

**PROYECTO DE REFORMA DE GRADA DE PREFERENCIA
DEL ESTADIO MUNICIPAL DE BALAIOS. VIGO.
PONTEVEDRA.**

ESTUDIO GEOTÉCNICO



5 DE DICIEMBRE DE 2014

PROYECTO: **PROYECTO DE REFORMA DE GRADA DE PREFERENCIA DEL ESTADIO MUNICIPAL DE BALAIOS.**

ASUNTO: **ESTUDIO GEOTÉCNICO.**

CÓDIGO: **141136011**

CLIENTE: **D. PEDRO DE LA PUENTE CRESPO**

FECHA: **05/12/14**

ÍNDICE

Indice

1. INTRODUCCIÓN.....	5
1.1. Antecedentes.....	5
1.2. Localización y definición del proyecto.....	5
1.3. Antecedentes Geológicos.....	7
1.3.1. Geomorfología.....	7
1.3.2. Geología.....	7
1.4. Objetivos y alcance del estudio.....	9
1.5. Fases del estudio.....	10
1.5.1. Primera fase:	10
1.5.2. Segunda fase:.....	10
1.5.3. Tercera fase:.....	11
2. CAMPAÑA DE RECONOCIMIENTO DE CAMPO.....	12
2.1. Descripción de la campaña de reconocimiento.....	12
2.1.1. Sondeo a rotación con recuperación continua de testigo.....	12
2.1.2. Ensayos de penetración dinámica DPSH.....	14
2.2. Interpretación de los ensayos de penetración.....	14
3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA.....	17
3.1. Caracterización geotécnica de los materiales detectados.....	17
3.1.1. Nivel geotécnico I: “Depósitos antrópicos que constituyen la plataforma del área de juego”	17
3.1.2. Nivel geotécnico II: “Depósitos aluviales”	18
3.1.3. Nivel geotécnico III: “Depósitos aluvio-coluviales”	18
3.1.4. Nivel geotécnico IV: “Suelos residuales: substrato rocoso grado V”...18	

3.2. Hidrogeología.....20

3.3. Acciones Sísmicas.....21

4. CONCLUSIONES.....23

4.1. Condiciones de cimentación.....23

4.1.1. Métodos de cálculo empleados y criterios de admisibilidad de asientos.....24

4.1.2. Carga de hundimiento y asientos.....28

4.2. Excavabilidad y condiciones de estabilidad de las paredes de la excavación.31

4.3. Agresividad de los suelos y aguas freáticas al cemento del hormigón.....31

4.4. Expansividad de los suelos que constituyen el subsuelo.....31

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

Con motivo de la realización del Proyecto de Reforma de la Grada de Preferencia del Estadio Municipal de Balaidos **D. Pedro de la Puente Crespo**, en calidad de Arquitecto Director del Proyecto, encargó a nuestra firma, **Fontenla Torres Consultores S.L.**, la realización del estudio geotécnico de la franja de terreno donde esta previsto la construcción de la nueva Grada.

Para la realización de este estudio, se parte de la documentación relativa al Proyecto facilitada por la Arquitecto Director del Proyecto, de la información geológica-geotécnica general de la zona disponible, así como de la información geológica geotécnica que se desprende de estudios realizados en las inmediaciones del área a estudiar y/o referentes a parcelas emplazadas sobre el mismo sustrato geológico. Concretamente la documentación empleada fue:

- Planos de Proyecto en formato dwg.
- Hoja nº 223 del Mapa Geológico de España a escala 1:50.000 (Vigo), Plan MAGNA.
- Hoja nº 16-26 del Mapa Geológico de España a escala 1:200.000 (Pontevedra – La Guardia).
- Hoja nº 16-26 del Mapa Geotécnico de España a escala 1:200.000 (Pontevedra – La Guardia).

Para la elaboración de este estudio se ha tomado como cota 0,0 m la correspondiente a la plataforma donde van a ser construidas estas gradas, la cual presenta una rasante horizontal aproximadamente coincidente con la rasante del área de juego.

1.2. Localización y definición del proyecto

El campo de fútbol municipal de Balaidos se encuentra localizado en el núcleo urbano de la ciudad de Vigo, concretamente el solar donde se emplaza se encuentra delimitado al norte por la Avda. De Balaidos, al este por la rua Val Miñor, al sur por la Avda. De Citroen y al oeste por la rua Pablo Iglesias. Constituye la parcela de referencia catastral 1535601N62713N0001XX.

El estadio se encuentra inscrito en un rectángulo a cuyos vértices le corresponden las siguientes coordenadas geográficas (ETRS-89, Uso UTM-29):

	X	Y		X	Y
Vértice 1	521378	4673203	Vértice 3	521582	4673465
Vértice 2	521378	4673465	Vértice 4	521582	4673203

Tabla 1: Coordenadas del rectángulo en el que se inscribe el estadio (Sistema ETRS-89, Uso UTM-29)

En la siguiente figura se muestra el emplazamiento del campo de fútbol municipal de Balaidos respecto del núcleo urbano de Vigo y del emplazamiento de la nueva grada respecto del estadio municipal.

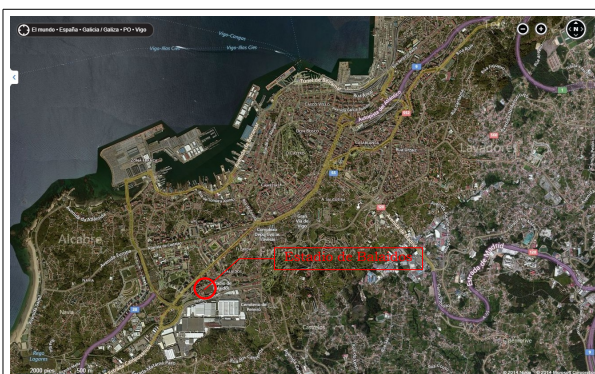


Ilustración 1: Localización del estadio de Balaidos respecto del núcleo de población de Vigo



Ilustración 2: Emplazamiento de la nueva grada respecto del estadio

En lo que se refiere al proyecto, a grandes rasgos este contempla la construcción de una nueva grada de preferencia que sustituye y amplía la actual grada de preferencia situada en el lateral norte del estadio.

Las dimensiones en planta de esta nueva grada son 113,25 m de longitud por 13,65 m de anchura y su emplazamiento en el campo supone un retranqueo de 4,0 m respecto del borde del área de juego.

En las siguientes figuras se muestra la posición de la nueva grada, representada en azul, con respecto al resto de las instalaciones actuales que constituyen el estadio y un alzado de la misma en el que se puede apreciar que el arranque de la superestructura de la grada se sitúa 1,45 m por debajo de la rasante de la superficie de juego.

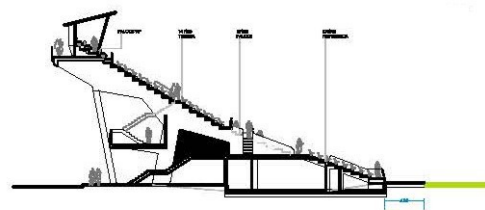
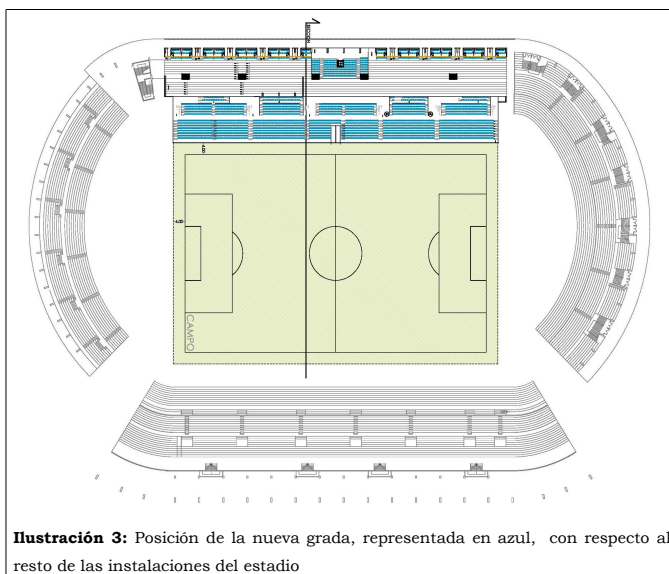


Ilustración 4: Alzado de la nueva grada como continuación de la actual grada de Tribuna

1.3. Antecedentes Geológicos

1.3.1. Geomorfología

Desde un punto de vista geomorfológico, el estadio municipal de Balaidos se emplaza en la llanura de inundación del río Lagares, lo que confiere a la zona un relieve subhorizontal con una ligera pendiente hacia el oeste.

Por lo demás la zona se encuentra intensamente antrópica lo que enmascara el sustrato natural.

1.3.2. Geología

Desde un punto de vista geológico a escala regional el área objeto de este estudio forma parte del denominado Macizo Ibérico y dentro de este del Dominio Esquistoso de la Zona de Galicia Tras-os-Montes (Farias et al., 1987) (Ilustración 5).

A grandes rasgos la Zona de Galicia-Tras-os-Montes constituye una lámina alóctona cabalgada sobre la Zona Centro Ibérica y constituida por terrenos de diferente procedencia y distinta evolución tectonometamórfica, así se pueden diferenciar dentro de la zona dos dominios, el Dominio Esquistoso de Galicia Tras-os-Montes y un conjunto superior constituido por una serie de complejos, alóctonos respecto del anterior.

Una vez emplazada en su posición actual la Zona de Galicia Tras-os-Montes, al igual que la Zona Centro Ibérica se ve afectada por la intrusión de una serie de cuerpos graníticos sin y postcinemáticos.

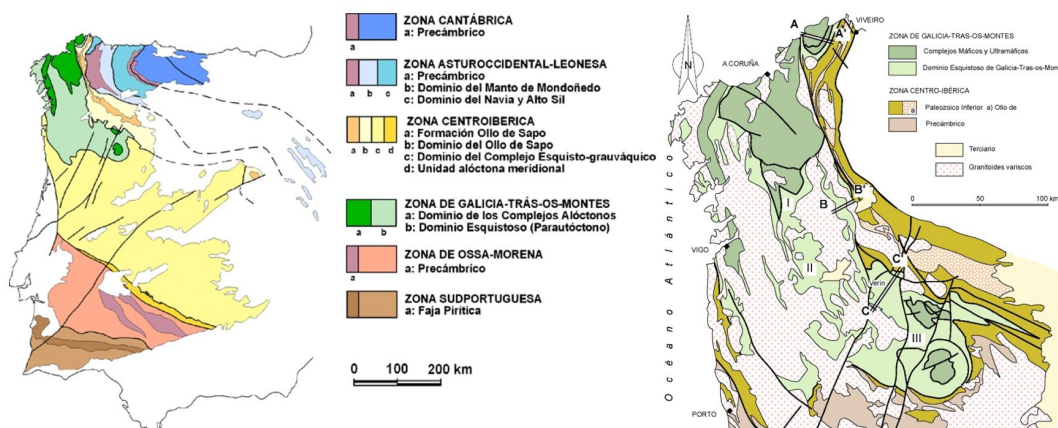


Ilustración 5: Esquema del Macizo Ibérico y detalle de la Zona Esquistosa de Galicia-Tras-os-montes (Geología de España, 2004)

Centrándonos en el área de actuación, la Hoja nº 223 del Mapa Geológico de España a escala 1:50.000 “Vigo” establece un substrato rocoso en la zona constituido por granitos y granodioritas biotíticas identificados en la cartografía del Plan Magna con el símbolo como $\gamma\eta^2$, las cuales se incluyen dentro de los granitos de afinidad calcoalcalina de la Serie Precoz (sincinemáticos) y que por lo tanto se han visto afectados por la segunda fase de deformación Varisca.

Estos granitos a nivel de muestra de mano se caracterizan por su tonalidad oscura, la presencia de una foliación planar marcada y por presentar abundantes cristales idiomorfos de feldespato potásico embebidos en una mesostasis de composición granodiorítica rica en biotita.

Desde un punto de vista mineralógico estos granitos y granodioritas se caracterizan por presentar cuarzo, microclina, plagioclasa y biotita como minerales principales y siendo los accesorios más frecuentes apatito, circón, opacos, clorita turmalina y sillimanita.

En contra de los que se recoge en esta la Hoja del Mapa Geológico de España la testificación de los sondeos realizados a lo largo de la zona estudiada ha puesto de manifiesto un substrato granítico intensamente alterado (grado V ISRM), equigranular, de tamaño de grano medio-grueso, de tonalidad ocre rojiza y con abundantes biotitas, por lo que el substrato presente en el área estudiada se corresponde con los granitos de feldespato alcalino representados en la Hoja del Mapa Geológico de España más al oeste.

