muy extendida a lo largo de la zona investigada, presenta una elevada resistencia y un bajo grado de fracturación, por lo que suministrará material de tipo pedraplén/ escollera.

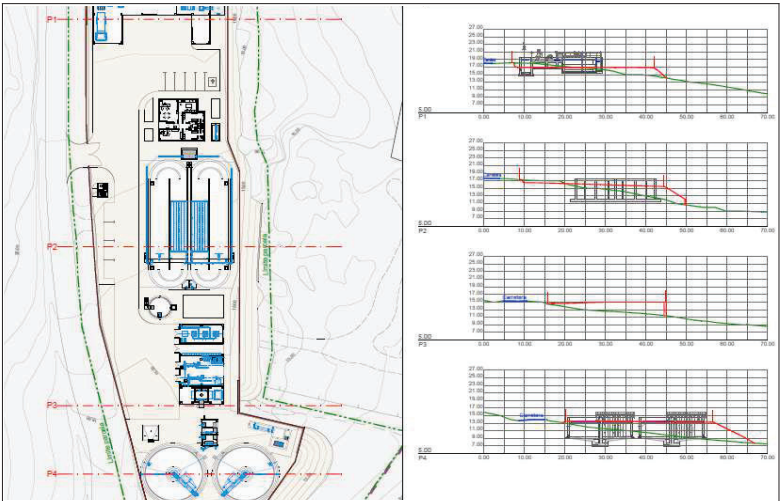
7.4 Rellenos.

Consideraciones generales:

Tal y como se ha indicado en apartados anteriores, la nueva estación depuradora se emplazará en una zona de media ladera, de pendiente dirigida hacia el Sur – Suroeste geográfico, por lo que para la implantación de las diferentes instalaciones proyectadas será necesario llevar a cabo importantes movimientos de tierras.

Teniendo en cuenta la ubicación de la nueva estación depuradora respecto a la carretera que servirá de acceso al nuevo EDAR, la mayor parte de la superficie de rasante acabada se corresponderá con zonas de relleno.

Tal y como se puede observar en los perfiles adjuntos, los taludes de relleno permanentes inicialmente se dispondrán en aquellas zonas topográficas más deprimidas, donde los espesores de material de relleno serán mayores.



Las potencias máximas de relleno a ejecutar se aproximarán a los 4,00 metros de altura.

Cabe reseñar que en el momento de realización del presente estudio aún se cuestiona la posibilidad de ejecutar muros subverticales de cierre (para minimizar la ocupación de parcelas colindantes).

Previamente a la creación de los rellenos, se deberá realizar el desbroce y la retirada de la Unidad Q_{sv}. No obstante, se dejará a criterio del redactor del proyecto la posibilidad de mejora o sustitución parcial de estos niveles, para conseguir una mayor capacidad portante.

Estas operaciones de tratamiento del terreno deberán llevarse a cabo en el momento preciso y en las condiciones oportunas, para reducir al mínimo el tiempo de exposición de la superficie escarificada.

Tal y como se ha constatado en los ensayos SP-1 y C-0, los espesores máximos de suelo vegetal superficial muestran una potencia de 1,20 y 1,10 metros respectivamente.

Materiales:

Terraplenes

De acuerdo con la orden FOM/1382/2002, los materiales para terraplenes que vayan a formar parte de los rellenos, deben cumplir las siguientes características:

Los rellenos tipo terraplén cumplirán al menos una de las siguientes condiciones granulométricas:

- a) Material que pasa por el tamiz UNE 20 mm: > 70%
- b) Material que pasa por el tamiz UNE 0,080 mm: < 35%.

Los materiales a utilizar para el terraplen deberán cumplir adicionalmente las siguientes características para poder clasificarse según PG-3 como suelos marginales, tolerables, adecuados o seleccionados.

Características		Marginales	Suelos tolerables	Suelos adecuados	Suelos seleccionados
Mat. Org. %		< 5%	<2%	<1%	<0.2%
Sales solubles en agua (SS)	Incl. Yeso	-	-	<0.2%	<0.2%
	Sin incl. yeso	-	<1%	-	-
Yeso		-	<5%	-	-
Tam. Max. mm		-	-	≤100	≤100
Cernido por tamiz 0,40 UNE	O en caso contrario cumplirá todas las condiciones	-	-	-	<15%
Cernido por tamiz 2 UNE		-	-	<80%	<80%
Cernido por tamiz 0,40 UNE		-	-	-	<75%
Cernido por tamiz 0,080 UNE		-	-	<35%	<25%
Límite líquido (LL)		Si > 90, IP < 0.73(LL-20)	<65 y si >40, IP > 0.73(LL-20)	<40 y si >30, IP >4	<30
Índice de plasticidad (IP)		-	-	-	<10
Asiento ensayo colapso		-	<1%	-	-
Hinchamiento en ensayo de expansión		<5%	<3%	-	-
Índice CBR		-	≥3	≥5	≥ 20 E3
					≥ 10 E2

Pedraplenes:

Las rocas adecuadas para rellenos de pedraplén deberán ser rocas ígneas, o sedimentarias y metamórficas resistentes (compresión simple > 400 kg/cm²) y sin alteración ni evolutividad (pérdida en peso al sumergirse en agua 24 horas < 2 %). Las condiciones granulométricas que deben cumplir son las siguientes:

El material para pedraplenes deberá cumplir las siguientes condiciones (el material, una vez compactado):

1ª) El contenido en peso de las partículas que pasen por el tamiz 20 UNE será <30%

2ª) El contenido en peso de partículas que pasen por el tamiz 0,080 UNE será <10%

3ª) El tamaño máximo será ≥ 100 mm y ≤ 900 mm

4ª) La curva granulométrica se encontrará dentro del uso:

Tamiz (mm)	% que pasa
220	50-100
55	25-50
14	12,5-25

5ª) El contenido de peso de partículas con forma inadecuada será <30%, siendo aquellas partículas en la que se verifique: $(L+G)/2 \geq 3E$; siendo L (longitud) = Separación máxima entre 2 planos paralelos tangentes a la partícula; G(grosor)=Diámetro del agujero circular mínimo por el que puede atravesar la partícula; E(espesor)=Separación mínima entre 2 planos paralelos tangentes a la partícula; los valores de L, G y E no deben ser necesariamente medidos en 3 direcciones perpendiculares entre sí.

Los bolos de granodiorita, por su esfericidad no son del todo adecuados, recomendándose un machaqueo previo.

Todo-uno:

Los rellenos todo-uno son materiales que tengan condiciones granulométricas intermedias de las necesarias para ser consideradas pedraplén y terraplén.

A continuación se indican las condiciones granulométricas exigidas a los materiales para formar rellenos "todo-uno":

- Cernido por el tamiz 20 UNE <70% y >30% ó <30%.
- Cernido por el tamiz 0,080 UNE <35% ó >10%.

Además también los que cumplen la condición de pedraplén pero en los que el tamaño máximo es <100 mm.

Ejecución de los rellenos:

Antes de iniciar cada relleno deben estar terminadas las obras de drenaje, y canalizadas hacia las mismas las aguas de escorrentía que tiendan a invadir la explanación y saturar los rellenos.

Si una vez eliminada la unidad Q_{SV} superficial (material inadecuado), se localiza puntualmente alguna zona encharcada, será preciso comenzar la construcción utilizando en las primeras tongadas un material granular sin finos, tal como escollera o zahorras limpias.

Estabilidad de los rellenos:

Se ha tanteado la estabilidad de los rellenos a partir de parámetros geotécnicos establecidos sobre la base de los ensayos de laboratorio, observaciones en campo y recomendaciones de autores sobradamente contrastados.

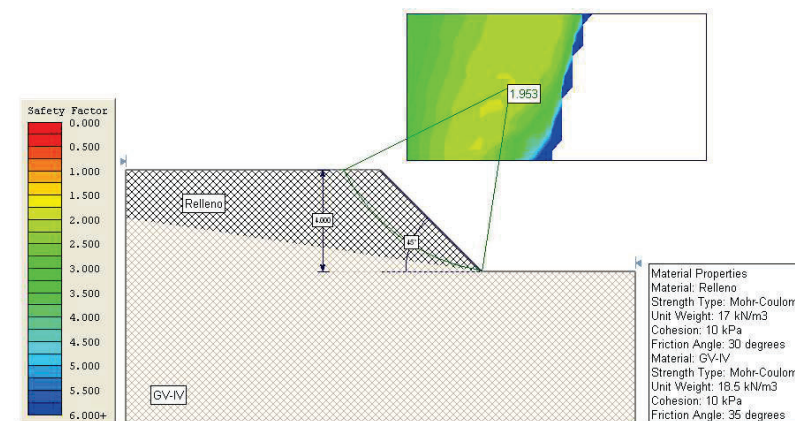
Al igual que para el estudio de los taludes de desmonte, para el análisis de estabilidad de los rellenos se ha utilizado la metodología propuesta por BISHOP (método de "Dovelas" que divide la masa deslizando en una serie de fajas verticales).

En lo referente a los cálculos de la estabilidad de los rellenos, y teniendo en cuenta que mayoritariamente se construirán con material tipo Terraplén o Todo-Uno, se ha considerado oportuno emplear en la modelización parámetros correspondientes a materiales tipo Terraplén.

Los parámetros típicos de los materiales de relleno, de acuerdo con sus características litológicas, clasificación y experiencia regional, son los siguientes:

- Cohesión $C = 0.10 \text{ kg/cm}^2$.
- Angulo de rozamiento interno $\phi = 30^\circ$.
- Densidad aparente $\gamma = 1.70 \text{ g/cm}^3$.

En la figura que se expone a continuación se representa la geometría de talud requerida para garantizarse la estabilidad a largo plazo ($FS > 1,50$).



Como puede observarse, para una altura máxima de relleno de 4,00 metros se recomienda adoptar una inclinación no superior a **1H:1V**

No se espera la construcción de Pedraplenes de gran entidad, por lo que este extremo no se ha considerado en el cálculo de estabilidad.

Lógicamente, los cálculos se han realizado, de la forma más coherente posible, considerando los parámetros de corte obtenidos representativos.

Durante la puesta en obra no existen garantías de que se puedan alcanzar las densidades utilizadas y, sobre todo, los parámetros de corte usados en el cálculo.

El terreno donde se cimentarán los rellenos, una vez realizados los saneos pertinentes, es de carácter netamente granular o rocoso, por lo que los asientos en el terreno serán instantáneos a medida que progresa el terraplén.

Para los rellenos todo-uno se recomiendan similares relaciones V:H, puesto que aunque en ellos el ángulo de rozamiento pueda elevarse ligeramente, la cohesión disminuirá.

7.5 Coeficientes de paso y coeficientes de esponjamiento.

Los materiales in situ tienen una determinada compacidad y peso específico aparente, ocupando el volumen determinado en la cubicación geométrica de los perfiles de Proyecto.