Estos granitos a grandes rasgos se caracterizan por su carácter equigranular de tamaño de grano medio a grueso y presentar una composición mineralógica consistente en cuarzo, plagioclasa, feldespato potásico, biotita y moscovita como minerales principales y siendo los accesorios más frecuentes apatito, circón, rutilo, titanita y opacos.

En el área estudiada este sustrato presenta una montera de alteración más o menos desarrollada, constituida por arenas limosas de compacidad alta y creciente con la profundidad, y que se extiende hasta una profundidad superior a los 15 m respecto de la rasante actual del campo de fútbol.

En la siguiente figura extraída de la Hoja nº223 (Vigo) del Mapa Geológico de España a escala 1:50.000, Plan Magna, se representan los materiales graníticos con una tonalidad rosada.

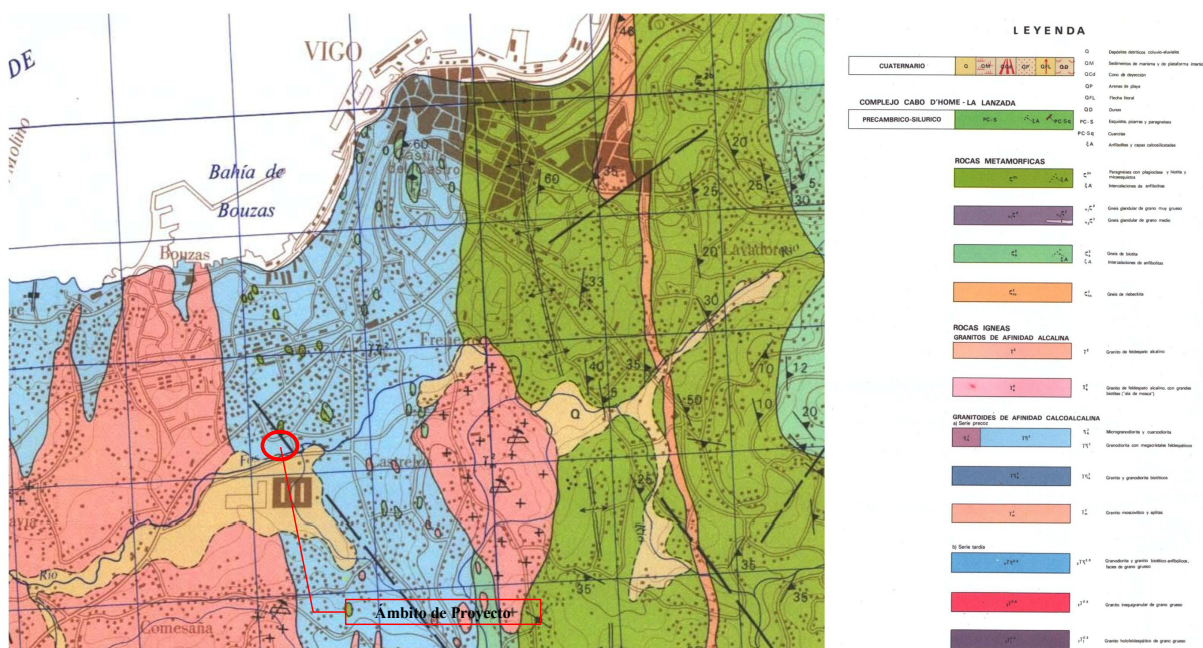


Ilustración 6: Geología del área extraída de la Hoja nº 223 del Mapa Geológico de España a escala 1:50.000

1.4.Objetivos y alcance del estudio

El estudio está encaminado a obtener la siguiente información:

- x Identificación de los niveles del terreno que constituyen el subsuelo en el área en la que se prevé llevar a cabo el proyecto.
- x Determinación de sus características geotécnicas; identificación, propiedades de estado y parámetros resistentes.
- x Determinación de la presencia del nivel freático a profundidades a las que pueda afectar a las obras con motivo de las cuales se desarrolla este estudio.

- x A partir de los aspectos definidos en los apartados anteriores, fijar criterios acerca de las condiciones de cimentación, de la agresividad del terreno al hormigón y de su excavabilidad.

1.5.Fases del estudio

Para garantizar estas informaciones, el estudio se ha llevado a cabo en las siguientes fases:

1.5.1.Primer fase:

Consulta de la información de proyecto y geológica-geotécnica disponible sobre la zona:

- x Cartografía geológica del Plan MAGNA a escala 1: 50.000 y del Mapa Geológico de España a escala 1:200.000.
- x Consulta de las características del proyecto a ejecutar, tipología de la estructura, rasantes, luces de los pórticos, etc.
- x Estudios geológicos y geotécnicos existentes del área o realizados en zonas que presenten el mismo sustrato.

De acuerdo con todos los antecedentes expuestos se planificó una campaña de reconocimiento acorde con las características del Proyecto y su emplazamiento.

1.5.2.Segunda fase:

Consistente en la ejecución de la campaña de reconocimiento geotécnica propiamente dicha, la cual incluye por un lado la campaña de reconocimiento y ensayos de campo y por otro la campaña complementaria de ensayos de laboratorio.

En este sentido, la campaña de reconocimiento de campo consistió en dos sondeos a rotación con recuperación continua de testigo y tres ensayos de penetración dinámica continua de tipo DPSH.

La distancia entre reconocimientos osciló entre 25 y 30 m.

Durante la realización de los sondeos se realizaron ensayos de penetración estándar (SPT) y se procedió a la toma de muestras inalteradas, a priori con una cadencia de un SPT cada 3 m de perforación y de 2 muestras inalteradas por sondeo, a 4,5 y 7,5 m de profundidad respectivamente, si bien como consecuencia de la naturaleza del terreno esta distribución debió ser modificada durante la realización de los sondeos.

Una vez rematados los sondeos se procedió a la toma de una muestra de las aguas freáticas en el sondeo S-2.

Una vez finalizados los sondeos se seleccionaron dos muestras de cada uno de ellos, correspondientes a muestras inalteradas o SPT, para su posterior caracterización y la determinación de su potencial agresividad al hormigón junto con la de las aguas freáticas. Para lo cual estas muestras fueron sometidas a la siguiente batería de ensayos:

Suelos de alteración del substrato rocoso subyacente:

- x Análisis granulométrico por tamizado (4 muestras).
- x Determinación de la plasticidad a través de los límites de Atterberg (4 muestras).
- x Determinación de su humedad natural (4 muestras).
- x Determinación de la densidad seca y aparente (1 muestra)
- x Determinación de la presencia de sulfatos (2 muestras).
- x Determinación del grado de Acidez Bauman Gully (2 muestras).

Aguas freáticas (1 muestras)

- x Valor de pH.
- x CO₂ agresivo.
- x Ión amonio.
- x Ión magnesio.
- x Ión sulfato.
- x Residuo seco a 110°C.

1.5.3.Tercera fase:

A partir de la información suministrada por los reconocimientos geotécnicos realizados y la documentación consultada se procedió a la elaboración de un estudio en el que se caracterizan los distintos niveles del terreno presentes en el área de actuación y se definen los parámetros geotécnicos necesarios para el correcto desarrollo del Proyecto, el cual se plasma en esta memoria y sus anejos.

2. CAMPAÑA DE RECONOCIMIENTO DE CAMPO

2.1. Descripción de la campaña de reconocimiento

Tal como se ha indicado previamente, la campaña de reconocimiento de campo desarrollada con motivo de este proyecto se planificó teniendo en cuenta el carácter predominantemente lineal de la estructura a construir, con una superficie de ocupación de 113,25x13,65 m, y la existencia de un foso de 2,0 m de profundidad entre la grada actual y el campo de juego, lo que limitó la franja de prospección a 9,5 m de ancho.

De acuerdo con esto, se planificó una campaña de reconocimiento geotécnico con una distribución a lo largo de la franja susceptible de ser estudiada al tres bolillo y consistente en tres ensayos de penetración dinámica continua tipo DPSH y dos sondeos a rotación con recuperación continua de testigo. La distancia entre reconocimientos para la malla adoptada osciló entre 25 y 30 m.

2.1.1. Sondeo a rotación con recuperación continua de testigo

Este tipo de reconocimiento consiste en una perforación de un diámetro por lo general inferior a 150 mm, realizada mediante una batería cilíndrica hueca en cuyo extremo se dispone un útil de corte denominado corona.

La batería tiene una longitud de 3,00 m y en su interior se aloja el testigo del material perforado, que será extraído al finalizar cada maniobra.

En los sondeos realizados, dado el carácter suelto de los materiales perforados, la perforación se realizó en seco con batería simple y corona de widia, empleándose agua únicamente para las labores de revestimiento de la perforación.

La profundidad alcanzada en estos sondeos fue de 12,10 m y de 15,15 m respectivamente, siendo las testificaciones de los mismos las que se sintetizan en la siguiente tabla.

Sondeo	Profundidad (m)	Zahorra (Plataforma Campo)	Fangos aluviales	Depósitos aluvio-coluviales	Substrato granítico Grado V	Nivel piezométrico
S-1	12,1	1,3	2,9	1,6	6,3	3
S-2	15,15	2,2	2,8	0,6	9,4	4,25

Tabla 2: Síntesis de la testificación de los sondeos a rotación con recuperación de testigo realizados con motivo de este estudio.

Durante la realización de estos sondeos se realizaron un total de diez (10) ensayos de penetración estándar (SPT) y se tomaron tres (3) muestras inalteradas, cuya distribución y registro de golpeo se recoge, junto con el valor de N_{SPT} atribuido en la siguiente tabla:

Sondeo	Muestra/ensayo	Profundidad (m)	Registro de golpeo	Nspt
S-1	SPT-1.1	3,00-3,60	3/3/4/8	7
	MI-1.1	4,50-5,10	18/27/31/26	-----
	SPT-1.2	6,00-6,60	5/6/12/17	18
	MI-1.2	7,50-7,70	R	-----
	SPT-1.3	9,00-9,30	20/R	60
	SPT-1.4	10,50-11,00	5/9/15/R	24
	SPT-1.5	12,00-12,10	R	60
S-2	SPT-2.1	3,00-3,60	2/2/4/3	6
	SPT-2.2	6,00-6,60	23/32/31/19	60
	MI-2.1	7,60-8,20	11/17/30/32	-----
	SPT-2.3	9,30-9,90	7/13/19/44	32
	SPT-2.4	12,00-12,30	4/21/38/R	59
	SPT-2.5	15,00-15,15	R	60

Tabla 3: Ensayos de penetración estándar y muestras inalteradas. Profundidades y registros de golpeo.

El ensayo SPT, consiste en la hincada mediante golpeo de un tomamuestras o cuchara normalizada dividido en cuatro tramos de 15 cm, contabilizándose el golpeo necesario para la hincada de cada uno de los tramos. El valor N_{SPT} es el resultado de la suma de los golpes aplicados para hincar los dos tramos centrales del tomamuestras.

Tal como se desprende de la tabla 2, la testificación obtenida en estos sondeos pone de manifiesto la presencia en superficie de un nivel de zahorras compactas de espesor variable e inferior a 2,5 m, estas zahorras constituyen la plataforma sobre la que se asienta el terreno de juego. Por debajo de estos depósitos artificiales se presentan unos fangos aluviales grises oscuros, consecuencia de su elevado contenido en materia orgánica, de compacidad baja, localmente enmascarada por la presencia de gravas centimétricas.

Inmediatamente por debajo de los depósitos aluviales se presentan unos depósitos aluvio-coluviales ocreos con gravas silíceas inmersas en una matriz areno arcillosa. Finalmente se presenta la montera de alteración del substrato rocoso presente en la zona, la cual en la franja prospectada se encuentra representada por arenas limosas o arenas limoarcillosas de compacidad creciente con la profundidad y que conservan la textura del substrato del que proceden, por lo que se les atribuye un grado de alteración ISRM de V.

En estos sondeos se ha constatado la presencia de aguas freáticas a partir de una profundidad de 3,0 m en el sondeo S-1 y de 4,25 m en el sondeo S-2.

La posición respecto del estadio municipal donde se realizaron los sondeos se muestra junto con la de los ensayos de penetración dinámica en el Anexo I: “Planta de situación de reconocimientos geotécnicos”.

2.1.2. Ensayos de penetración dinámica DPSH

Los ensayos de penetración dinámica realizados con motivo de este estudio se han llevado a cabo de acuerdo con la norma UNE 103-801-94 ISSMFE.

De acuerdo con ésta norma, el ensayo de penetración dinámica tipo “DPSH” consiste en cuantificar el número de golpes necesarios para hincar 20 cm en el terreno, una puntaza de sección circular de 5,05 cm de diámetro y ángulo de 90° en punta, prolongada en su parte superior por un cilindro de igual sección y 55 mm de altura.

Los golpes se aplican dejando caer desde 76 cm una maza de 63,5 Kg, transmitiéndose la energía del golpe a la puntaza mediante un varillaje enroscable de 32 mm de diámetro.