En la fase de excavación estos materiales son disgregados y pasan a ocupar un volumen generalmente superior, ya que aumentan los huecos entre partículas o terrones, pasando a un estado considerablemente flojo.

La relación entre volumen del material excavado V_e y el volumen in situ V_0 se denomina coeficiente de esponjamiento (también puede expresarse como la relación entre la densidad seca in situ y en terraplén, considerando el 95% de la densidad máxima en el ensayo Proctor Modificado).

El coeficiente de esponjamiento suele ser superior a la unidad, salvo en materiales granulares muy flojos en los que las manipulaciones de excavación y transporte pueden llevar a estados de mayor compacidad.

El coeficiente de paso es la relación entre la densidad seca in situ y la que adquiere el material una vez colocado en un relleno debidamente compactado o sin compactar, en el caso de que se remita a vertedero.

$$C. Esponjamiento = \frac{\gamma_{ap} \text{ en banco}}{\gamma_{ap} \text{ suelta}}$$

$$C. Paso a Relleno Compactado = \frac{\gamma_{seca} \text{ en banco}}{\gamma_{seca} \text{ proctor de referencia}}$$

$$C. Paso a Vteredero = \frac{\gamma_{seca} \text{ en banco}}{\gamma_{seca} \text{ 80\% proctor}}$$

En general, salvo materiales muy flojos, la densidad del material compactado no es muy superior a la que tiene el material in situ, por lo que son habituales coeficientes de paso en la gama 1,03 a 1,07. Posteriormente, en las fases de puesta en obra y compactación, el material alcanza un volumen generalmente inferior al inicial.

No existen ensayos específicos para determinar el coeficiente de esponjamiento, ya que su determinación exige extraer el material, con la maquinaria que vaya a utilizarse en obra y volcarlo en un recipiente o la caja de un camión, de volumen conocido, calculando la densidad aparente del material esponjado.

Este ensayo se ha intentado simular en laboratorio determinando la densidad de masas de suelo en moldes de proctor sin apenas otra compactación que el simple aplastamiento manual.

7.6 Explanadas

De acuerdo con la Norma 6.1-IC “Secciones de firme”, a efectos de definir la estructura del firme en cada caso, se establecen tres categorías de explanada, denominadas respectivamente E1, E2 y E3.

Estas categorías se determinan según el módulo de compresibilidad en el segundo ciclo de carga (E_{v2}), obtenido de acuerdo con la NLT-357 “Ensayo de carga con placa”, cuyos valores se recogen en la siguiente tabla:

Categoría de explanada	E1	E2	E3
E_{v2} (Mpa)	≥ 60	≥ 120	≥ 300

La formación de explanadas de las distintas categorías se recoge en la figura presentada en el anejo 8, dependiendo del tipo de suelo de explanación o de la obra de tierra subyacente, y de las características y espesores de los materiales disponibles, según se definen en el artículo 330 del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de carreteras y Puentes (PG-3).

Para la correcta aplicación de la figura se deberán tener en cuenta los siguientes criterios:

- Todos los espesores que se indican son los mínimos especificados para cualquier punto de la sección transversal de la explanada.
- Los materiales empleados han de cumplir las prescripciones contenidas en los correspondientes artículos del PG-3, además de las complementarias recogidas en la siguiente tabla:

Símbolo	Definición del material	Artículo del PG-3	Prescripciones complementarias
IN	Suelo inadecuado o marginal	330	Su empleo sólo será posible si se estabiliza con cal o con cemento para conseguir S-EST1 o S-EST2
0	Suelo tolerable	330	CBR ≥ 3 (*) En capas para formación de explanada: Contenido en mat. Orgánica <1%. Contenido en sulfatos solubles (SO ₃) <1%. Hinchamiento libre < 1%.
1	Suelo adecuado	330	CBR ≥ 5 (*)
2	Suelo seleccionado	330	CBR ≥ 10 (*)
3	Suelo seleccionado	330	CBR ≥ 20
S-EST1 S-EST2 S-EST3	Suelo estabilizado <i>in situ</i> con cemento o cal	512	Espesor mínimo: 25 cm. Espesor máximo: 30 cm.
HM-20	Hormigón de relleno	610	Espesor mínimo: 15 cm.

La figura se estructura según el tipo de suelo de la explanación en el caso de los desmontes, o de la obra de tierra subyacente en el caso de los terraplenes, y los pedraplenes o los rellenos todo-uno.

Se consideran los siguientes tipos: inadecuado y marginales (IN), tolerables (0), adecuados (1), seleccionados (2), seleccionados con CBR ≥ 20 en las condiciones de puesta en obra (3) y roca (R).

A los efectos de aplicación de esta norma, los pedraplenes (artículo 331 del PG-3) y rellenos todo-uno (artículo 333 del PG-3), serán asimilables a los suelos tipo 3.

Para poder asignar a los suelos de la explanación o de la obra de tierra subyacente una determinada clasificación deberán tener un espesor mínimo de un metro (1 m) del material indicado en la figura. En caso contrario, se asignará la clasificación inmediatamente inferior.

Salvo justificación en contrario, será preceptivo proyectar una capa de separación (estabilización *in situ* con cal en 15 cm de espesor, geotextil, membrana plástica, etc.) entre los suelos inadecuados o marginales con finos plásticos y las capas de suelo adecuado o seleccionado, para la formación de explanadas del tipo E2 y E3 en las categorías de tráfico pesado T00 a T2.

Los espesores prescritos en la figura no podrán ser reducidos mediante un eventual empleo de materiales de una calidad superior a la especificada en cada una de las secciones.

Debido al elevado contenido en materia orgánica, la Unidad Q_{SV} (suelo vegetal) será considerada como nivel de *Suelo inadecuado* que deberá ser eliminado.

La base de excavación o rasante natural, descrita como Unidad G_{V,IV}, se ha analizado en laboratorio según PG-3, clasificándose como *Suelo tolerable*

Si la base de explanada se corresponde con la unidad G_{IV-III} (material de tránsito suelo/roca) se deberá valorar si domina la fracción alterada a condición de suelo (donde se considerará un suelo tolerable) o si por el contrario domina la fracción de roca (donde se considerará que el apoyo se realiza sobre *Roca*).

Si la base de explanada se corresponde con la unidad G_{II-I}, a efectos de diseño de explanada se considerará que ésta se apoya sobre *Roca*.

7.7 Cimentación de estructuras

En el presente apartado se pasa a analizar la respuesta geomecánica que ofrecerán las diferentes unidades geotécnicas de cara a servir de apoyo a las cimentaciones proyectadas.

Cabe reseñar que en el momento de la emisión del presente estudio geotécnico no se conoce con exactitud la tipología de las estructuras proyectadas, así como el tipo, dimensión y cota de apoyo de las cimentaciones a realizar.

Apoyo sobre la Unidad Q_{SV}:

De una forma genérica, se desaconseja apoyar las cimentaciones proyectadas directamente sobre el nivel superficial de suelo vegetal (unidad Q_{SV}), debido principalmente a la baja compacidad de los materiales, deficientes propiedades geomecánicas y elevado contenido en materia orgánica.

Igualmente, en el caso de aparecer rellenos antrópicos no controlados (material vertido) se deberá evitar el apoyo directo de las cimentaciones.

Apoyo sobre relleno estructural compactado:

En el caso de que alguna cimentación se ejecute de forma superficial, sobre el relleno de nivelación a realizar, se deberán cuidar el tipo de materiales a utilizar y el proceso de ejecución del mismo.

A continuación se exponen una serie de pautas a seguir para la ejecución de los rellenos estructurales que servirán de apoyo a la cimentación de estructuras superficiales.

Se entiende por relleno estructural aquel con capacidad de soporte para la cimentación de la edificación proyectada.

El relleno estructural pretende generar una superficie de apoyo homogénea que iguale las condiciones de apoyo de todos los elementos de cimentación.

Un relleno estructural debe garantizar que su construcción se ha llevado a cabo con los materiales adecuados para ello y se han compactado debidamente. Debe ser homogéneo, de forma que se garantice su resistencia frente a rotura provocada por las cargas transmitidas y que los asientos que puedan generar dichas cargas sean similares; Es decir, que se minimicen los asientos diferenciales y, por tanto, la distorsión angular.

Por otro lado, en cimentaciones de este tipo se tiende a que el 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 infrayacente.

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 de la propia obra.

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

En primer lugar se deberán excavar los suelos deficientes superficiales, sustituyendo el material excavado por material de tipo escollera o pedraplén que 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, además, de base con alto módulo elástico para el resto del relleno. Esta capa puede prolongarse desde el cimientado del relleno hasta aproximadamente 1.00 metros bajo el apoyo previsto para la cimentación.

En el caso de que apareciese agua, 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 y menores serán los asientos diferidos del propio relleno.

En cualquier caso, debe garantizarse una buena compactación de los bloques, de tal forma que la base de bloques construida permita el desplazamiento de la maquinaria utilizada para su colocación.

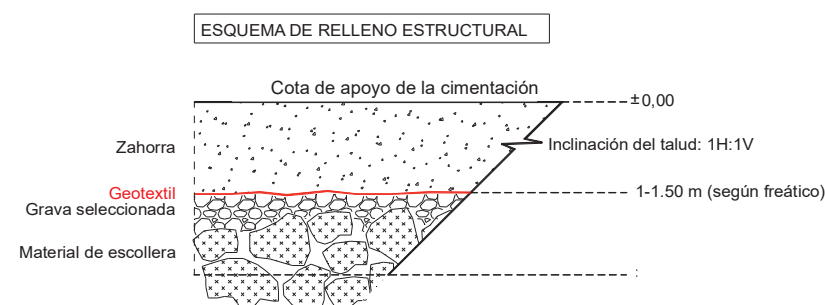
El espesor de esta capa debe ser tal que, de ser posible, su techo se sitúe por encima de la cota del nivel piezométrico o en su caso del nivel de inundación.

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 y, además, contribuirá al reparto de cargas en superficie.

Finalmente, se extenderán y compactarán capas de zahorra (o bien suelos seleccionados según PG3-), 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 alcanzada en el 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.



El asiento post constructivo de los suelos descritos bajo el relleno estructural son difícilmente evaluables, dado que sus condiciones son variables y el espesor representado por cada unidad geotécnica también lo es.

Por otro lado, 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; lo que supondría aproximadamente 1.5 cm de asiento diferido.

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.

Los materiales más finos (se recomienda zahorra) 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 100% de su Próctor modificado de referencia. Debe ser, por tanto, apisonada con un pisón de tamaño adecuado.

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.

Siguiendo el procedimiento descrito anteriormente, siempre que los materiales empleados sean homogéneos y se haya alcanzado la compactación requerida, podrá considerarse una **tensión admisible** de hasta **1.5 Kp/cm²**.

La tensión admisible considerada permitiría igualmente unos valores de asiento aceptables.

Lógicamente, la superficie sustituida de material deficiente por el relleno estructural compactado debe ser superior a la proyección en planta de la edificación, con el fin de permitir un resguardo adecuado entre el borde de la sustitución y la cimentación, siendo recomendable sustituir una anchura de, al menos, 2 veces la anchura de zapata prevista.

En lo que respecta a la cimentación, se recomienda que ésta sea efectuada mediante **losa o zapata corrida**, 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 de entorno a 1.5 Kg/cm² como máximo, los asientos absolutos serán inferiores a 3 cm.

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.

Finalmente, en lo que respecta al módulo de balasto a considerar, éste dependerá de los materiales finalmente utilizados para la construcción del relleno estructural, 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:

$$K_{s1} = K_{30} ((b + 0,30)/2b)^2$$

Losa cuadrada

$$K = 2/3 K_{s1} (1 + b/2l)$$

Losa rectangular

Siendo:

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

K_{s1}: 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):

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

Apoyo sobre unidad G_{V(IV)}.

Tal y como se confirma en los ensayos de penetración estándar (ensayos SPT) realizados durante la ejecución de los sondeos a rotación, la unidad geotécnica G_{V(IV)} (unidad con un marcado carácter granular) muestra una compacidad *densa a muy densa*.

Constituye una unidad geotécnica favorable para servir de apoyo a una cimentación, siempre y cuando se limite la tensión admisible del terreno y se acoten los asientos máximos y diferenciales previsibles.

A lo largo del presente apartado se expone el método de cálculo utilizado para determinar la tensión admisible del nivel geotécnico G_{V-IV}.

Teniendo en cuenta la naturaleza de los materiales descritos, se ha optado por calcular la tensión admisible mediante la fórmula propuesta por Meyerhof (1956) y modificada posteriormente por Bowles (1982) para suelos granulares.

$$\sigma_{adm} = \frac{N}{8} \cdot S \cdot K \cdot \left(\frac{B + 0,3}{B} \right)^2$$

donde:

- σ_{adm} : Tensión admisible (Kp/cm²).
- S: Asiento tolerable en pulgadas.
- N: Número medio de golpes en la zona de influencia de la cimentación.
- B: Ancho de la cimentación (m).

“K” es un factor que depende de la profundidad de la cimentación:

$$K = \left(1 + \frac{D}{3B} \right) \leq 1,33$$

donde:

- D: Profundidad de la cimentación (m).

“K” es un valor creciente con la profundidad, en este caso se ha optado por tomar un valor conservador y se ha fijado una profundidad mínima de 0.60 metros, correspondiente a un canto de una zapata común.

Para la realización de los cálculos se ha considerado un asiento máximo de una pulgada y se ha tomado el valor N_{SPT} más desfavorable obtenido en los sondeos a rotación (N=34 golpes).

Siguiendo el método de cálculo descrito y considerado diferentes anchos de zapata (comprendidos entre 2,50 a 20,00 metros), se recomienda considerar una tensión admisible del terreno de hasta **4,00 Kp/cm²**.

El coeficiente de balasto (K_{30}) 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 (arena compacta):

$$K_{30} \sim 9-20 \text{ Kp/cm}^3$$

Para una estructura como la proyectada, además de la seguridad frente al hundimiento, se deberá comprobar que los asientos máximos generados al entrar en carga la cimentación sean admisibles; es decir, inferiores al límite de fisuración.

Una vez se calculen las estructuras se recomienda realizar un cálculo preciso de los asientos máximos, valorándose la necesidad de ejecutarse algún ensayo de penetración dinámica en aquellas zonas donde las cimentaciones se apoyen en el nivel $G_{V(IV)}$.

Como norma general, se desaconseja apoyar las cimentaciones en la capa más superficial de la unidad $G_{V(IV)}$, debido a que la infiltración de agua y la acción de los agentes atmosféricos superficiales suele provocar un esponjamiento y una pérdida de compacidad del tramo más superficial (tramo más oxidado y de menor densidad).

Apoyo sobre la unidad G_{IV-III} :

Como se ha venido comentado a lo largo del presente informe, la unidad G_{IV-III} representa una unidad geotécnica intermedia, de tránsito, donde conjuntamente se detectan fracciones alteradas a condición de suelo (similares a las descritas en el nivel G_{V-IV}) y fracciones rocosas menos alteradas.

La fracción alterada a condición de suelo muestra una compacidad *muy densa* (material de rechazo en los ensayos SPT), por lo que no se prevé que sea susceptible de sufrir grandes asientos si se considera una tensión admisible no superior a los **4,00 Kp/cm²** (tensión admisible recomendada a la unidad G_{V-IV}).

El coeficiente de balasto (K_{30}) 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 (Grava arenosa compacta):

$$K_{30} \sim 13-30 \text{ Kp/cm}^3$$

Apoyo sobre la unidad G_{III-I} :

En aquellas zonas donde las cimentaciones proyectadas se apoyen directamente sobre un sustrato rocoso débilmente alterado – sano, (Unidad G_{III-I}) el cálculo de la tensión admisible se realizará siguiendo la metodología propuesta por el Código Técnico de la Edificación para apoyos .

Según esta metodología, la tensión admisible de un macizo rocoso puede calcularse mediante la siguiente formulación:

$$q_{adm} = \alpha \cdot RCS$$

$$\text{Siendo: } \alpha = \frac{3 + s / B}{10 \cdot \sqrt{1 + 300 \cdot a / s}}$$

Donde:

- s: espaciado de las discontinuidades
- B: anchura del cimient

- a: apertura de las discontinuidades
- RCS: resistencia a compresión simple

Suponiendo la situación más desfavorable posible, el coeficiente reductor " α " tiende a 0,1.

Según los datos obtenidos en laboratorio se considera una resistencia a compresión simple de 657 y 824 Kg/cm².

Si bien, siguiendo los cálculos descritos, la tensión admisible del macizo rocoso podría llegar a superar los 50,0 Kp/cm², desde el presente estudio, con el fin de homogeneizar la tensión de cálculo a utilizar y minimizar posibles asientos diferenciales, se recomienda limitar la **tensión admisible** de cálculo a un máximo de **5,00 Kp/cm²**.

Por apoyarse la cimentación sobre un sustrato rocoso moderadamente alterado, constituido mayoritariamente por una fracción rocosa, los asientos previsibles serán *despreciables*.

El coeficiente de balasto (K_{30}) 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 (rocas algo alteradas - rocas sanas):

$$K_{30} \sim 30 - 500 \text{ Kp/cm}^3$$

Recomendaciones generales:

En ningún caso se deberá apoyar las cimentaciones directamente sobre el nivel superficial de suelo vegetal (unidad Q_{SV}).

Se evitará igualmente apoyar las cimentaciones sobre los niveles de relleno antrópico que puedan detectarse en la zona de actuación (materiales de vertido no controlados), así como en las capas más superficiales del nivel geotécnico G_{V-IV} (material esponjado y de menor compacidad).

Se buscará en todo momento que los elementos de cimentación de una misma estructura se apoyen sobre un mismo nivel geotécnico para así, evitar posibles asientos diferenciales.

Como excepción se podrán apoyar elementos de una misma estructura en materiales distintos, siempre y cuando domine el componente rocoso (donde los asientos previsibles sean nulos). Es decir, será posible apoyar una misma cimentación indistintamente sobre las unidades geotécnicas G_{III} y G_{II-L} .

Siempre que una parte de la cimentación quede apoyada directamente sobre un sustrato rocoso de baja alteración (Unidades G_{III} y G_{II-L}), se deberá evitar que el resto de la cimentación se apoye sobre un nivel alterado a condición de suelo (Unidad G_{V-IV}) o sobre un relleno estructural.

Una vez que se determine el tipo y dimensiones exactas de los diferentes elementos de cimentación sería recomendable hacer un recálculo de la tensión admisible de terreno y los asientos previsibles.

Las consideraciones expuestas son el resultado de las investigaciones puntuales. La extrapolación entre puntos se ha llevado a cabo de la forma más coherente posible. Se recomienda que, durante las labores de cimentación, algún técnico verifique que las condiciones reales están en consonancia con las aquí expuestas.

ESTE INFORME, CONSTA DE 62 PÁGINAS NUMERADAS (INCLUIDA ESTA). A CONTINUACIÓN SE PRESENTAN LOS ANEJOS.