En el correspondiente anejo se adjuntan los resultados reflejados en tablas, en las que se muestra el golpeo obtenido cada 20 cm.

Según esta norma la prueba se da por finalizada cuando se satisfaga alguna de las siguientes condiciones:

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

En la tabla siguiente se muestra la profundidad alcanzada en los ensayos realizados junto con las cotas de inicio y finalización de los mismos.

Ensayo	Profundidad (m)	Profundidad a la que se puso de manifiesto un exceso de humedad
PD-1	12,00	2,2 m
PD-2	5,40	1,0 m
PD-3	11,00	2,4 m

Tabla 4: Profundidades y cotas a las que se produjo el rechazo y se puso de manifiesto un exceso de humedad en el terreno

2.2. Interpretación de los ensayos de penetración

Dada la mayor difusión de las fórmulas de cálculo de los parámetros deformacionales del terreno basadas en el ensayo de penetración estándar (SPT) y dado que para la realización de este estudio se han compaginado ambos ensayos de penetración, DPSH y SPT, para la interpretación del registro obtenido en los ensayos DPSH realizados se ha optado por su correlación con el valor N_{spt} , asumiendo una relación entre los valores N_{SPT} y N_{DPSH} de 1,24 ($N_{SPT}/N_{DPSH} = 1,24$). En la siguiente figura se muestran los resultados corregidos de estos

ensayos en una gráfica en la que se enfrenta el registro de golpeo (N_{SPT}) y la profundidad (m).

Ensayos DPSH

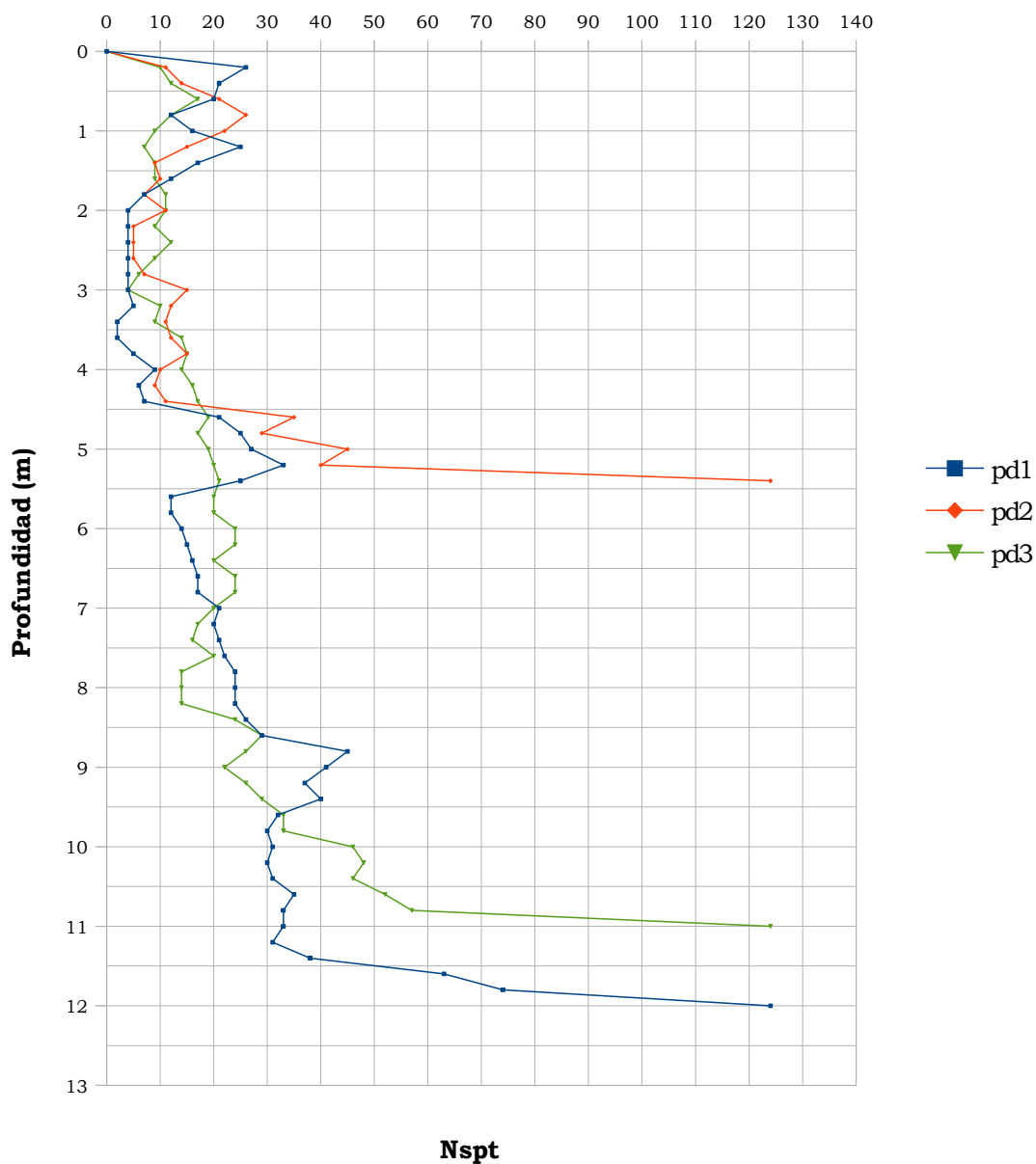


Ilustración 7: Gráficas N_{spt} frente profundidad correspondiente a los ensayos de penetración DPSH realizados

Una vez transformados estos registros, se puede estimar en función del tamaño de grano o naturaleza del suelo atravesado el ángulo de rozamiento interno a partir de las correlaciones

propuestas por Meyerhoff (1956), Peck et al. (1974), o mediante la aplicación de la expresión de Muromachi (1974), así como la resistencia en punta de acuerdo con la siguiente figura:

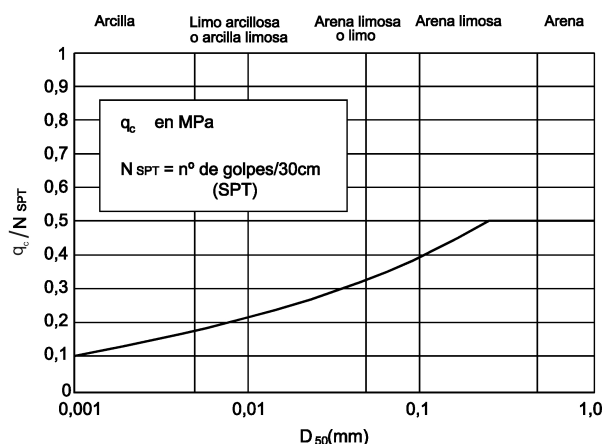


Ilustración 8: Ábaco recogido en el Documento Básico SE-C "Seguridad estructural - Cimientos" para correlacionar la resistencia por punta con el golpeo N_{SPT} en función del D_{50} .

De acuerdo con este ábaco, para las arenas limosas no plásticas que constituyen los suelos de alteración del substrato rocoso presente en la zona, con un tamaño de grano medio de 0,5 mm se ha adoptado un valor para la relación q_c/N de 0,5 MN/m².

Una vez determinada la resistencia por punta (q_c), se puede estimar el módulo de deformación del terreno mediante la aplicación de las siguientes correlaciones.

	Suelos normalmente consolidados	Suelos preconsolidados
Cimentaciones aisladas	$E = 2,5 q_c$	$E = 5 q_c$
Cimentaciones continuas	$E = 3,5 q_c$	$E = 7 q_c$

Tabla 5: Correlación entre el módulo de deformación y la resistencia por punta para suelos granulares

3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

3.1. Caracterización geotécnica de los materiales detectados

Tal como se recoge en apartados previos, el subsuelo a lo largo de la parcela se caracteriza por la presencia generalizada en superficie de una capa de espesor variable formada por zahorras y que constituye la plataforma sobre la que se asienta el terreno de juego. Bajo estos depósitos antrópicos se presentan unos depósitos sedimentarios cuaternarios de origen aluvial y aluvio-coluvial y finalmente se presenta la montera de alteración del substrato rocoso subyacente, la cual en la franja prospectada se corresponde con arenas limosas de compacidad creciente con la profundidad y que conservan la textura del substrato del que proceden por alteración, por lo que se les atribuye un grado de alteración ISRM de V.

A continuación se procede a la caracterización detallada de las unidades puestas de manifiesto en los reconocimientos realizados con motivo de este estudio.

3.1.1. *Nivel geotécnico I: “Depósitos antrópicos que constituyen la plataforma del área de juego”*

Se trata de un depósito antrópico consolidado artificialmente y constituido por gravas silíceas redondeadas de dimensiones centimétricas, las cuales se encuentran inmersas en una matriz arenosa.

Su potencia es variable, oscilando en los reconocimientos realizados¹ entre los 2,20 m puestos de manifiesto en el sondeo S-2 y los 1,30 detectados en el S-1.

Por el contenido en materia orgánica que presentan estos materiales en la testificación de los sondeos se ha podido diferenciar en ellos dos unidades, una superficial y reciente en la que la fracción arenosa es ocre amarillenta y una unidad profunda más antigua en la que la fracción arenosa se encuentra contaminada por lixiviados con alto contenido en materia orgánica, lo que le confiere una tonalidad oscura. Entre ambas unidades se detectó en el sondeo S-2 la presencia de un nivel arenoso enriquecido en materia orgánica que aparentemente se trataría de una rasante antigua del terreno de juego.

¹ Cabe la posibilidad de que estos materiales en el ensayo de penetración PD-3 tan solo alcancen 0,80 m, si bien esto no ha podido ser verificado por tratarse de un ensayo de penetración dinámica.

La compacidad de estos depósitos superficiales es baja media, si bien esta se encuentra enmascarada por la abundancia de gravas, lo que provoca un ligero incremento del registro de golpeo.

3.1.2.Nivel geotécnico II: “Depósitos aluviales”

Por debajo de los materiales que constituyen el nivel geotécnico anterior se detectó la presencia de un nivel de baja compacidad constituido por arenas finas limoarcillosas de plasticidad baja y tonalidad gris oscura/negra, entre las que localmente se ha puesto de manifiesto la presencia de gravas silíceas redondeadas.

Se trata de los depósitos aluviales del río Lagares, los cuales se caracterizan por su compacidad extremadamente baja, valores N_{spt} por lo general inferiores a 10 y frecuentemente inferiores a 5, lo que les confiere una elevada deformabilidad y muy escasa capacidad portante.

La potencia atribuida a estos depósitos a partir de los reconocimientos llevados a cabo osciló entre 0,8 m, deducidos del registro de golpeo del ensayo PD-2, y los 2,80 m observados en los sondeos.

Al igual que ocurría para el nivel anterior, el ensayo PD-3 muestra un registro de golpeo para este horizonte anómalamente alto probablemente como consecuencia de un elevado contenido de gravas, lo que no permite diferenciarlo del nivel inmediatamente situado por debajo y que a continuación se describe.

3.1.3.Nivel geotécnico III: “Depósitos aluvio-coluviales”

Situados inmediatamente por debajo de los depósitos aluviales se detectó la presencia de un depósito constituido por gravas silíceas redondeadas de dimensiones centimétricas inmersas en una matriz areno-limosa ocre y caracterizadas por una compacidad media-baja que en los ensayos de penetración ha quedado enmascarada por la presencia de las gravas.

La potencia atribuida a estos depósitos oscila entre 0,60 m, entorno del S-2 y los 2,60 m que se le atribuyen en el entorno de los ensayos de penetración PD-2 y PD-3.

3.1.4.Nivel geotécnico IV: “Suelos residuales: substrato rocoso grado V”

Situado por debajo de los materiales que constituyen el nivel anterior se presentan unos materiales areno limosos de tonalidad ocre y compacidad creciente con la profundidad, los cuales conservan la textura del substrato rocoso del que proceden por alteración.

Este incremento de la compacidad ha permitido diferenciar dentro de esta unidad la presencia de cuatro subniveles:

- Nivel geotécnico IV.1: caracterizado por una compacidad media baja, encontrándose el registro de golpeo obtenido en los ensayos de penetración comprendido entre 10 y 20 ($10 \leq N_{spt} \leq 20$).
- Nivel geotécnico IV.2: caracterizado por una compacidad media alta, encontrándose el registro de golpeo obtenido en los ensayos de penetración comprendido entre 20 y 30 ($20 < N_{spt} \leq 30$).
- Nivel geotécnico IV.3: caracterizado por una compacidad alta, encontrándose el registro de golpeo obtenido en los ensayos de penetración comprendido entre 30 y el rechazo ($30 < N_{spt} \leq R$).
- Nivel geotécnico IV.4: caracterizado por una compacidad extremadamente alta que provoca el rechazo en los ensayos de penetración, tanto dinámicos como estándar.