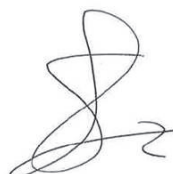
Mos, a 11 de Septiembre de 2020



Samuel Cerqueira Mallo

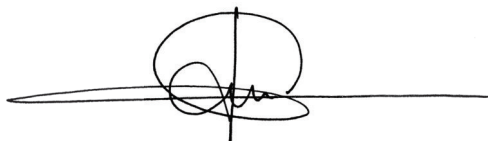
Químico

DIRECTOR DE LABORATORIO



Sandra Lojo Zubeldia

Ingeniera de Minas COIMNE: 3213

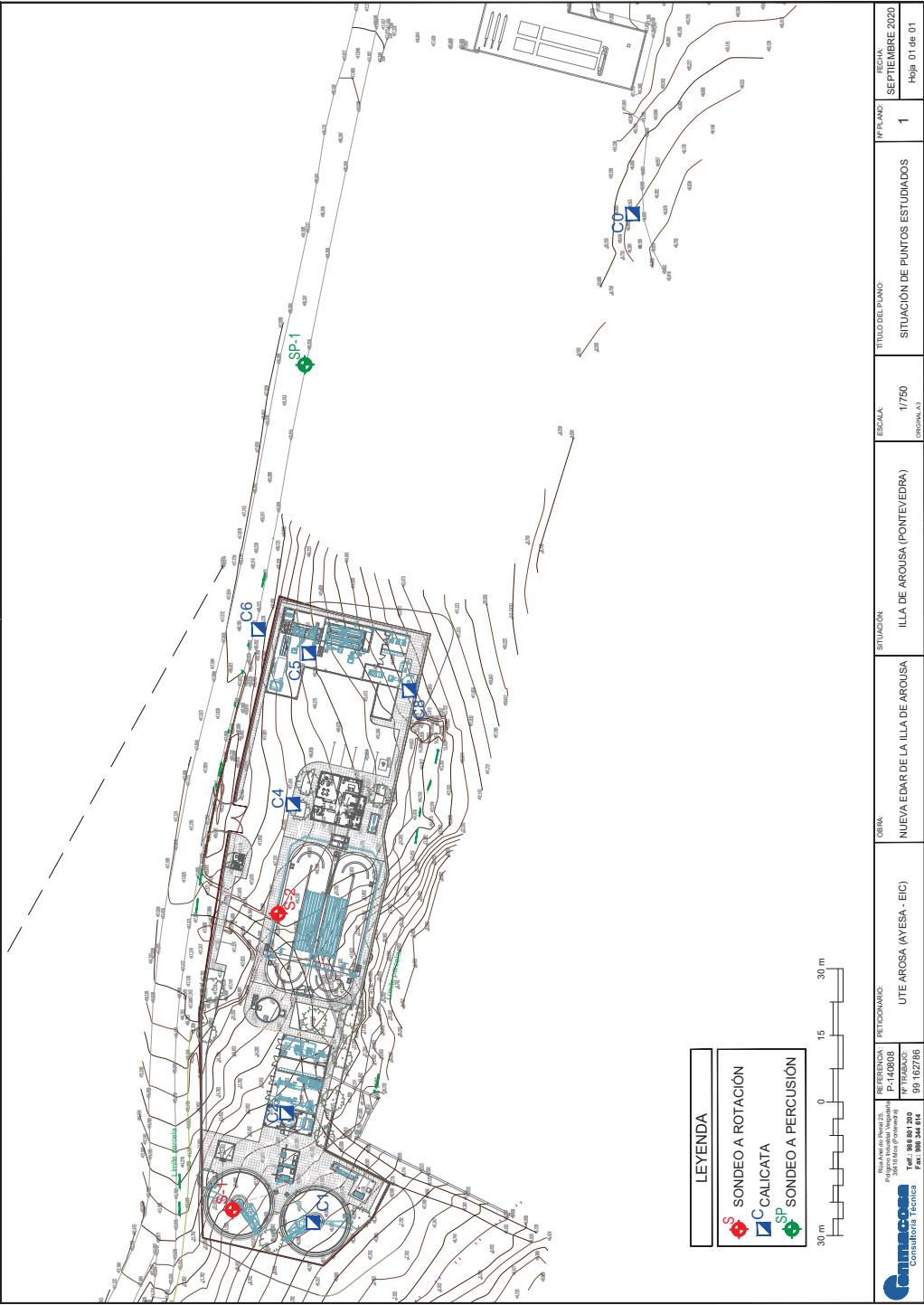


Daniel Ron Gudín

Geólogo ICOGA: 853

ANEJOS AL INFORME

ANEJO 1:
SITUACIÓN DE LOS PUNTOS INVESTIGADOS



[illegible]

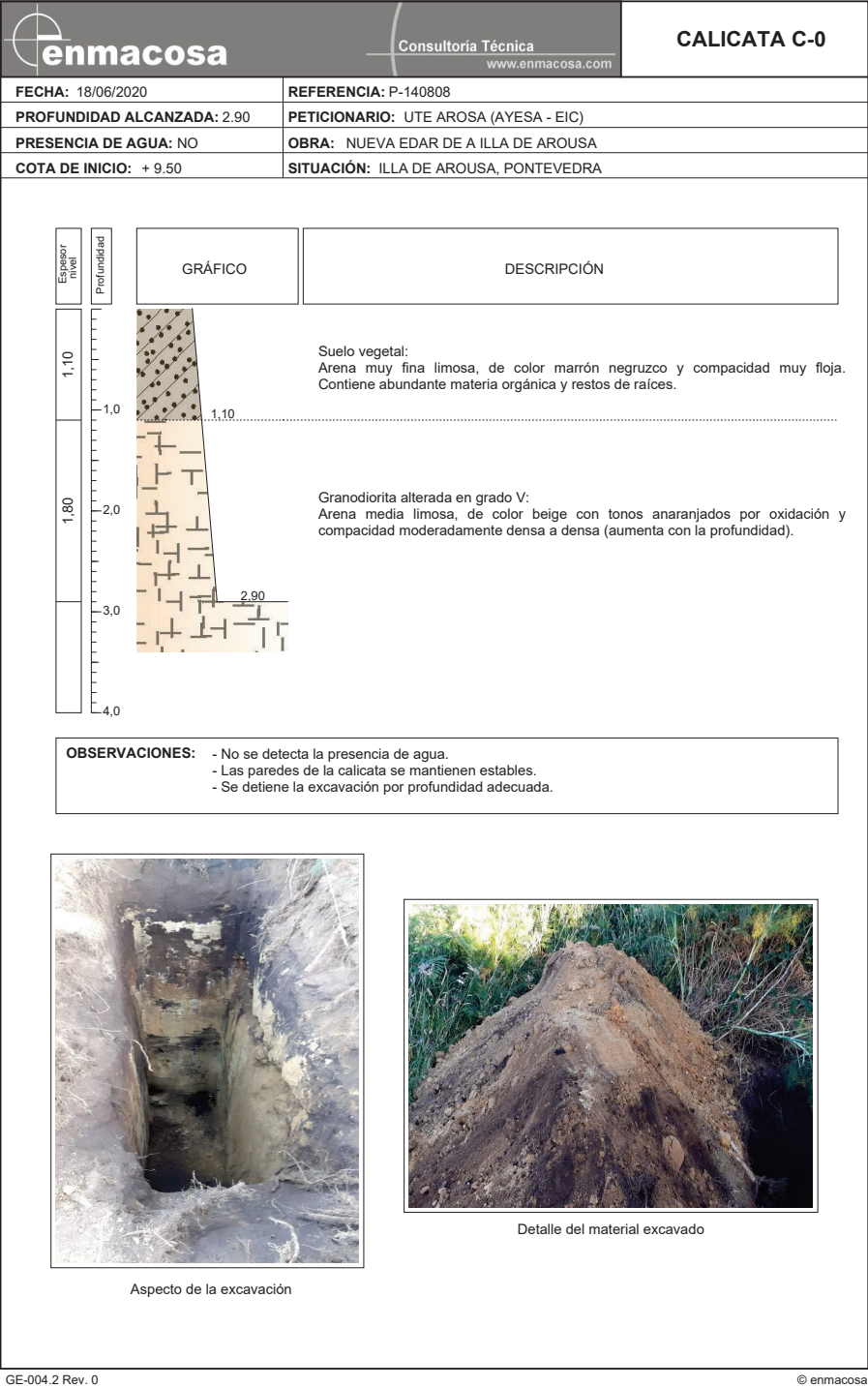


enmacosa										SONDEO: S-2		HOJA 1 DE 1		COORDENADAS (42 1548° Norte, -8 7203° Este) [ED-50] (X = 509.615.510, Y = 47.12.031.410)									
PETICIONARIO: UTE AROSA (AYESA - EIC)										FECHA DE INICIO: 17/06/2020		NIVEL PIEZOMÉTRICO											
OBRA: NUEVA EDAR DE A ILLA DE AROUSA										FECHA DE FIN: 17/06/2020		Hora: 07/07/20											
SITUACIÓN: ILLA DE AROUSA, PONTEVEDRA										PROFUNDIDAD: 9.80		Prof.: 7.10											
REFERENCIA: P-140808										COTA DE INICIO: + 16.50													



REGISTRO Y FOTOGRAFÍAS DEL SONDEO A PERCUSIÓN

ANEJO 4:
REGISTRO DE LAS CALICATAS DE RECONOCIMIENTO

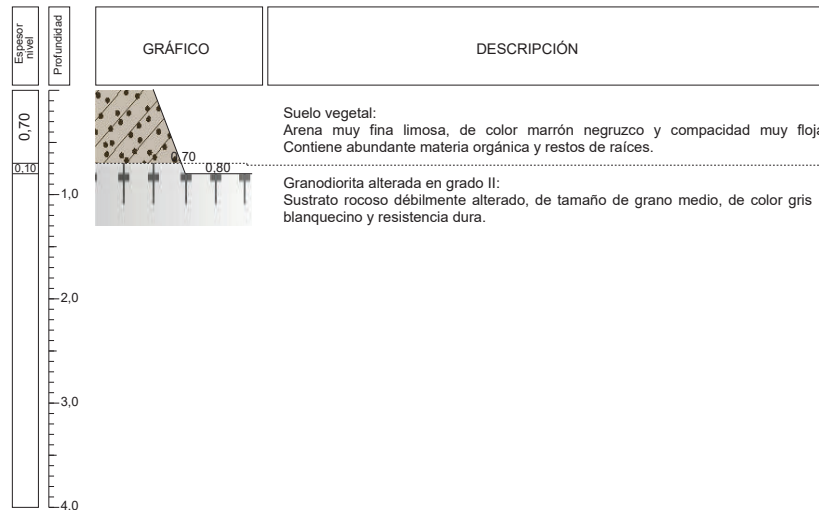


Consultoría Técnica

www.enmacosa.com

CALICATA C-1

FECHA: 14/07/2020	REFERENCIA: P-140808
PROFUNDIDAD ALCANZADA: 0.80	PETICIONARIO: UTE AROSA (AYESA - EIC)
PRESENCIA DE AGUA: NO	OBRA: NUEVA EDAR DE A ILLA DE AROUSA
COTA DE INICIO: + 9.60	SITUACIÓN: ILLA DE AROUSA, PONTEVEDRA



OBSERVACIONES:

- No se detecta la presencia de agua.
- Las paredes de la calicata se mantienen estables.
- Se detiene la excavación por dificultad de ripado.



Aspecto de la excavación



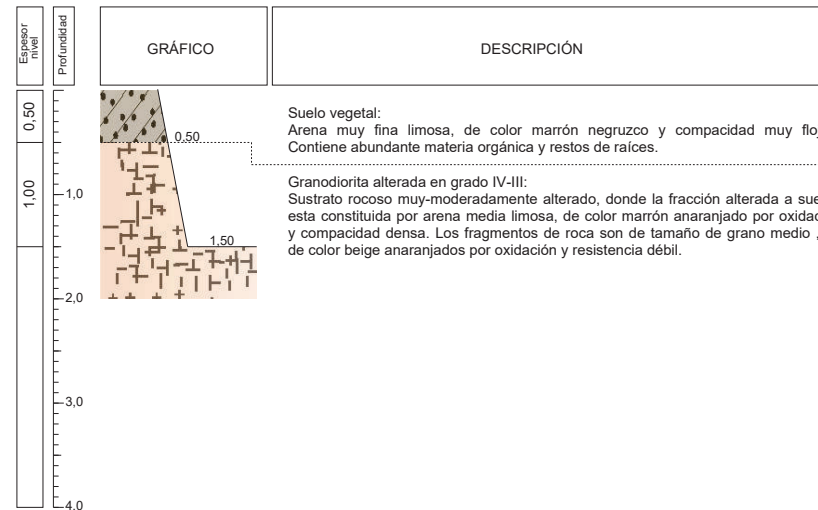
Detalle del material excavado

Consultoría Técnica

www.enmacosa.com

CALICATA C-2

FECHA: 14/07/2020	REFERENCIA: P-140808
PROFUNDIDAD ALCANZADA: 1.50	PETICIONARIO: UTE AROSA (AYESA - EIC)
PRESENCIA DE AGUA: NO	OBRA: NUEVA EDAR DE A ILLA DE AROUSA
COTA DE INICIO: + 12.50	SITUACIÓN: ILLA DE AROUSA, PONTEVEDRA



OBSERVACIONES:


- No se detecta la presencia de agua.
- Las paredes de la calicata se mantienen estables.
- Se detiene la excavación por dificultad de ripado.

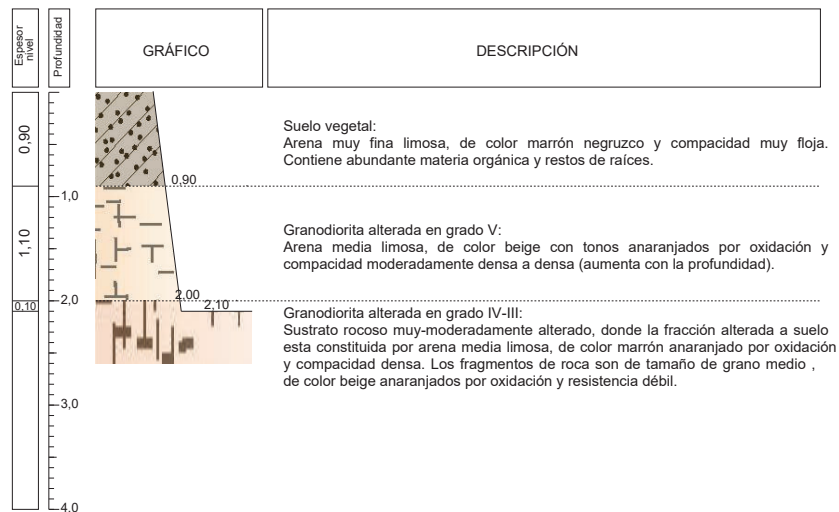


Aspecto de la excavación



Detalle del material excavado

 <div> Consultoría Técnica www.enmacosa.com </div>		CALICATA C-4
FECHA: 18/06/2020	REFERENCIA: P-140808	
PROFUNDIDAD ALCANZADA: 2.10	PETICIONARIO: UTE AROSA (AYESA - EIC)	
PRESENCIA DE AGUA: NO	OBRA: NUEVA EDAR DE A ILLA DE AROUSA	
COTA DE INICIO: + 17.40	SITUACIÓN: ILLA DE AROUSA, PONTEVEDRA	



OBSERVACIONES:


- No se detecta la presencia de agua.
- Las paredes de la calicata se mantienen estables.
- Se detiene la excavación por dificultad de ripado.

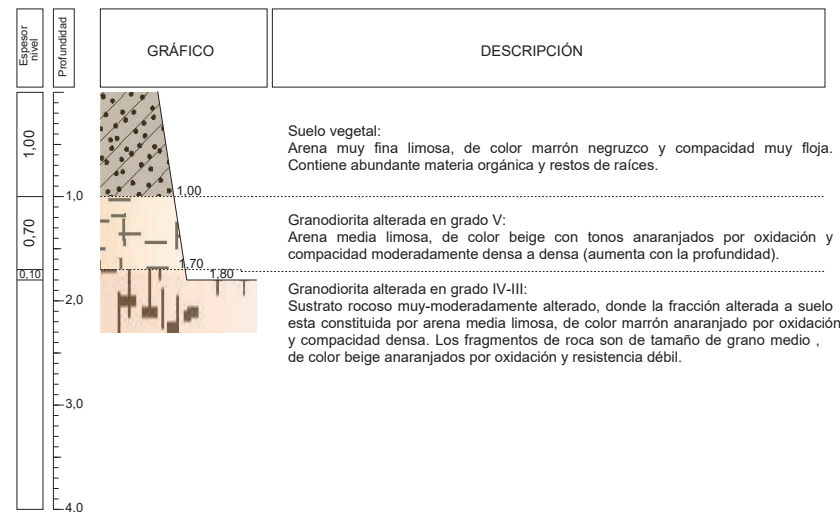


Aspecto de la excavación



Detalle del material excavado

 <div> Consultoría Técnica www.enmacosa.com </div>		CALICATA C-5
FECHA: 18/06/2020	REFERENCIA: P-140808	
PROFUNDIDAD ALCANZADA: 1.80	PETICIONARIO: UTE AROSA (AYESA - EIC)	
PRESENCIA DE AGUA: NO	OBRA: NUEVA EDAR DE A ILLA DE AROUSA	
COTA DE INICIO: + 16.25	SITUACIÓN: ILLA DE AROUSA, PONTEVEDRA	



OBSERVACIONES:


- No se detecta la presencia de agua.
- Las paredes de la calicata se mantienen estables.
- Se detiene la excavación por dificultad de ripado.



Aspecto de la excavación



Detalle del material excavado

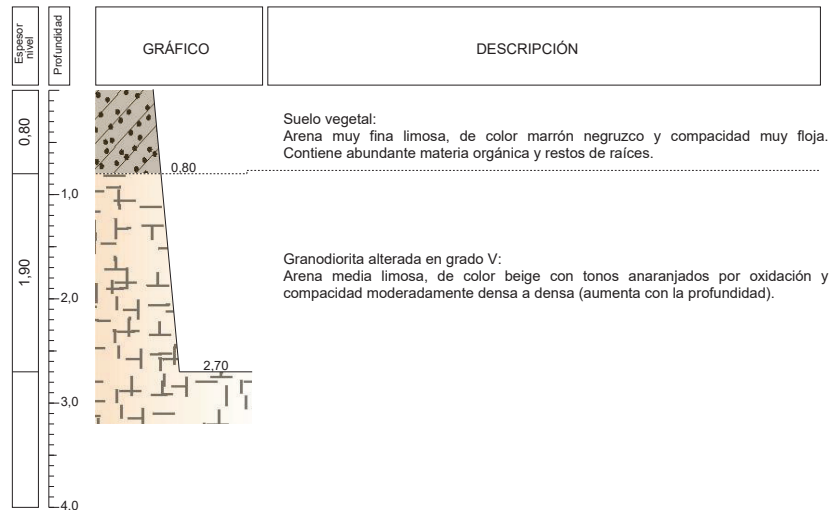


Consultoría Técnica

www.enmacosa.com

CALICATA C-6

FECHA: 18/06/2020	REFERENCIA: P-140808
PROFUNDIDAD ALCANZADA: 2.70	PETICIONARIO: UTE AROSA (AYESA - EIC)
PRESENCIA DE AGUA: NO	OBRA: NUEVA EDAR DE A ILLA DE AROUSA
COTA DE INICIO: + 18.15	SITUACIÓN: ILLA DE AROUSA, PONTEVEDRA



OBSERVACIONES:


- No se detecta la presencia de agua.
- Las paredes de la calicata se mantienen estables.
- Se detiene la excavación por profundidad adecuada.



Aspecto de la excavación



Detalle del material excavado

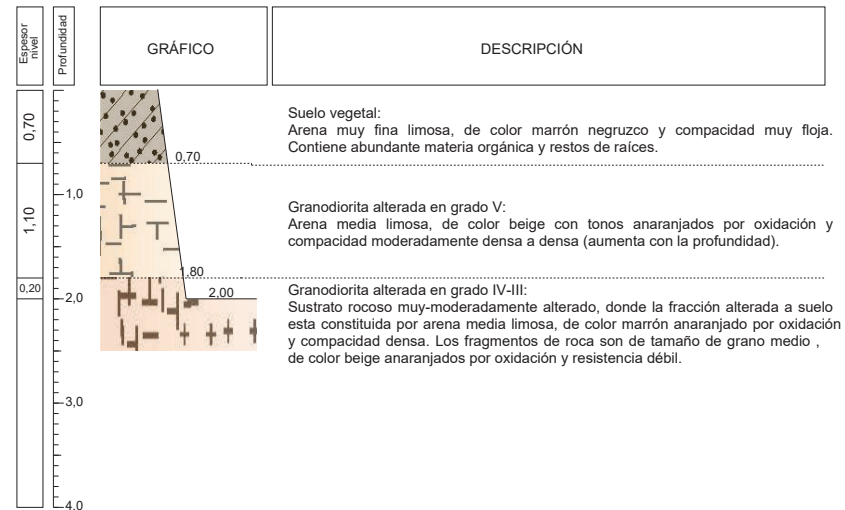


Consultoría Técnica

www.enmacosa.com

CALICATA C-8

FECHA: 18/06/2020	REFERENCIA: P-140808
PROFUNDIDAD ALCANZADA: 2.00	PETICIONARIO: UTE AROSA (AYESA - EIC)
PRESENCIA DE AGUA: NO	OBRA: NUEVA EDAR DE A ILLA DE AROUSA
COTA DE INICIO: + 13.70	SITUACIÓN: ILLA DE AROUSA, PONTEVEDRA



OBSERVACIONES:

- No se detecta la presencia de agua.
- Las paredes de la calicata se mantienen estables.
- Se detiene la excavación por dificultad de ripado.



Aspecto de la excavación



Detalle del material excavado

ANEJO 5:
ESTACIONES DE OBSERVACIÓN





Afloramiento rocoso sin recubrimiento superficial de suelo vegetal, en zona por donde discurrirá la canalización de impulsión. Granodiorita alterada en grado III-II con continuidad lateral.



Afloramiento rocoso sin recubrimiento superficial de suelo vegetal, en zona por donde discurrirá la canalización de impulsión. Granodiorita alterada en grado II con continuidad lateral.



Recubrimientos superficiales de suelo vegetal que impiden describir los materiales subyacentes, en zona por donde discurrirá la canalización de impulsión.

Teniendo en cuenta la geomorfología del terreno es probable que debajo del suelo vegetal aparezcan niveles de granodiorita alterada a condición de suelo.



Afloramiento de sustrato rocoso moderadamente alterado (Grado de alteración III), en zona por donde discurrirá la canalización de impulsión. Altura de talud estimada ~ 3,00 metros.



Recubrimientos superficiales de suelo vegetal que impiden describir los materiales subyacentes

Puntualmente se detectan fragmentos rocosos aislados, sin continuidad lateral.



Afloramiento de granodiorita alterada a condición de suelo (grado de alteración V) de forma subyacente al suelo vegetal.
Unidad con continuidad lineal paralela a la zona por la que discurrirá la canalización de impulsión.



Múltiples afloramientos de granodiorita alterada en grado II-I en la zona donde se proyecta la ubicación del decantador secundario Sur.