De estos materiales se seleccionaron cuatro muestras para su caracterización en el laboratorio siendo los resultados de los ensayos a los que se vieron sometidas los que se recogen en la siguiente tabla:

Muestra	Sondeo	Prof. (m)	Análisis granulométrico (% pase, Φ en mm)						Límites Atterberg		Humedad natural (W)	Densidad aparente (g/cm ³)	Agresividad	
			25	12,5	5	2	0,4	0,08	WL	IP			SO ₄ ²⁻ (mg/Kg)	Baumann-Gully (ml/Kg)
3860	S-1	6,0-6,6	100	95,7	93,4	82,2	47,3	21,6	No	NP	20,1	-----	(-)	60
3861		10,5-11,07	-----	-----	100	99	46,8	15,6	No	NP	16,7	-----	-----	-----
3862	S-2	6,0-6,6	-----	100	99,5	96,5	39,5	11,8	No	NP	13,5	-----	-----	-----
3863		7,6-8,0	-----	100	94,9	75,3	40,4	12,2	No	NP	18,8	1,8	(-)	40

Tabla 6: Resultados de los ensayos de laboratorio a los que fueron sometidas las muestras de esta unidad.

Según se desprende de estos ensayos se trata de unos suelos areno limosos con finos no plásticos, cuyo tamaño de grano medio (Φ_{50}) es de 0,5 mm y se a los que se les ha atribuido un tamaño efectivo (Φ_{10}) comprendido entre de 0,02 y 0,07 mm.

En cuanto a su potencial agresividad al hormigón estos suelos se caracterizan por no ser agresivos al hormigón.

En la siguiente tabla se recoge la zonificación del terreno que se desprende de los ensayos realizados a lo largo del área estudiada, las cantidades se corresponden con profundidades del límite inferior de cada unidad respecto a la rasante del terreno de juego.

	S-1	S-2	PD-1	PD-2	PD-3
NG-I Zahorras	1,3 m	2,2 m	1,8 m	2,0 m	0,8 m
NG-II Dep. Aluviales	2,9 m	5,0 m	4,4 m	2,8 m	-----
NG-III Dep. Aluvio-coluviales	5,8 m	5,6 m	5,4 m	5,4 m	3,4 m
NG-IV.1 Residual ($10 \leq N_{spt} \leq 20$)	-----	-----	6,8 m	-----	5,0 m
NG-IV.2 Residual ($20 < N_{spt} \leq 30$)	-----	-----	9,0 m	-----	8,2 m
NG-IV.3 Residual ($30 < N_{spt} \leq R$)	8,0 m	11,2 m	12,0 m	-----	11,0 m
NG-IV.4 Residual	A partir de 8,0 m	A partir de 11,2 m	A partir de 12,0 m	A partir de 5,4 m	A partir de 11,0 m

Tabla 7: Zonificación del terreno a partir de los reconocimientos realizados. Las cantidades se corresponden a profundidades en metros del limite inferior de cada unidad respecto de la rasante de la superficie de juego.

A continuación se recogen los parámetros geotécnicos atribuidos a partir de su naturaleza y compacidad a los diferentes materiales que constituyen las unidades geotécnicas definidas en este estudio:

	NG-I Zahorras	NG-II Dep. Aluviales	NG-III Dep. Aluvio- coluviales	NG-IV.1 Residual ($10 \leq N_{spt} \leq 20$)	NG-IV.2 Residual ($20 < N_{spt} \leq 30$)	NG-IV.3 Residual ($30 < N_{spt} \leq R$)	NG-IV.4 Residual
Nspt	15	5	15	15	25	45	60
Densidad aparente (T/m^3)	2,10	1,85	1,95	1,95	2,00	2,00	2,05
Densidad sumergida (T/m^3)	2,20	2,05	2,05	2,05	2,10	2,10	2,10
Ángulo rozamiento interno ($^\circ$)	37	28	37	35	35	38	38
Cohesión (T/m^2)	0,0	1,0	1,0	1,5	1,5	2,5	2,5
Módulo de deformación (Kg/cm^2) Zapatas aisladas	185	60	185	185	310	560	750
Módulo de deformación (Kg/cm^2) Zapatas corridas	260	90	260	260	435	785	1050
Coefficiente de Poisson	0,30	0,35	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30

Tabla 8: Parámetros geotécnicos atribuidos a las unidades definidas en el estudio a partir de su naturaleza y compacidad

3.2. Hidrogeología

En lo que se refiere a la hidrogeología del área, en los reconocimientos realizados se ha detectado la presencia de agua en la totalidad de los reconocimientos realizados, oscilando la profundidad a partir de la cual se ha detectado este nivel freático en los sondeos entre los 3,0 m del sondeo S-1 y los 4,25 m del sondeo S-2.

Estos niveles se midieron al finalizar los sondeos en pleno proceso de estabilización de los mismos, por lo que teniendo en cuenta la naturaleza del terreno y la proximidad del área estudiada al río Lagares son previsibles variaciones del nivel freático vinculadas a la posición de la lámina de agua en el cauce del río.

En los ensayos de penetración se ha constatado elevada humedad a cotas más someras comprendidas entre 1,0 m del ensayo PD-2 y los 2,4 m del ensayo PD-3.

En cuanto a la permeabilidad atribuida a estos depósitos de materiales sueltos, esta se ha estimado a partir de su granulometría y compacidad siendo los valores atribuidos los que se recogen en la siguiente relación:

- Zahorras naturales: 10^{-1} - 10^{-2} cm/s
- Depósitos aluviales (fangos): 10^{-3} cm/s
- Depósitos aluvio-coluviales y suelos de alteración del substrato granítico (grado ISRM de V): 10^{-4} cm/s.

Para determinar la potencial agresividad de estas aguas freáticas al hormigón se analizó una muestra de las mismas procedente del sondeo S-2, siendo los resultados obtenidos los que se recogen en la siguiente tabla.

<i>Muestra</i>	<i>Sondeo</i>	<i>pH</i>	<i>CO₂ agresivo</i>	<i>Ión Amonio</i>	<i>Ión Magnesio</i>	<i>Ión Sulfato</i>	<i>Residuo Seco</i>
3864	S-2	7,63	4 mg/l	(-)	22 mg/l	16 mg/l	227 mg/l

Tabla 9: Resultados de los ensayos de laboratorio a los que fue sometida la muestra de aguas freáticas.

De acuerdo con estos análisis las aguas freáticas presentes en el ámbito de proyecto no son agresivas al hormigón.

3.3. Acciones Sísmicas

De acuerdo con la NCSR-02, la zona que nos ocupa presenta una relación entre el valor de la aceleración sísmica básica y el de la gravedad inferior a 0,04, por lo que a pesar de que la tipología de la construcción sea de importancia especial no será necesario tener en cuenta estas acciones a la hora de diseñar su estructura. No obstante en el caso de que se opté por tenerlas en cuenta, se recomienda seguir las siguientes recomendaciones para la determinación de la aceleración sísmica de cálculo:

× Coeficientes del terreno:

1. Los niveles geotécnicos I, II, III y el subnivel IV.1, constituidos respectivamente por los depósitos antrópicos, aluviales fangosos, aluvio-coluviales y la franja más superficial de los suelos de alteración del substrato rocoso, se corresponden con suelos de compacidad floja, terreno tipo IV definido en la NCSR-02, con un valor de C de 2,0.
2. Subnivel geotécnico IV.2, constituido por los suelos de alteración del substrato rocoso, del que conservan la estructura, caracterizados por registros Nspt comprendidos entre 20 y 30. Se trata de suelos de compacidad media alta, por lo que se corresponden con un terreno tipo II, con un valor de C de 1,3.

3. Subniveles geotécnicos IV.3 y IV.4, constituido por suelos de alteración del substrato rocoso, del que conservan la estructura, caracterizados por registros N_{spt} mayores de 30 y crecientes con la profundidad. Se trata de suelos de compacidad extremadamente alta, terreno tipo I, con un valor de C de 1,0.
- x Coeficiente adimensional de riesgo “ ρ ” es de 1,0.
 - x Coeficiente de amplificación del terreno “S” tomará un valor de 1,6 para los niveles geotécnicos I, II, III y el subnivel IV.1, de 1,04 para el subnivel geotécnico IV.2 y de 0,8 para los subniveles geotécnicos IV.3 y IV.4.

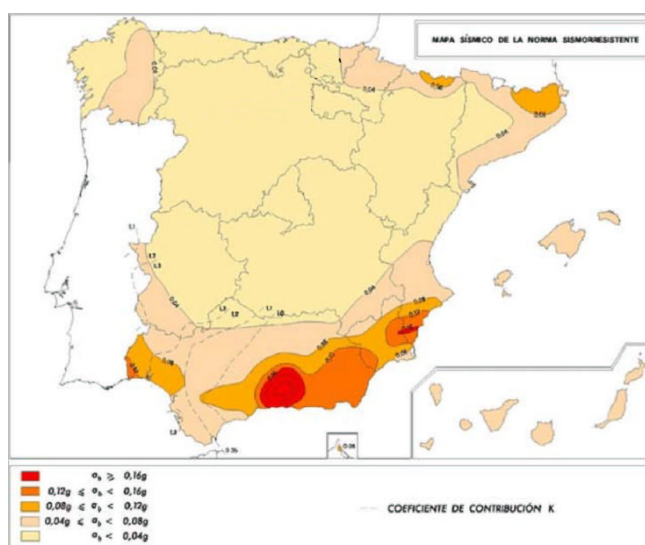


Ilustración 9: Mapa de peligrosidad sísmico extraído de la norma NCSR-02

4. CONCLUSIONES

Una vez realizada la caracterización geológica, geotécnica, hidrogeológica y sismoresistente del ámbito de proyecto, se procede a continuación a establecer una serie de recomendaciones e indicaciones en cuanto a las condiciones de cimentación, excavabilidad, agresividad y expansividad de los materiales afectados por el proyecto, las cuales dependen en gran medida de las actuaciones contempladas por este y en particular por la tipología estructural y usos a los que se va a destinar esta construcción.

A grandes rasgos el proyecto contempla la construcción de una nueva grada de preferencia que sustituye y amplía la actual grada de preferencia situada en el lateral norte del estadio de Balaidos.

Las dimensiones en planta de esta nueva grada son 113,25 m de longitud por 13,65 m de anchura y su emplazamiento en el campo supone un retranqueo de la misma de 4,0 m respecto del borde del área de juego.

El arranque de la superestructura de la grada se sitúa 1,45 m por debajo de la rasante de la superficie de juego.

4.1. Condiciones de cimentación

Para establecer las condiciones de cimentación que mejor se ajustan al proyecto se parte de los siguientes aspectos:

- El arranque de la superestructura de la grada se sitúa del orden de 1,45 m por debajo de la rasante actual del terreno.
- El nivel freático durante la realización de los reconocimientos se situaba a una profundidad comprendida entre 3,0 y 4,25 m, encontrándose su rasante vinculada a la rasante de la lámina de agua en el cauce del río Lagares y situada por encima del techo de la unidad más superficial susceptible de soportar la cimentación de la grada.
- Los tres niveles geotécnicos más superficiales se caracterizan por su baja compacidad, especialmente los depósitos aluviales que constituyen el nivel geotécnico II, a veces enmascarada por los incrementos en el registro de golpeo de los ensayos DPSH y SPT provocados por la presencia de gravas.
- El nivel geotécnico más superficial susceptible de soportar las cargas derivadas de la cimentación se corresponde con el subnivel geotécnico IV.1, suelos de alteración del

macizo rocoso de compacidad media, cuyo techo se ha detectado a una profundidad situada entre 5,0 y 6,0 m excepto en el entorno del emplazamiento del ensayo PD-3 donde se ha interpretado su aparición a partir de 3,5 m.

- La heterogeneidad del perfil del terreno puesta de manifiesto por los reconocimientos realizados implica el desarrollo de asentamientos diferenciales más o menos marcados.
- La pendiente horizontal del terreno permite descartar la posibilidad de que se pueda producir un deslizamiento del terreno que afecte de forma parcial o generalizada a su cimentación. Por lo tanto los estados límites últimos se verán restringidos a su resistencia local, esto es su carga de hundimiento.
- Dada la naturaleza y heterogeneidad del terreno antes indicada la cimentación de la estructura dependerá de los estados límites de servicio, que se encuentran condicionados además de por la propia deformabilidad del terreno por la conexión estructural de la nueva grada con la grada existente.

Teniendo en cuenta estos aspectos las posibles soluciones de cimentación sin recurrir a refuerzos del terreno se reducen a dos:

- Cimentaciones semiprofundas, mediante pozos de cimentación aislados o zanjas al menos apoyados en los suelos de alteración del substrato granítico presente en la zona.
- Cimentaciones profundas, mediante pilotes o micropilotes (preferentemente estas últimas para minimizar las afecciones al campo de juego).

En los siguientes apartados se procede a analizar estas posibles soluciones de cimentación.