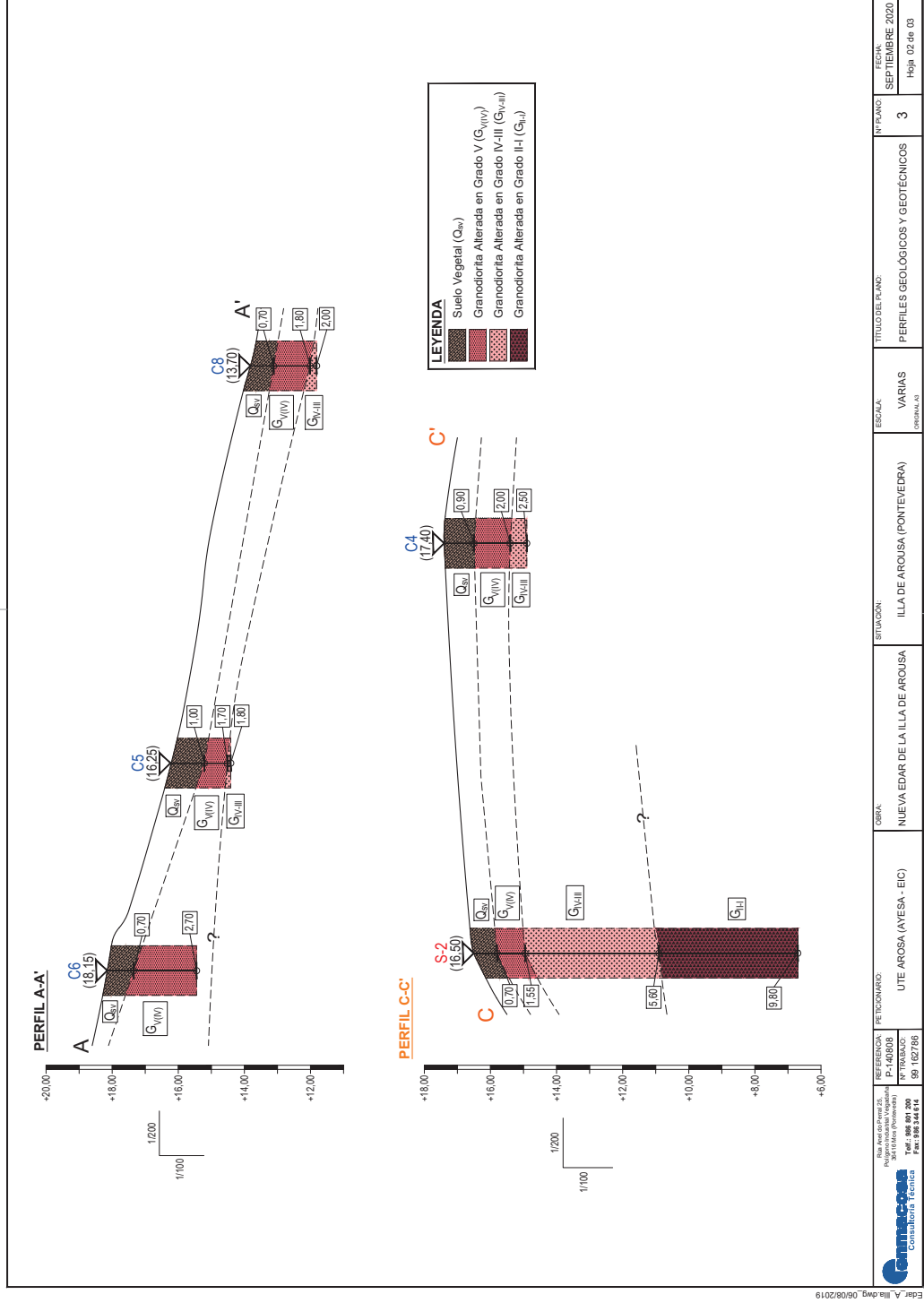
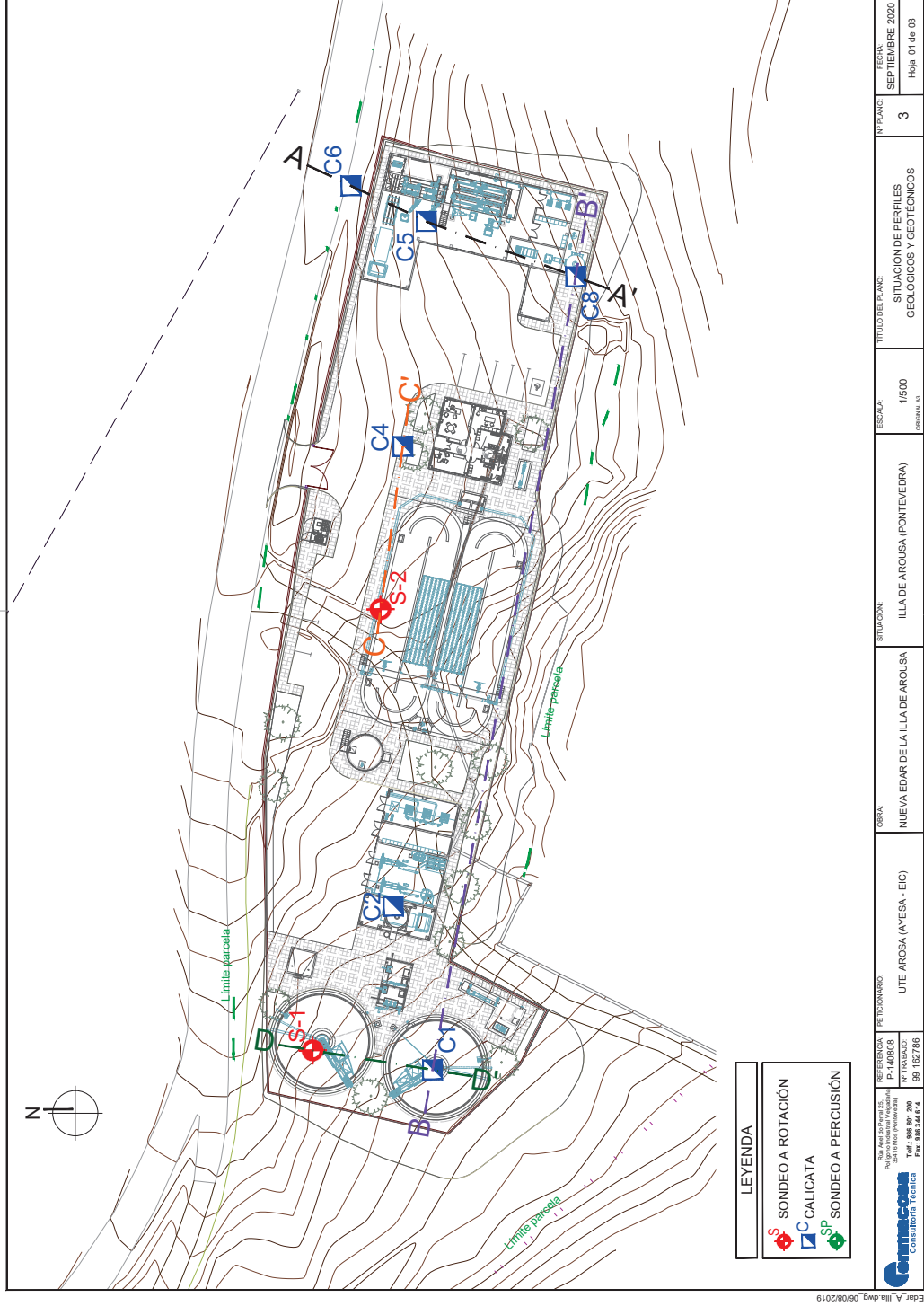


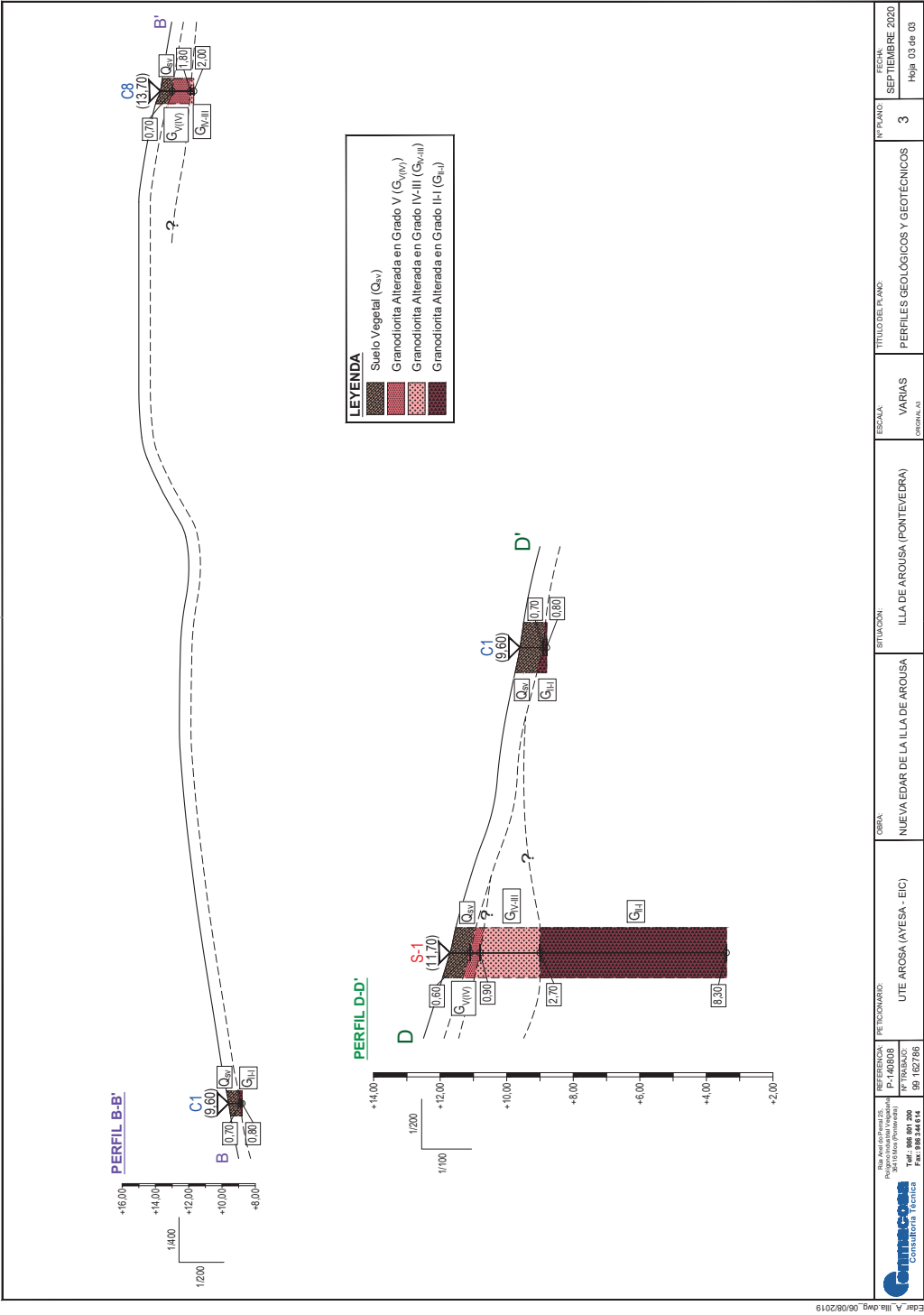
Múltiples afloramientos de granodiorita alterada en grado II-I en la zona donde se proyecta la ubicación del decantador secundario Sur.



Relleno antrópico correspondiente a una explanada de aparcamiento. Debido a la escasa presencia de esta unidad en la zona objeto de estudio, no ha sido definida como una unidad geotécnica independiente. Su comportamiento y composición se equipara al nivel de suelo vegetal superficial.

ANEJO 6:
PERFILES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS





Estudio Geotécnico

enmacosa consultoría técnica, s.a.

UTE AROSA (AYESA-EIC). NUEVA EDAR. ILLA DE AROUSA

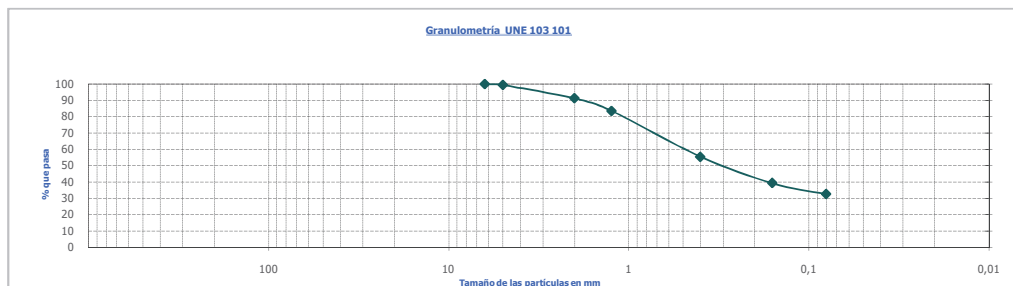
ANEJO 7:
RESULTADO DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

Laboratorio habilitado por la Xunta de Galicia e inscrito en el Registro General del CTE como LECCE con N° GAL-L-056 en las siguientes áreas de actuación:

GT (Ensayos Geotecnia), VS (Ensayos Viales), PS (Ensayos Pruebas Servicio), EH (Ensayos Estructuras Hormigón Estructural), EA (Ensayos Estructuras Acero Estructural), EF (Ensayos Obras Albitaría), Acústica y Otros.

MUESTRA N°:	99 159983	FECHA DE ENTRADA:	19/06/2020	Página 1 de 1
REFERENCIA:	C-140808	LOCALIZACIÓN:	CALICATA C-0	
PETICIONARIO:	UTE AROSA (AYESA - EIC)	PROFUNDIDAD:	1.40 m	
OBRA:	NUEVA EDAR DE A ILLA DE AROUSA	FECHA DE TOMA:	19/06/2020	
SITUACIÓN:	ILLA DE AROUSA - PONTEVEDRA			
TIPO DE MUESTRA:	SUELO			


RESULTADO DE LOS ENSAYOS



Ensayo	Norma	Resultado	Especificaciones
Límites de Atterberg	UNE 103 103/UNE 103 104	Límite Líquido Límite Plástico Índice de Plasticidad	37.8 NO 0
Materia Orgánica (M.O.)	UNE 103 204	0.52%	
Determinación de sulfatos solubles	UNE 103 201	0.01%	
Contenido en sales solubles	NLT 114	0.10%	
Próctor Modificado	UNE 103 501	Densidad máxima Humedad óptima	1.68 20.9 g/cm ³ %

Observaciones:

Mos, 7 de julio de 2020


Samuel Cerqueira Mallo
DIRECTOR DE LABORATORIO


Norberto Saiz Ruiz
JEFE DE ÁREA GT

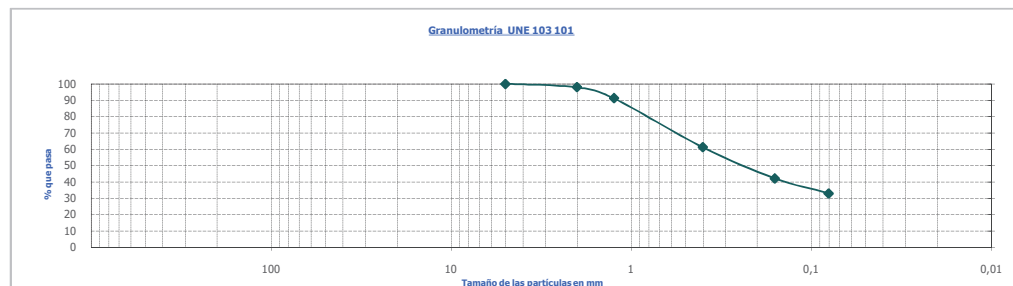
- Los resultados de los ensayos realizados afectan exclusivamente a las muestras recibidas.
- No está autorizada la reproducción total o parcial de este informe sin la autorización expresa de [enmacosa consultoría técnica](http://enmacosa.com).

Laboratorio habilitado por la Xunta de Galicia e inscrito en el Registro General del CTE como LECCE con N° GAL-L-056 en las siguientes áreas de actuación:

GT (Ensayos Geotecnia), VS (Ensayos Viales), PS (Ensayos Pruebas Servicio), EH (Ensayos Estructuras Hormigón Estructural), EA (Ensayos Estructuras Acero Estructural), EF (Ensayos Obras Albitaría), Acústica y Otros.

MUESTRA N°:	99 159984	FECHA DE ENTRADA:	19/06/2020	Página 1 de 1
REFERENCIA:	C-140808	LOCALIZACIÓN:	CALICATA C-4	
PETICIONARIO:	UTE AROSA (AYESA - EIC)	PROFUNDIDAD:	--	
OBRA:	NUEVA EDAR DE A ILLA DE AROUSA	FECHA DE TOMA:	19/06/2020	
SITUACIÓN:	ILLA DE AROUSA - PONTEVEDRA			
TIPO DE MUESTRA:	SUELO			

RESULTADO DE LOS ENSAYOS



Ensayo	Norma	Resultado	Especificaciones
Límites de Atterberg	UNE 103 103/UNE 103 104	Límite Líquido Límite Plástico Índice de Plasticidad	NO -- N.P.
Materia Orgánica (M.O.)	UNE 103 204	0.49%	
Determinación de sulfatos solubles	UNE 103 201	0.01%	
Contenido en sales solubles	NLT 114	0.10%	
Próctor Modificado	UNE 103 501	Densidad máxima Humedad óptima	1.85 12.8 g/cm ³ %

Observaciones:

Mos, 7 de julio de 2020


Samuel Cerqueira Mallo
DIRECTOR DE LABORATORIO

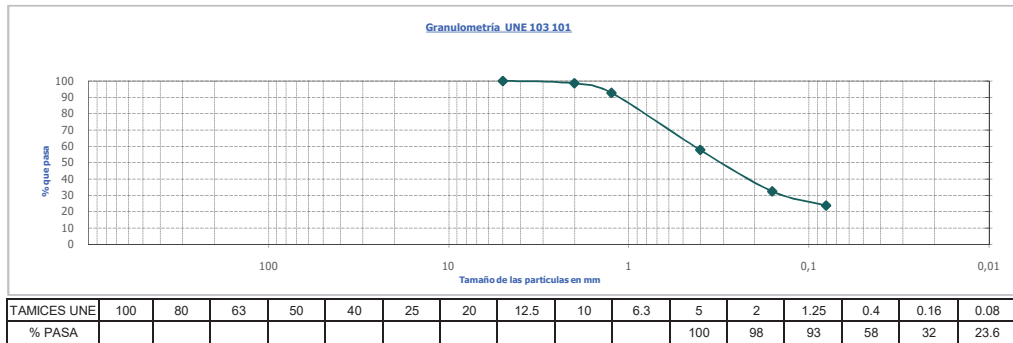

Norberto Saiz Ruiz
JEFE DE ÁREA GT

- 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 consultoría técnica](http://enmacosa.com).

Laboratorio habilitado por la Xunta de Galicia e inscrito en el Registro General del CTE como LECCE con N° GAL-L-056 en las siguientes áreas de actuación:
GT (Ensayos Geotecnia), VS (Ensayos Viales), PS (Ensayos Pruebas Servicio), EH (Ensayos Estructuras Hormigón Estructural), EA (Ensayos Estructuras Acero Estructural), EF (Ensayos Obras Albitaría), Acústica y Otros.

MUESTRA Nº:	99 159985	FECHA DE ENTRADA:	19/06/2020	Página 1 de 1
REFERENCIA:	C-140808	LOCALIZACIÓN:	CALICATA C-6	
PETICIONARIO:	UTE AROSA (AYESA - EIC)	PROFUNDIDAD:	1.90 m	
OBRA:	NUEVA EDAR DE A ILLA DE AROUSA	FECHA DE TOMA:	19/06/2020	
SITUACIÓN:	ILLA DE AROUSA - PONTEVEDRA			
TIPO DE MUESTRA:	SUELO			


RESULTADO DE LOS ENSAYOS



Ensayo	Norma	Resultado	Especificaciones
Límites de Atterberg	UNE 103 103/UNE 103 104	Límite Líquido Límite Plástico Índice de Plasticidad	NO -- N.P.
Materia Orgánica (M.O.)	UNE 103 204	0.10%	
Determinación de sulfatos solubles	UNE 103 201	0.01%	
Contenido en sales solubles	NLT 114	0.08%	

Observaciones:

Mos, 7 de julio de 2020


Samuel Cerqueira Mallo
DIRECTOR DE LABORATORIO


Norberto Saiz Ruiz
JEFE DE ÁREA GT

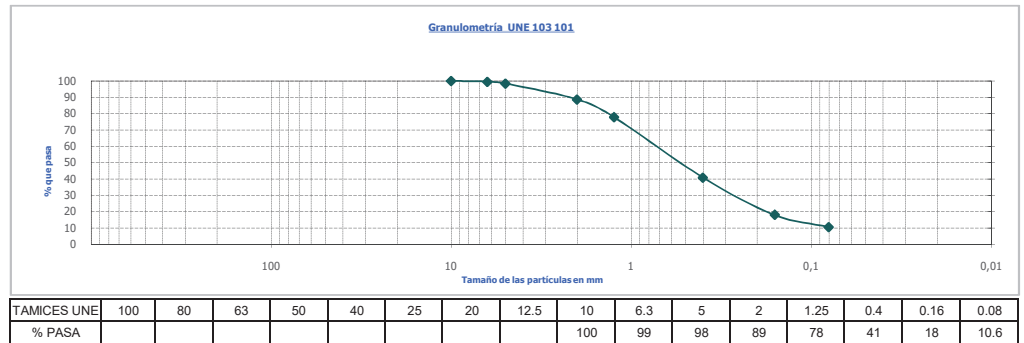
- Los resultados de los ensayos realizados afectan exclusivamente a las muestras recibidas.
- No está autorizada la reproducción total o parcial de este informe sin la autorización expresa de [enmacosa consultoría técnica](http://enmacosa.com).

enmacosa consultoría técnica, s.a. Rúa Anel do Perral N°25 - P. I. Veigadaña 36416 Mos - Pontevedra. Telf.: 986 801 200 / Fax: 986 344 614. Correo electrónico: vigo@enmacosa.com

Laboratorio habilitado por la Xunta de Galicia e inscrito en el Registro General del CTE como LECCE con N° GAL-L-056 en las siguientes áreas de actuación:
GT (Ensayos Geotecnia), VS (Ensayos Viales), PS (Ensayos Pruebas Servicio), EH (Ensayos Estructuras Hormigón Estructural), EA (Ensayos Estructuras Acero Estructural), EF (Ensayos Obras Albitaría), Acústica y Otros.