4.1.1. Métodos de cálculo empleados y criterios de admisibilidad de asientos

Para la determinación de la carga de hundimiento de la cimentación semiprofunda se ha empleado para los pozos aislados la expresión propuesta por Brinch Hansen a partir de la formula general de Terzaghi teniendo en cuenta la inclinación de la carga, la forma de la zapata y la profundidad de la cimentación (empotramiento).

$$q_h = N_c (q_0 \tan(\Phi) + C) S_c i_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma i_\gamma + q_0 \quad \text{Donde:}$$

N_c y N_γ toman los valores propuestos por Terzaghi y $N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \tan(\Phi)$

$$S_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c} \text{ siendo B y L las dimensiones de la zapata}$$

$$S_y = \frac{1 + 0,2 B/L}{1 + B/L}$$

Los parámetros i_c e i_y se pueden obtener de las siguientes figuras:

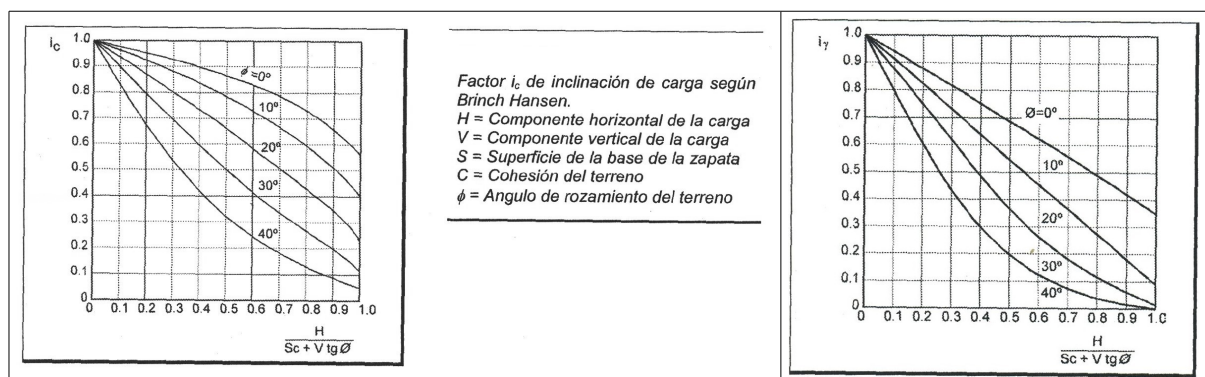


Ilustración 10: Ábacos para la obtención de los factores i_c e i_y .

En el caso de las zanjas se emplea la expresión propuesta por Terzaghi:

$$q_h = q_0 \cdot N_q + c \cdot N_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \text{ en este caso } N_\gamma \text{ toma el valor propuesto por Terzaghi.}$$

Tal como se ha indicado en puntos anteriores esta cimentación para la situación más desfavorable se apoyará en los materiales que constituyen la franja más superficial y alterada del substrato rocoso (subnivel geotécnico IV.1 definido en este estudio), siendo los parámetros geotécnicos que se les atribuyen a efectos del cálculo de la carga de hundimiento los que se recogen en la siguiente relación:

- × Ángulo de rozamiento interno efectivo: 35°
- × Cohesión efectiva: $0,15 \text{ Kp/cm}^2$.
- × Densidad aparente: $1,95 \text{ T/m}^3$.
- × Coeficiente de Poisson (ν): $0,30$.

Para el predimensionamiento de los micropilotes se recurrió a su diseño bajo carga axil, para lo cual se asume:

- El fuste tiene forma cilíndrica de diámetro constante e igual al nominal de la perforación.

- La carga exterior es resistida por un rozamiento-adherencia a través del contacto terreno-lechada o terreno mortero.
- En el caso de los micropilotes la carga por fuste predomina sobre la carga por punta, llegándose incluso a despreciar esta última, lo cual no implica que el micropilote no deba empotrarse un mínimo de 6 diámetros en un estrato competente, en este caso niveles geotécnicos IV.3 y IV.4.
- Para la determinación de la carga unitaria por fuste se empleó la siguiente expresión

$$Q_f = \sum_{i=1}^n \pi \cdot D \cdot L_i \cdot F_{si} \quad \text{donde } L_i \text{ es la longitud de cada nivel del terreno atravesado y}$$

F_{si} su resistencia unitaria por fuste.

- La resistencia por punta se obtendrá a partir de la siguiente expresión

$$Q_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} q_p \quad \text{donde } q_p \text{ es la resistencia unitaria por punta.}$$

Para la determinación de la resistencia unitaria por punta se empleó la expresión:

$$q_p = f_N \cdot N \quad (\text{Mpa})$$

Siendo f_N un factor de seguridad que toma un valor de 0,2 para pilotes hormigonados in situ y de 0,4 para pilotes hincados. N es el valor medio de N_{SPT} .

La resistencia unitaria por fuste se determinará a partir de la expresión $q_f = 2,5 \cdot N_{spt}$ (Kpa) para cada uno de los niveles geotécnicos atravesados por el pilote, limitándose el valor máximo de N_{SPT} a 50.

En cuanto a los asentamientos y distorsiones angulares, el valor de asentamiento máximo admitido por la normativa española para obras de edificación lo establece a modo de recomendación la NTE-AE 88, norma técnica que limita estos asentamientos en función de la tipología de la edificación y la naturaleza granular o cohesiva del terreno. En la siguiente tabla se recogen estos valores límite.

Características de la edificación	Asiento general máximo admisible	
	Suelos granulares	Suelos cohesivos
Obras de carácter monumental	12 mm	25 mm
Edificios de hormigón armado de gran rigidez	35 mm	50 mm
Edificios de estructura de hormigón armado de pequeña rigidez. Estructuras metálicas hiperestáticas. Edificios de muros de fábrica	50 mm	75 mm
Estructuras metálicas isostáticas, estructuras de madera y estructuras provisionales	> 50 mm	> 75 mm

Tabla 10: Limitaciones a los asientos absolutos en función del tipo de suelo y de la estructura proyectada fijados por la Norma Básica de la Edificación NBE-AE 88.

Además de por la estructura, la admisibilidad de asientos se encuentra vinculada al tipo de cimentación tal como se pone de manifiesto en la siguiente tabla, en la que se recogen los valores de asiento absoluto y diferencial máximos habitualmente admitidos según el tipo de cimentación y la naturaleza del terreno.

Características de la cimentación y estructura	Asiento general máximo admisible	
	Suelos sin cohesión (mm)	Suelos cohesivos (mm)
CIMENTACIÓN MEDIANTE ZAPATAS		
Asiento máximo	25-40	65
Asiento diferencial máximo	20-25	40-50
CIMENTACIÓN MEDIANTE LOSAS		
Asiento máximo	40-65	65-100

Tabla 11: Limitaciones a los asientos absolutos y diferenciales en función del tipo de suelo y de la cimentación establecidos por Terzaghi y Peck.

Así mismo, los criterios habitualmente empleados, según los distintos tipos de estructuras, para valorar la admisibilidad de las distorsiones angulares generadas por deformaciones diferenciales a nivel de cimentación se resumen en la siguiente figura.

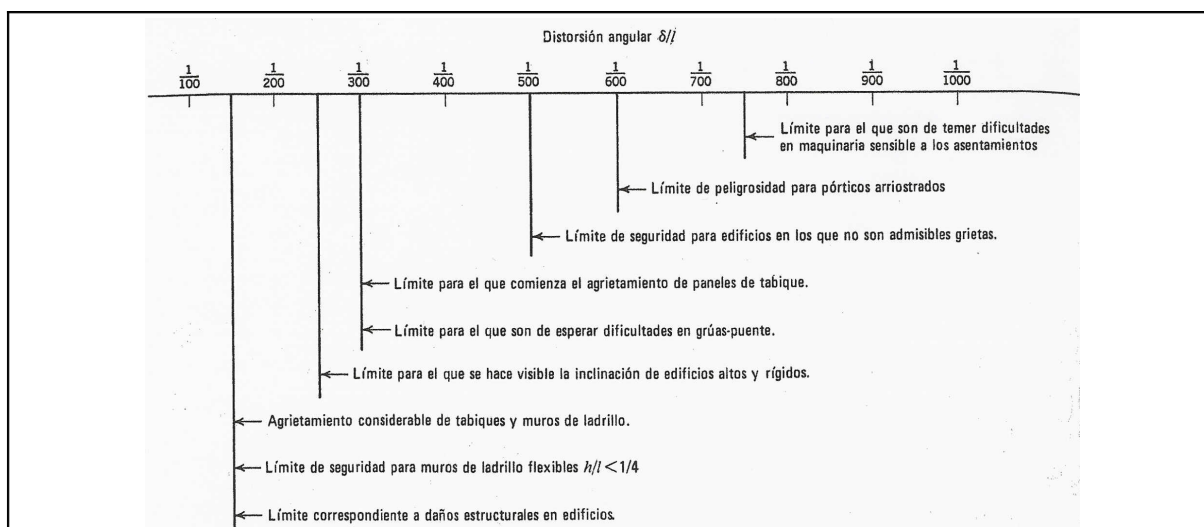


Ilustración 11: Limitaciones en lo que se refiere a las distorsiones angulares a nivel de cimentación (Bjerrum, 1963).

Para la estimación de los asientos derivados de estas cimentaciones se empleó la expresión propuesta por Steinbrenner (1936) para zapatas rígidas, para las que la constante K_0 toma un valor de 0,88 en el caso de zapatas cuadradas y de 2,12 en el caso de que la relación ancho/longitud sea superior a 5.

$$s = \frac{B \times P}{E} (1 - \nu^2) K_0$$

En el caso de los pilotes los asientos se evaluarán con la misma expresión considerando la zapata equivalente correspondiente al área envolvente del pilotaje colocada a 1/3 de la punta de los pilotes.

A efectos de este estudio se ha adoptado un valor de asiento absoluto máximo admisible de 2,5 cm.

4.1.2. Carga de hundimiento y asientos

Cimentación semiprofunda

Tal como se ha comentado en apartados anteriores esta posible solución de cimentación se deberá al menos apoyar en el subnivel geotécnico IV.1 definido en este estudio, lo cual teniendo en cuenta el perfil del terreno resultante de los reconocimientos realizados y el vaciado de 1,45 m contemplado por el proyecto implica una profundidad para estos pozos comprendida entre 4,35 y 2,00 m. El nivel freático se sitúa por encima de la rasante de apoyo de esta cimentación y se encuentra afectando a materiales sueltos de escasa compacidad y por lo tanto potencialmente inestables, lo que implica que para la ejecución de estos pozos será preciso el rebatimiento del nivel freático o el empleo de elementos de

contención de sus paredes del tipo tablestaca para el frente paralelo al campo de fútbol, por lo tanto perpendicular a las zanjas y del tipo entibación apuntalada para las zanjas propiamente dichas.

Para estas condiciones de cimentación y para la situación más desfavorable, zapata apoyada sobre el subnivel geotécnico IV.1, caracterizada por un grado de meteorización ISRM de V y una compacidad media baja ($N_{spt} \approx 15$), la carga de hundimiento obtenida en el caso de cimentaciones aisladas es del orden de 800 T/m^2 , lo que supone una carga de seguridad frente al hundimiento de 267 T/m^2 ($26,7 \text{ kg/cm}^2$), y que en el caso de zanjas pasa a ser del orden de 312 T/m^2 , lo que supone una carga de seguridad frente al hundimiento de 104 T/m^2 ($10,4 \text{ kg/cm}^2$).

Una vez determinada la carga de seguridad frente al hundimiento se procedió a la estimación de los asentamientos derivados de esta cimentación para las dos situaciones extremas deducidas del perfil geotécnico, esto es:

- Situación 1: que la cimentación se apoye directamente sobre el subnivel geotécnico IV.4 al que se le ha atribuido un módulo de deformación de 750 Kp/cm^2 para cimentaciones aisladas y de 1050 Kp/cm^2 para cimentaciones corridas, mientras que el coeficiente de Poisson toma un valor de 0,30 en ambos casos.
- Situación 2: que la cimentación se apoye sobre el subnivel geotécnico IV.1 y el bulbo de tensiones generado bajo ella afecte a la unidad situada inmediatamente por debajo (subnivel geotécnico IV.2), situación correspondiente al entorno del ensayo de penetración PD-3. Para esta situación el módulo de deformación del terreno promedio estimado mediante la expresión de Then de Barros (1966) para la cimentación aislada (suponiendo una zapata de 2,5 m de lado y por lo tanto un bulbo de influencia de 5 m) es de 246 Kp/cm^2 , mientras que para la zanja pasa a ser de 340 Kp/cm^2 (suponiendo una zapata corrida de 1,1 m de lado y por lo tanto un bulbo de influencia de 4,4 m) y el coeficiente de Poisson de 0,30 en ambos casos.

Los resultados obtenidos se recogen en la siguiente tabla:

Carga transmitida al terreno por la cimentación (Kg/cm^2)	Asiento cimentación aislada (cm)		Asiento cimentación corrida (cm)	
	Situación 1	Situación 2	Situación 1	Situación 2
2,00	0,53	1,62	0,40	1,25
2,50	0,67	2,03	0,51	1,56
3,00	0,80	2,44	0,61	1,87
3,50	0,93	2,85	0,71	2,18

Tabla 12: Valores de asentamiento obtenidos para diferentes cargas transmitidas por la cimentación al terreno.

Del perfil geotécnico elaborado a partir de los reconocimientos realizados se desprende que la distorsión angular máxima para esta cimentación tiene lugar entre los reconocimientos PD-3 y S-2, con una distancia entre reconocimiento de 29,2 m y un asiento diferencial, que en el caso de pozos aislados dimensionados para una tensión admisible de $3,0 \text{ Kp/cm}^2$ ronda los 1,37 cm y en el caso de la zanja dimensionada para la misma tensión admisible ronda los 1,06 cm, lo que supone valores de distorsión angular del orden de 1:2.130 en el caso de cimentaciones aisladas y de 1:2750 en el caso de cimentaciones corridas.

De acuerdo con estos cálculos y considerando una estructura para esta grada independiente de la estructura de la grada actualmente existente se recomienda adoptar una tensión admisible máxima del terreno a efectos del diseño de esta cimentaciones semiprofundas analizadas de $3,00 \text{ Kp/cm}^2$, independientemente de que se opte por una cimentación aislada o por una cimentación corrida.

En el caso de la cimentación corrida, para estas condiciones de cimentación el módulo de balasto vertical del terreno oscilará entre $1,6$ y 5 Kp/cm^3 .

Cimentación profunda

Como solución de cimentación alternativa se ha estudiado una solución de tipo profundo mediante micropilotes para evitar restricciones por gálibo en las zonas situadas bajo la cubierta actual y por considerarlos menos lesivos frente al terreno de juego y la cimentación de las gradas existentes.

El análisis se realizó para la situación más desfavorable la cual se corresponde con la zonificación del terreno puesta de manifiesto en el ensayo de penetración PD-1, en el cual los materiales causantes del rechazo se presentan a partir de 12,00 m de profundidad.

En la siguiente tabla se sintetizan los resultados de los cálculos realizados:

Φ micro	Tope estructural (Tm)	Nivel Empotramiento	Longitud total (m)
150 mm	15	Nivel geotécnico-IV.4	21
180 mm	22	Nivel geotécnico-IV.4	27

Tabla 13: Síntesis de los resultados de los cálculos de los micropilotes realizados

De estos cálculos se desprende que para el correcto aprovechamiento del tope estructural de estos micropilotes el empotramiento mínimo de los mismos deberá ser realizado en el nivel geotécnico IV.4 (materiales causantes del rechazo).

De acuerdo con esto, para micropilotes de Φ 150 mm el empotramiento mínimo será de 10,5 m y para micropilotes de Φ 180 mm el empotramiento mínimo de 16,5 m.

4.2. Excavabilidad y condiciones de estabilidad de las paredes de la excavación

De acuerdo con la rasante de vaciado contemplada por el proyecto, 1,45 m, y la naturaleza del terreno presente en la zona donde se desarrollará el mismo, materiales sueltos tipo zahorra situados por encima del nivel freático, la excavación prevista podrá ser realizada mediante medios mecánicos convencionales de escasa potencia.

En cuanto a la estabilidad de las paredes dado el escaso vaciado previsto se podrán adoptar taludes subverticales sin necesidad de adoptar medidas de contención generalizadas.

4.3. Agresividad de los suelos y aguas freáticas al cemento del hormigón

En lo que se refiere a la potencial agresividad del suelo y las aguas freáticas al hormigón, tanto unos como otros pusieron de manifiesto un ambiente no agresivo.

4.4. Expansividad de los suelos que constituyen el subsuelo.

Dado el carácter predominantemente granular del sustrato presente en la zona afectada por el proyecto y teniendo en cuenta la inexistencia de este tipo de procesos en la zona se descarta la posibilidad de puedan llegar a producirse.

Vigo, 5 de Diciembre de 2014.

FTConsultores
Geotecnia y Geología aplicada

Realizado por:


Víctor Isaac Fontenla García
Geólogo nº Colegiado 3794
Área de Geotecnia

ANEXO I: PLANTA DE SITUACIÓN DE LOS
RECONOCIMIENTOS

Proyecto de Reforma de Grada de Preferencia del Estadio Municipal de
Balaidos. Vigo. Pontevedra

FIRMADO
Víctor Isaac Fontenla García N° DE COLEGIADO : 3794

HOJA 1 de 1

**ANEXO II: REGISTRO DE LOS
RECONOCIMIENTOS GEOTÉCNICOS**

Obra: Proyecto de Reforma de Grada de Preferencia del Estadio Municipal de Balaidos

Promotor: D. Pedro de la Puente Crespo

Sondeo: S-1 **Sondista:** Miguel Angel **Ayudante:** Manuel **Supervisor:** Victor I. Fontenla **Fecha:** 21. nov. 2014

Coordenadas: **X** **Y** **Z**



Emplazamiento S-1



Caja 2 de 2,40 – 6,00 m



Caja 1 de 0,00 – 2,40 m



Caja 3 de 6,00 – 10,00 m

Obra: Proyecto de Reforma de Grada de Preferencia del Estadio Municipal de Balaidos

Promotor: D. Pedro de la Puente Crespo

Sondeo: S-1 **Sondista:** Miguel Angel **Ayudante:** Manuel **Supervisor:** Victor I. Fontenla

Coordenadas: **X** **Y** **Z** **Fecha:** 21. nov. 2014



Caja 4 de 10,00 – 12,10 m	Caja 1 de 0,00 – 2,40 m
Caja 2 de 2,40 – 6,00 m	Caja 3 de 6,00 – 10,00 m



Caja 1 de 0,00 – 3,70 m



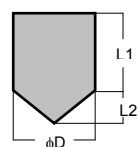
Caja 3 de 7,00 – 10,10 m

Obra: Proyecto de Reforma de Grada de Preferencia del Estadio Municipal de Balaidos
Promotor: D. Pedro de la Puente Crespo
Sondeo: S-2 **Sondista:** Pepe **Ayudante:** Manuel **Supervisor:** Victor I. Fontenla
Coordenadas: X Y Z **Fecha:** 24. nov. 2014

		<p>Caja 4 de 10,10 – 13,60 m</p>  <p>Textura que presentan los suelos residuales en el SPT-2.3. Se aprecia claramente la textura de la roca de la que proceden.</p>	<p>Caja 5 de 13,60 – 15,15 m</p>
<div>  <div> ILUSTRE COLEGIO OFICIAL DE GEÓLOGOS SUPERVISADO SUPERVISIÓN DE ESTUDIOS Y PROYECTOS CON SEGURO DE RESPONSABILIDAD CIVIL </div> </div> <div> <p>Fecha : 11/12/2014 Folio: 1140593R0 Núm: SV-01140593/00 Colegiado : Victor Isaac Fontenla Garcia Inscrito con el nº : 3794</p> <p>El Secretario General</p>  </div>			

	LABORATORIO GEONOR Isaac Peral, 27 A Polígono Espíritu Santo 15650 Cambre (A Coruña) Tfno: 981 64 92 33 Fax: 981 64 92 34	Fecha : 11/12/2014 Folio: 1140593R0 Núm: SV-01140593/00 Colegiado : Victor Isaac Fontenla Garcia Inscrito con el nº : 3794

PRUEBA DE PENETRACIÓN DINÁMICA DPSH. UNE 103-801-94

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS				CARACTERÍSTICAS DEL CONO			
Peso maza:	63,5 Kg	Masa dispositivo golpeo	108 Kg		L1: 50 mm	Tipo de cono:	Perdido
Altura de caída:	0,76 m	Longitud varillaje:	1,00 m		L2: 25 mm	Forma:	Cilindrocónica
Diámetro varillaje:	32 mm	Masa cabeza golpeo:	0,80 Kg		φ D: 50,5 mm	Sección:	Cónica 90º
Masa varillaje:	6,31 Kg/m	Masa puntaza/cono:	675,9 g			Área sección:	20 cm ²

DENOMINACIÓN: Campaña geotécnica Estadio Balaidos

UBICACIÓN: Vigo (Pontevedra)


COTA: No conocida

ENSAYO: PD1

FECHA: 25/11/14

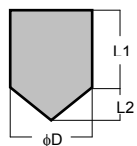
N. FREÁTICO: -2,2 m

PROFUNDIDAD (en m)	GOLPEOS (N ₂₀)	PROFUNDIDAD (en m)	GOLPEOS (N ₂₀)	PROFUNDIDAD (en m)	GOLPEOS (N ₂₀)	PROFUNDIDAD (en m)	GOLPEOS (N ₂₀)
0		5		10		15	
21		27		24			
17		20		25			
16		10		28			
10		10		27			
13	1	11	6	27	11		16
20		12		25			
14		13		31			
10		14		51			
6		14		60			
3	2	17	7	100	12		17
3		16					
3		17					
3		18					
3		19					
3	3	19	8		13		18
4		19					
2		21					
2		23					
4		36					
7	4	33	9		14		19
5		30					
6		32					
17		26					
20		24					
22	5	25	10		15		20

OBSERVACIONES: <hr/> <hr/> <hr/>	ANALISTA: 
-------------------------------------	--

	LABORATORIO GEONOR Isaac Peral, 27 A Polígono Espíritu Santo 15650 Cambre (A Coruña) Tlfno: 981 64 92 33 Fax: 981 64 92 34	Fecha : 11/12/2014 Folio: 1140593R0 Núm: SV-01140593/00 Colegiado : Victor Isaac Fontenla Garcia Inscrito con el nº : 3794

PRUEBA DE PENETRACIÓN DINÁMICA DPSH. UNE 103-801-94

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS			CARACTERÍSTICAS DEL CONO		
Peso maza:	63,5 Kg	Masa dispositivo golpeo	108 Kg		
Altura de caída:	0,76 m	Longitud varillaje:	1,00 m		
Diámetro varillaje:	32 mm	Masa cabeza golpeo:	0,80 Kg		
Masa varillaje:	6,31 Kg/m	Masa puntaza/cono:	675,9 g		
				L1: 50 mm L2: 25 mm ϕ D: 50,5 mm	Tipo de cono: Perdido Forma: Cilindrocónica Sección: Cónica 90° Área sección: 20 cm ²

DENOMINACIÓN: Campaña geotécnica Estadio Balaidos

UBICACIÓN: Vigo (Pontevedra)


COTA: No conocida

ENSAYO: PD2

FECHA: 25/11/14

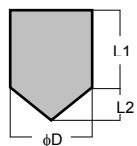
N. FREÁTICO: -1,0 m

PROFUNDIDAD (en m)	GOLPEOS (N ₂₀)	PROFUNDIDAD (en m)	GOLPEOS (N ₂₀)	PROFUNDIDAD (en m)	GOLPEOS (N ₂₀)	PROFUNDIDAD (en m)	GOLPEOS (N ₂₀)
0		5		10		15	
9		32					
11		100					
17							
21							
18	1			11			16
12							
7							
8							
6							
9	2			12			17
4							
4							
4							
6							
12	3			13			18
10							
9							
10							
12							
8	4			14			19
7							
9							
28							
23							
26	5			15			20

OBSERVACIONES: <hr/> <hr/> <hr/>	ANALISTA: 
-------------------------------------	--

	LABORATORIO GEONOR Isaac Peral, 27 A Polígono Espíritu Santo 15650 Cambre (A Coruña) Tlfno: 981 64 92 33 Fax: 981 64 92 34	Fecha : 11/12/2014 Folio: 1140593R0 Núm: SV-01140593/00 Colegiado : Victor Isaac Fontenla Garcia Inscrito con el nº : 3794

PRUEBA DE PENETRACIÓN DINÁMICA DPSH. UNE 103-801-94

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS			CARACTERÍSTICAS DEL CONO		
Peso maza:	63,5 Kg	Masa dispositivo golpeo	108 Kg		Tipo de cono: Perdido Forma: Cilindrocónica Sección: Cónica 90° Área sección: 20 cm²
Altura de caída:	0,76 m	Longitud varillaje:	1,00 m		
Diámetro varillaje:	32 mm	Masa cabeza golpeo:	0,80 Kg		
Masa varillaje:	6,31 Kg/m	Masa puntaza/cono:	675,9 g		

DENOMINACIÓN: Campaña geotécnica Estadio Balaidos

UBICACIÓN: Vigo (Pontevedra)