MUESTRA Nº:	99 159986	FECHA DE ENTRADA:	19/06/2020	Página 1 de 1
REFERENCIA:	C-140808	LOCALIZACIÓN:	CALICATA C-8	
PETICIONARIO:	UTE AROSA (AYESA - EIC)	PROFUNDIDAD:	1.00 m	
OBRA:	NUEVA EDAR DE A ILLA DE AROUSA	FECHA DE TOMA:	19/06/2020	
SITUACIÓN:	ILLA DE AROUSA - PONTEVEDRA			
TIPO DE MUESTRA:	SUELO			

RESULTADO DE LOS ENSAYOS



Ensayo	Norma	Resultado	Especificaciones
Límites de Atterberg	UNE 103 103/UNE 103 104	Límite Líquido Límite Plástico Índice de Plasticidad	NO -- N.P.
Materia Orgánica (M.O.)	UNE 103 204	0.52%	
Determinación de sulfatos solubles	UNE 103 201	0.01%	
Contenido en sales solubles	NLT 114	0.06%	

Observaciones:

Mos, 7 de julio de 2020


Samuel Cerqueira Mallo
DIRECTOR DE LABORATORIO


Norberto Saiz Ruiz
JEFE DE ÁREA GT

- 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 consultoría técnica](http://enmacosa.com).

enmacosa consultoría técnica, s.a. Rúa Anel do Perral N°25 - P. I. Veigadaña 36416 Mos - Pontevedra. Telf.: 986 801 200 / Fax: 986 344 614. Correo electrónico: vigo@enmacosa.com

Laboratorio habilitado por la Xunta de Galicia e inscrito en el Registro General del CTE como LECCE con Nº GAL-L-056 en las siguientes áreas de actuación:
GT (Ensayos Geotecnia), VS (Ensayos Viales), PS (Ensayos Pruebas Servicio), EH (Ensayos Estructuras Hormigón Estructural), EA (Ensayos Estructuras Acero Estructural), EF (Ensayos Obras Albañilería), Acústica y Otros.

MUESTRA Nº **99 160217** FECHA ENTRADA: **29/06/2020** Página 1 de 1

REFERENCIA: **C-140808** LOCALIZACIÓN MUESTRA: **SONDEO S-2**
PETICIONARIO: **UTE AROSA (AYESA - EIC)** PROFUNDIDAD: **3.20 - 3.35 m**
OBRA: **NUEVA EDAR DE A ILLA DE AROUSA**
SITUACIÓN: **ILLA DE AROUSA - PONTEVEDRA**

TIPO DE MUESTRA: **TESTIGO DE ROCA**

RESISTENCIA A COMPRESIÓN UNIAxIAL DE PROBETAS DE ROCA. UNE 22950-1

TESTIGO	DIÁMETRO (mm)	ALTURA (mm)	ESBELTEZ	HUMEDAD (%)	DENSIDAD SECA (g/cm³)	CARGA ROTURA (Tn)	TENSIÓN ROTURA (MPa)	TENSIÓN CORREGIDA (MPa)
1	63.7	115.5	1.82	1.2	2.55	8.3	25.7	25.4



Foto N°1
Vista del testigo después de la rotura

Observaciones: El calculo usado para la determinación de la tensión corregida ha sido extraído de la norma NLT-250

Mos, 7 de julio de 2020

Samuel Cerqueira Mallo
DIRECTOR DEL LABORATORIO

Norberto Saiz Ruiz
JEFE ÁREA GT

- 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 consultoría técnica**

enmacosa consultoría técnica, s.a. Rúa Anel do Perral Nº25 - P. I. Velgadaña 36416 Mos - Pontevedra. Telf.: 986 801 200 / Fax: 986 344 614. Correo electrónico: vigo@enmacosa.com

Laboratorio habilitado por la Xunta de Galicia e inscrito en el Registro General del CTE como LECCE con Nº GAL-L-056 en las siguientes áreas de actuación:
GT (Ensayos Geotecnia), VS (Ensayos Viales), PS (Ensayos Pruebas Servicio), EH (Ensayos Estructuras Hormigón Estructural), EA (Ensayos Estructuras Acero Estructural), EF (Ensayos Obras Albañilería), Acústica y Otros.

MUESTRA Nº **99 160219** FECHA ENTRADA: **29/06/2020** Página 1 de 1

REFERENCIA: **C-140808** LOCALIZACIÓN MUESTRA: **SONDEO S-2**
PETICIONARIO: **UTE AROSA (AYESA - EIC)** PROFUNDIDAD: **6.50 - 6.80 m**
OBRA: **NUEVA EDAR DE A ILLA DE AROUSA**
SITUACIÓN: **ILLA DE AROUSA - PONTEVEDRA**

TIPO DE MUESTRA: **TESTIGO DE ROCA**

RESISTENCIA A COMPRESIÓN UNIAxIAL DE PROBETAS DE ROCA. UNE 22950-1

TESTIGO	DIÁMETRO (mm)	ALTURA (mm)	ESBELTEZ	HUMEDAD (%)	DENSIDAD SECA (g/cm³)	CARGA ROTURA (Tn)	TENSIÓN ROTURA (MPa)	TENSIÓN CORREGIDA (MPa)
1	71.6	140.5	1.96	0.2	2.65	27.0	65.9	65.7



Foto N°1
Vista del testigo después de la rotura

Observaciones: El calculo usado para la determinación de la tensión corregida ha sido extraído de la norma NLT-250

Mos, 8 de julio de 2020

Samuel Cerqueira Mallo
DIRECTOR DEL LABORATORIO

Norberto Saiz Ruiz
JEFE ÁREA GT

- 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 consultoría técnica**

enmacosa consultoría técnica, s.a. Rúa Anel do Perral Nº25 - P. I. Velgadaña 36416 Mos - Pontevedra. Telf.: 986 801 200 / Fax: 986 344 614. Correo electrónico: vigo@enmacosa.com

Laboratorio habilitado por la Xunta de Galicia e inscrito en el Registro General del CTE como LECCE con Nº GAL-L-056 en las siguientes áreas de actuación:
GT (Ensayos Geotecnia), VS (Ensayos Viales), PS (Ensayos Pruebas Servicio), EH (Ensayos Estructuras Hormigón Estructural), EA (Ensayos Estructuras Acero Estructural), EF (Ensayos Obras Albañilería), Acústica y Otros.

MUESTRA Nº **99 160220** FECHA ENTRADA: **29/06/2020** Página 1 de 1

REFERENCIA: **C-140808** LOCALIZACIÓN MUESTRA: **SONDEO S-2**
PETICIONARIO: **UTE AROSA (AYESA - EIC)** PROFUNDIDAD: **7.50 - 7.90 m**
OBRA: **NUEVA EDAR DE A ILLA DE AROUSA**
SITUACIÓN: **ILLA DE AROUSA - PONTEVEDRA**
TIPO DE MUESTRA: **TESTIGO DE ROCA** **TESTIGO DE ROCA**

RESISTENCIA A COMPRESIÓN UNIAxIAL DE PROBETAS DE ROCA. UNE 22950-1

TESTIGO	DIÁMETRO (mm)	ALTURA (mm)	ESBELTEZ	HUMEDAD (%)	DENSIDAD SECA (g/cm³)	CARGA ROTURA (Tn)	TENSIÓN ROTURA (MPa)	TENSIÓN CORREGIDA (MPa)
1	71.8	142.1	1.98	0.1	2.66	34.0	82.5	82.4



Foto Nº1

Vista del testigo antes y después de la rotura

Observaciones: - El calculo usado para la determinación de la tensión corregida ha sido extraído de la norma NLT-250

Mos, 8 de julio de 2020

Samuel Cerqueira Mallo
DIRECTOR DEL LABORATORIO

Norberto Saliz Ruiz
JEFE ÁREA GT

- 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 consultoría técnica

enmacosa consultoría técnica, s.a. Rúa Anel do Perral Nº25 - P. I. Veigadaña 36416 Mos - Pontevedra. Telf.: 986 801 200 / Fax: 986 344 614. Correo electrónico: vigo@enmacosa.com

Laboratorio habilitado por la Xunta de Galicia e inscrito en el Registro General del CTE como LECCE con Nº GAL-L-056 en las siguientes áreas de actuación:
GT (Ensayos Geotecnia), VS (Ensayos Viales), PS (Ensayos Pruebas Servicio), EH (Ensayos Estructuras Hormigón Estructural), EA (Ensayos Estructuras Acero Estructural), EF (Ensayos Obras Albañilería), Acústica y Otros.

MUESTRA Nº **99 160484** FECHA ENTRADA: **08/07/2020** Pagina 1 de 1

REFERENCIA: **C-140808** TIPO DE MUESTRA: **AGUA**
PETICIONARIO: **UTE AROSA (AYESA - EIC)** FECHA DE TOMA: **07/07/2020**
OBRA: **NUEVA EDAR DE A ILLA DE AROUSA**
SITUACIÓN: **ILLA DE AROUSA - PONTEVEDRA**
ZONA DE TOMA: **SONDEO S-2 (7,10 m)** **AGUA**

AGUA

Ensayo	Norma	Resultado	Clasificación grado de agresividad		
			Debil	Medio	Fuerte
Valor del pH	UNE 83952	7.57	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
Amonio (NH ₄ ⁺) (mg/l)	UNE 83954	11.0	15 - 30	30 - 60	> 60
Residuo Seco (mg/l)	UNE 83957	480.1	75 - 150	50 - 75	< 50
Sulfato (SO ₄ ²⁻) (mg/l)	UNE 83956	39.0	200 - 600	600 - 3000	> 3000
Magnesio (Mg ²⁺) (mg/l)	UNE 83955	7.7	300 - 1000	1000 - 3000	> 3000
Diox. Carb (CO ₂) (mg/l)	UNE EN 13577	4.4	15 - 40	40 - 100	> 100

GRADO DE AGRESIVIDAD PARA EL HORMIGÓN

NO AGRESIVA

Observaciones:

Mos, 15 de julio de 2020

Samuel Cerqueira Mallo
DIRECTOR DEL LABORATORIO

Nicolás Barros Fondevila
JEFE DE ÁREA (EH)

- 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 consultoría técnica

enmacosa consultoría técnica, s.a. Rúa Anel do Perral Nº25 - P. I. Veigadaña 36416 Mos - Pontevedra. Telf.: 986 801 200 / Fax: 986 344 614. Correo electrónico: vigo@enmacosa.com

[illegible]

ANEJO 9:
REPORTAJE FOTOGRÁFICO



Sondeo a rotación S-1



Sondeo a rotación S-2



Sondeo a percusión SP-1



Apertura de calicatas