COTA: No conocida

ENSAYO: PD3

FECHA: 25/11/14

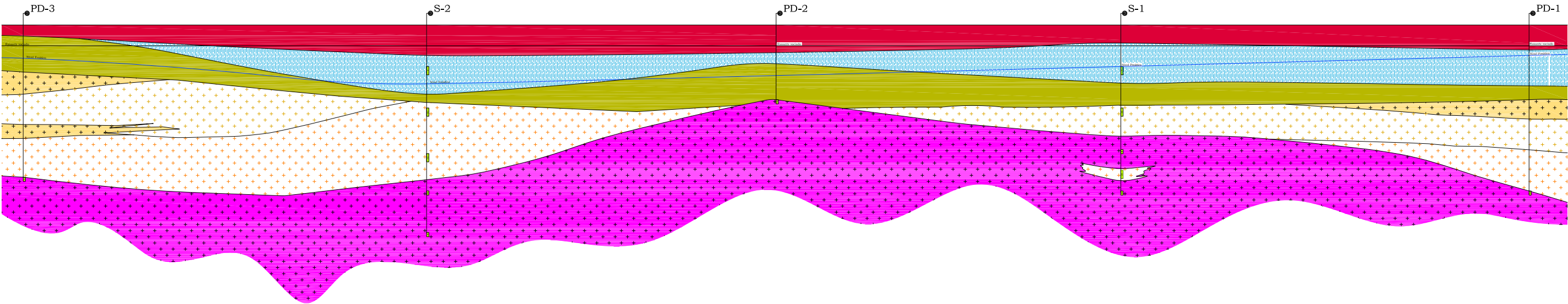
N. FREÁTICO: -2,4 m

PROFUNDIDAD (en m)	PROFUNDIDAD (en m)	PROFUNDIDAD (en m)	PROFUNDIDAD (en m)
GOLPEOS (N ₂₀)	GOLPEOS (N ₂₀)	GOLPEOS (N ₂₀)	GOLPEOS (N ₂₀)
8	16	39	
10	17	37	
14	16	42	
10	16	46	
7	19	100	
1	6	11	
6	19		
7	16		
7	19		
9	19		
9	16		
2	7		
7	14		
10	13		
7	16		
5	11		
3	11		
3	11		
8	11		
7	19		
11	23		
12	21		
11	18		
4	9		
13	21		
14	23		
15	27		
14	27		
15	37		
5	10		










OBSERVACIONES: <hr/> <hr/> <hr/>	ANALISTA: 
-------------------------------------	--

ANEXO III: PERFIL GEOTÉCNICO

PERFIL A-A'



LEYENDA

	Zahorra (gravas silíceas centimétricas en matriz areno-limosa). Plataforma sobre la que se asienta el terreno de juego
	Fangos aluviales grises oscuros-negros. Arenas limoarcillosas de baja plasticidad entre las que se intercalan localmente niveles de gravas. Compacidad muy baja.
	Depósitos aluvio-coluviales. Arenas limosas ocreas con gravas silíceas intercaladas
	Arenas limosas que conservan la textura del sustrato del que proceden por alteración de compacidad media ($10 < N_{spt} < 21$). Suelo residual (grado de alteración ISRM V)
	Arenas limosas que conservan la textura del sustrato del que proceden por alteración de compacidad alta ($20 < N_{spt} < 31$). Suelo residual (grado de alteración ISRM V)
	Arenas limosas que conservan la textura del sustrato del que proceden por alteración de compacidad muy alta ($30 < N_{spt} < R$). Suelo residual (grado de alteración ISRM V)
	Arenas limosas que conservan la textura del sustrato del que proceden por alteración de compacidad extremadamente alta causantes del rechazo en los ensayos de penetración tanto estándar como continuos. Suelo residual (grado de alteración ISRM V)
	Nivel freático
	Registro de golpeo Nspt

ANEXO IV: ACTAS DE LOS ENSAYOS DE
LABORATORIO

Proyecto de Reforma de Grada de Preferencia del Estadio Municipal de Balaidos
FONTENLA TORRES CONSULTORES, S.L. GEO-14111702.

INFORME DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Diciembre de 2014

Proyecto de Reforma de Grada de Preferencia del Estadio Municipal de Balaidos
FONTENLA TORRES CONSULTORES, S.L. GEO-14111702.

Fecha de emisión: 02-Diciembre-2014

Nº de expediente: **GEO-14111702**

Obra: Proyecto de Reforma de Grada de Preferencia del Estadio Municipal de Balaidos

Peticionario: FONTENLA TORRES CONSULTORES, S.L.

RESUMEN RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

SUELOS

MUESTRA		03860	03861	03862	03863
TIPO DE MUESTRA		Alterada de suelo	Alterada de suelo	Alterada de suelo	Inalterada de suelo
LOCALIZACIÓN		S-1 SPT-2 (6,00-6,60 m)	S-1 SPT-4 (10,50-11,07 m)	S-2 SPT-2 (6,00-6,60 m)	S-2 MI-1 (7,60-8,20 m)
Análisis granulométrico UNE 103101:94	Tamaño máximo, mm	20	2	10	5
	% Pasa 0,080 mm	21,6	15,6	11,8	12,2
Límites de Atterberg UNE 103103/104	Límite Líquido				
	Límite Plástico				
	Índice de plasticidad	NP	NP	NP	NP
Humedad, % UNE 103300		20,1	16,7	13,5	18,8
Densidad aparente húmeda, g/cm ³ UNE 103301		---	---	---	1,80
Densidad seca, g/cm ³ UNE 103301		---	---	---	1,52
Agresividad EHE	Sulfatos, mg/kg	Negativo	---	---	Negativo
	Acidez Baumann-Gully, ml/kg	60	---	---	40
	Grado de agresividad	No agresivo	---	---	No agresivo
CLASIFICACIÓN DE CASAGRANDE		Arena limosa SM	Arena limosa SM	Arena mal graduada con limo SP SM	Arena limosa SM

Proyecto de Reforma de Grada de Preferencia del Estadio Municipal de Balaidos
 FONTENLA TORRES CONSULTORES, S.L. GEO-14111702.

AGUA

MUESTRA	03864	GRADO DE AGRESIVIDAD EHE		
LOCALIZACIÓN	S-2 (-12,00 m)			
PARÁMETRO		DÉBIL	MEDIO	FUERTE
pH	7,63	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
MAGNESIO (Mg ²⁺) mg/l	22	300 - 1000	1000 - 3000	> 3000
AMONIO (NH ₄ ⁺) mg/l	Ausencia	15 - 30	30 - 60	> 60
SULFATO (SO ₄ ²⁻) mg/l	16	200 - 600	600 - 3000	> 3000
DIÓXIDO DE CARBONO (CO ₂) mg/l	4	15 - 40	40 - 100	> 100
RESIDUO SECO mg/l	227	75 - 150	50 - 75	< 50
GRADO DE AGRESIVIDAD	El agua no es agresiva para el hormigón			

ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYOS. SUELOS: IDENTIFICACIÓN

DATOS DE LA OBRA

Nº de expediente: **GEO-14111702**
Obra: Proyecto de Reforma de Grada de Preferencia del Estadio Municipal de Balaidos
Peticionario: FONTENLA TORRES CONSULTORES, S.L.

DATOS DE LA MUESTRA

Muestra Nº: **03860** Fecha de toma: 24-nov-2014
Descripción muestra: Alterada de suelo Fecha de entrada: 25-nov-2014
Localización: S-1 SPT-2 (6,00-6,60 m) Toma de muestra: Geonor
Procedencia: Estadio Municipal de Balaidos Ref. cliente: ---

ENSAYOS REALIZADOS / NORMATIVA

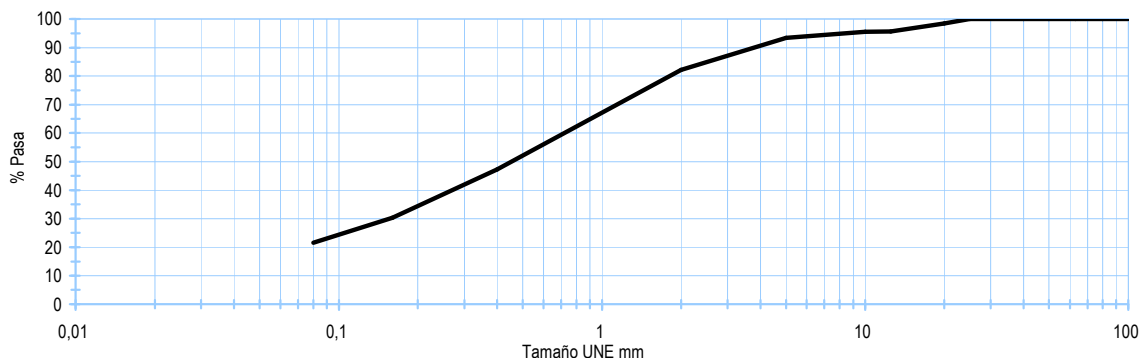
UNE 103100:95 Preparación de muestras para los ensayos de suelos.
UNE 103101:94 Análisis granulométrico de suelos por tamizado.
UNE 103103/4:94 Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de casagrande. Determinación del límite plástico de un suelo.
UNE 103300:93 Determinación de la humedad de un suelo mediante secado en estufa.
UNE 103202:95 Determinación cualitativa del contenido en sulfatos.
UNE 83962:08 Durabilidad del hormigón. Suelos agresivos. Determinación del grado de acidez Baumann-Gully.

RESULTADOS DE ENSAYOS

Fecha (Inicio/Fin): 25/11/14 01/12/14

Granulométrico

Tamiz UNE	100	80	63	50	40	25	20	12,5	10	5	2	0,40	0,08
% Pasa	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	98,4	95,7	95,5	93,4	82,2	47,3	21,6



Límites Atterberg		Determinaciones Físicas		Agresividad EHE	
Límite Líquido W_L , %		Humedad, %	20,1	Sulfatos solubles, mg/Kg	Negativo
Límite Plástico W_P , %		Densidad apar., g/cm ³	---	Acidez Baumann-Gully, ml/Kg	60
Índice Plasticidad I_P , %	NP	Densidad seca, g/cm ³	---	Agresividad EHE	No agresivo

Clasificación del suelo

Casagrande

Arena limosa SM

Observaciones:

En Cambre (A Coruña) a 1 de diciembre de 2014

Fdo. Santiago Fernández Blas
JEFE DE ÁREA



Fdo. Javier Vizoso Guerra
DIRECTOR TÉCNICO

ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYOS. SUELOS: IDENTIFICACIÓN

DATOS DE LA OBRA

Nº de expediente: **GEO-14111702**
Obra: Proyecto de Reforma de Grada de Preferencia del Estadio Municipal de Balaidos
Peticionario: FONTENLA TORRES CONSULTORES, S.L.

DATOS DE LA MUESTRA

Muestra Nº: **03861** Fecha de toma: 24-nov-2014
Descripción muestra: Alterada de suelo Fecha de entrada: 25-nov-2014
Localización: S-1 SPT-4 (10,50-11,07 m) Toma de muestra: Geonor
Procedencia: Estadio Municipal de Balaidos Ref. cliente: ---

ENSAYOS REALIZADOS / NORMATIVA

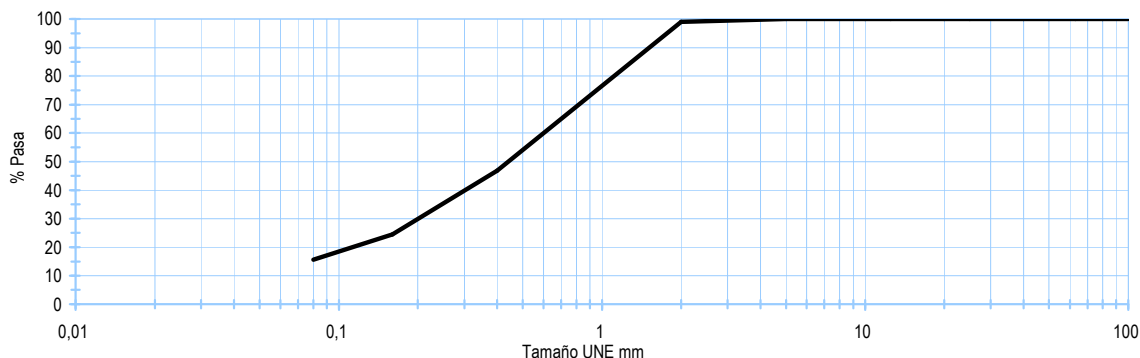
UNE 103100:95 Preparación de muestras para los ensayos de suelos.
UNE 103101:94 Análisis granulométrico de suelos por tamizado.
UNE 103103/4:94 Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de casagrande. Determinación del límite plástico de un suelo.
UNE 103300:93 Determinación de la humedad de un suelo mediante secado en estufa.

RESULTADOS DE ENSAYOS

Fecha (Inicio/Fin): 25/11/14 01/12/14

Granulométrico

Tamiz UNE	100	80	63	50	40	25	20	12,5	10	5	2	0,40	0,08
% Pasa	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	99,0	46,8	15,6



Límites Atterberg		Determinaciones Físicas		Agresividad EHE	
Límite Líquido W_L , %		Humedad, %	16,7	Sulfatos solubles, mg/Kg	---
Límite Plástico W_P , %		Densidad apar., g/cm ³	---	Acidez Baumann-Gully, ml/Kg	---
Índice Plasticidad I_P , %	NP	Densidad seca, g/cm ³	---	Agresividad EHE	---

Clasificación del suelo

Casagrande

Arena limosa SM

Observaciones:

En Cambre (A Coruña) a 1 de diciembre de 2014

Fdo. Santiago Fernández Blas
JEFE DE ÁREA



Fdo. Javier Yizoso Guerra
DIRECTOR TÉCNICO

ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYOS. SUELOS: IDENTIFICACIÓN

DATOS DE LA OBRA

Nº de expediente: **GEO-14111702**
Obra: Proyecto de Reforma de Grada de Preferencia del Estadio Municipal de Balaidos
Peticionario: FONTENLA TORRES CONSULTORES, S.L.

DATOS DE LA MUESTRA

Muestra Nº: **03862** Fecha de toma: 24-nov-2014
Descripción muestra: Alterada de suelo Fecha de entrada: 25-nov-2014
Localización: S-2 SPT-2 (6,00-6,60 m) Toma de muestra: Geonor
Procedencia: Estadio Municipal de Balaidos Ref. cliente: ---

ENSAYOS REALIZADOS / NORMATIVA

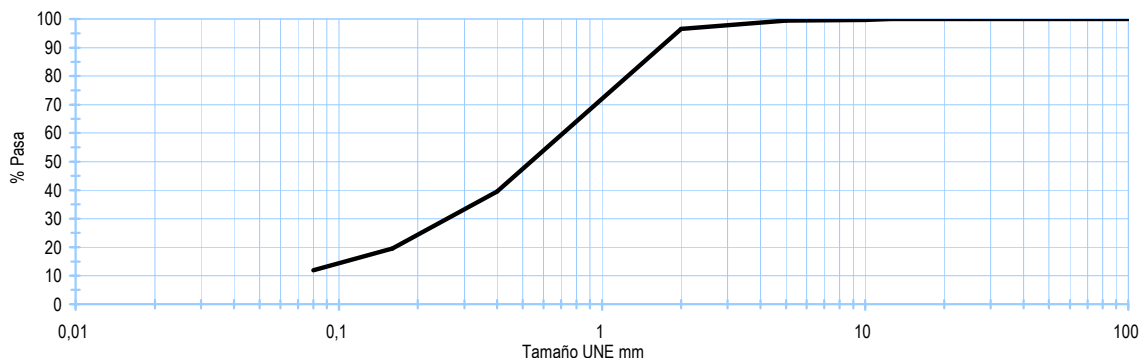
UNE 103100:95 Preparación de muestras para los ensayos de suelos.
UNE 103101:94 Análisis granulométrico de suelos por tamizado.
UNE 103103/4:94 Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de casagrande. Determinación del límite plástico de un suelo.
UNE 103300:93 Determinación de la humedad de un suelo mediante secado en estufa.

RESULTADOS DE ENSAYOS

Fecha (Inicio/Fin): 25/11/14 01/12/14

Granulométrico

Tamiz UNE	100	80	63	50	40	25	20	12,5	10	5	2	0,40	0,08
% Pasa	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	99,8	99,5	96,5	39,5	11,8



Límites Atterberg		Determinaciones Físicas		Agresividad EHE	
Límite Líquido W_L , %		Humedad, %	13,5	Sulfatos solubles, mg/Kg	---
Límite Plástico W_P , %		Densidad apar., g/cm ³	---	Acidez Baumann-Gully, ml/Kg	---
Índice Plasticidad I_P , %	NP	Densidad seca, g/cm ³	---	Agresividad EHE	---

Clasificación del suelo

Casagrande

Arena mal graduada con limo SP SM

Observaciones:

En Cambre (A Coruña) a 1 de diciembre de 2014

Fdo. Santiago Fernández Blas
JEFE DE ÁREA



Fdo. Javier Yizoso Guerra
DIRECTOR TÉCNICO

ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYOS. SUELOS: IDENTIFICACIÓN

DATOS DE LA OBRA

Nº de expediente: **GEO-14111702**
Obra: Proyecto de Reforma de Grada de Preferencia del Estadio Municipal de Balaidos
Peticionario: FONTENLA TORRES CONSULTORES, S.L.

DATOS DE LA MUESTRA

Muestra Nº: **03863** Fecha de toma: 24-nov-2014
Descripción muestra: Inalterada de suelo Fecha de entrada: 25-nov-2014
Localización: S-2 MI-1 (7,60-8,20 m) Toma de muestra: Geonor
Procedencia: Estadio Municipal de Balaidos Ref. cliente: ---

ENSAYOS REALIZADOS / NORMATIVA

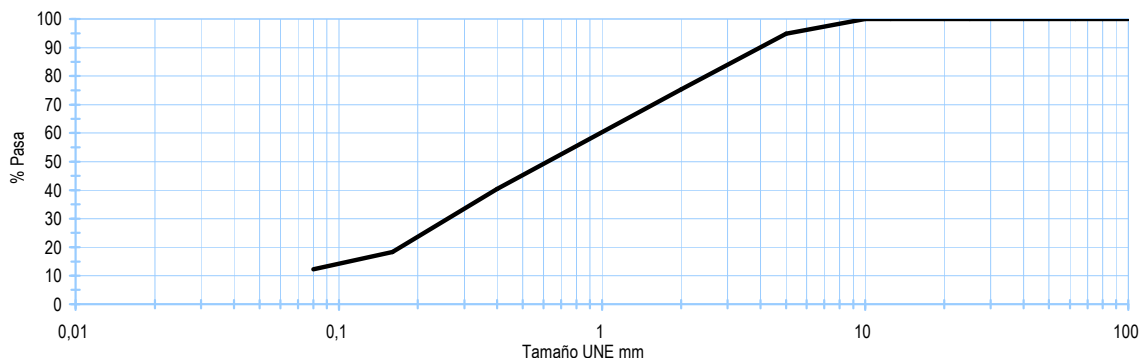
UNE 103100:95 Preparación de muestras para los ensayos de suelos.
UNE 103101:94 Análisis granulométrico de suelos por tamizado.
UNE 103103/4:94 Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de casagrande. Determinación del límite plástico de un suelo.
UNE 103300:93 Determinación de la humedad de un suelo mediante secado en estufa.
UNE 103301:94 Determinación de la densidad de un suelo. Método de la balanza hidrostática.
UNE 103202:95 Determinación cualitativa del contenido en sulfatos.
UNE 83962:08 Durabilidad del hormigón. Suelos agresivos. Determinación del grado de acidez Baumann-Gully.

RESULTADOS DE ENSAYOS

Fecha (Inicio/Fin): 25/11/14 01/12/14

Granulométrico

Tamiz UNE	100	80	63	50	40	25	20	12,5	10	5	2	0,40	0,08
% Pasa	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	94,9	75,3	40,4	12,2



Límites Atterberg		Determinaciones Físicas		Agresividad EHE	
Límite Líquido W_L , %		Humedad, %	18,8	Sulfatos solubles, mg/Kg	Negativo
Límite Plástico W_P , %		Densidad apar., g/cm ³	1,80	Acidez Baumann-Gully, ml/Kg	40
Índice Plasticidad I_P , %	NP	Densidad seca, g/cm ³	1,52	Agresividad EHE	No agresivo

Clasificación del suelo

Casagrande

Arena limosa SM

Observaciones:

En Cambre (A Coruña) a 1 de diciembre de 2014

Fdo. Santiago Fernández Blas
JEFE DE ÁREA



Fdo. Javier Yizoso Guerra
DIRECTOR TÉCNICO

ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYOS. AGUA: AGRESIVIDAD EHE

DATOS DE LA OBRA

Nº de expediente: **GEO-14111702**
Obra: Proyecto de Reforma de Grada de Preferencia del Estadio Municipal de Balaidos
Peticionario: FONTENLA TORRES CONSULTORES, S.L.

DATOS DE LA MUESTRA

Muestra Nº: **03864** Fecha de toma: 24-nov-2014
Descripción muestra: Agua freático Fecha de entrada: 25-nov-2014
Localización: S-2 (-12,00 m) Toma de muestra: Geonor
Procedencia: Estadio Municipal de Balaidos Ref. cliente: ---

ENSAYOS REALIZADOS / NORMATIVA

Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08
UNE 83952:2008 Durabilidad del hormigón. Aguas de amasado y aguas agresivas. Determinación del pH. Método potenciométrico.
UNE 83954:2008 Durabilidad del hormigón. Aguas agresivas. Determinación del contenido en ión amonio.
UNE 83955:2008 Durabilidad del hormigón. Aguas agresivas. Determinación del contenido en ión magnesio.
UNE 83956:2008 Durabilidad del hormigón. Aguas de amasado y aguas agresivas. Determinación del contenido en ion sulfato.
UNE 83957:2008 Durabilidad del hormigón. Aguas de amasado y aguas agresivas. Determinación del residuo seco.
UNE-EN 13577:2008 Ataque químico al hormigón. Determinación del contenido en dióxido de carbono agresivo en el agua.

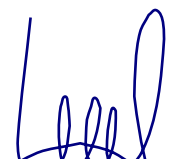
RESULTADOS DE ENSAYOS

Fecha (Inicio/Fin): 25/11/14 27/11/14

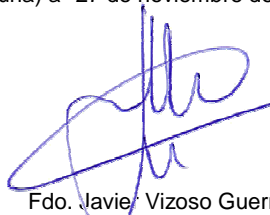
ANÁLISIS DEL AGUA		GRADO DE AGRESIVIDAD EHE		
PARÁMETRO	RESULTADO ENSAYO	DÉBIL	MEDIO	FUERTE
pH	7,63	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
MAGNESIO (Mg ²⁺) mg/l	22	300 - 1000	1000 - 3000	> 3000
AMONIO (NH ₄ ⁺) mg/l	Ausencia	15 - 30	30 - 60	> 60
SULFATO (SO ₄ ²⁻) mg/l	16	200 - 600	600 - 3000	> 3000
DIÓXIDO DE CARBONO (CO ₂) mg/l	4	15 - 40	40 - 100	> 100
RESIDUO SECO mg/l	227	75 - 150	50 - 75	< 50
EVALUACIÓN				
Grado de Agresividad	El agua no es agresiva para el hormigón			

Observaciones:

En Cambre (A Coruña) a 27 de noviembre de 2014


Fdo. Santiago Fernández Blas
JEFE DE ÁREA




Fdo. Javier Vizoso Guerra
DIRECTOR TÉCNICO

ANEXO V: CÁLCULOS

Cálculo de los pilotes:

	NSPT	H (m)	R. unitaria por fuste	R. unitaria por punta	H (m)	H (m)	
N1	15	0,3	3,75	300	0,3	0,3	
N2	5	2,6	1,25	100	2,6	2,6	
N3	15	1	3,75	300	1	1	
N4	15	1,4	3,75	300	1,4	1,4	
N5	25	2,22	6,25	500	2,22	2,22	
N6	45	2,98	11,25	900	2,98	2,98	
N7	50	-----	12,5	1000	10,5	16,5	Sin punta

Secciones pilotes

	Af25	Af32,5	Empotramiento m	Nivel
N1	0,14	0,17		
N2	1,23	1,47		
N3	0,47	0,57		
N4	0,66	0,79		
N5	1,05	1,26		
N6	1,4	1,69		
N7	0,74	1,68		

	R fuste	R fuste	R punta (FS 2,5)	R punta (FS 2,5)
N1	0,53	0,64	2,12	3,05
N2	1,53	1,84	0,71	1,02
N3	1,77	2,12	2,12	3,05
N4	2,47	2,97	2,12	3,05
N5	6,54	7,85	3,53	5,09
N6	15,8	18,96	6,36	9,16
N7	9,28	20,99	7,07	10,18

	Longitud m	Carga admisible (FS 2,5)			Tope estructural*		
		Qadm Fuste	Qadm Punta	Qadm			
Φ 15 cm	21	15,17		15,17	Tm	15	Tm
Φ 18 cm	27	22,14		22,14	Tm	22	Tm

* Tope estructural determinado considerando micropilotes dotados de armadura tubular con una vida útil de 100 años un límite elástico para la armadura de 235 Mpa y una resistencia característica de la lechada de 25 Mpa

ANEXO VI: REPORTAJE FOTOGRAFICO



Panorámica del ámbito de proyecto con la grada oeste al fondo. Sondeo S-1



Panorámica del ámbito de proyecto visto desde grada de Río. Sondeo S-1



Panorámicas del ámbito de proyecto



Sondeo S-2