



Comunidad de Madrid

Consejería de Educación, Ciencia y Universidades.

Dirección General de Infraestructuras y Servicios.

PROYECTO BÁSICO Y DE EJECUCIÓN

ESTUDIO GEOTÉCNICO Y TOPOGRÁFICO

TERMINACIÓN DEL NUEVO IES (LÍNEA 6) EN ARGANDA DEL REY: CONSTRUCCIÓN DE 15 AULAS ESO, 10 AULAS DE BACHILLERATO, 9 AULAS ESPECÍFICAS (Informática, Tecnología, Laboratorios, Dibujo, Música e Imagen y diseño), AULAS DE PEQUEÑO GRUPO, ZONA ADMINISTRATIVA, GIMNASIO Y PISTAS DEPORTIVAS

**Avda. de Dublín S/N
ARGANDA DEL REY. Madrid**

Promotor

Dirección General de Infraestructuras y
Servicios de la
Consejería de Educación, Ciencia y
Universidades.
Comunidad de Madrid.

Asistencia Técnica

Sanjurjo Arquitectos S.L.P.U.

Arquitecto

ALBERTO SANJURJO ÁLVAREZ

2025 OCT v00 | 2026 ENE v01



DIRECCIÓN GENERAL DE
INFRAESTRUCTURAS Y SERVICIOS
Consejería de Educación
Ciencia y Universidades
Comunidad de Madrid

SUPERVISADO

I MEMORIA

MD - MEMORIA DESCRIPTIVA

MD 0 – ÍNDICE DE PLANOS

MD 1 - DATOS BÁSICOS

A.1 OBJETO DEL CONTRATO

A.2 AUTORES DEL PROYECTO. COLABORADORES

A.3 DECLARACIÓN OBRA COMPLETA

A.4 CUMPLIMIENTO DEL ART. 99 DE LA LEY 9/2017

MD 2 - INFORMACIÓN PREVIA

B.1 SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO

B.2 DATOS DEL SOLAR

MD 3 - DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

C.1 DESCRIPCIÓN FUNCIONAL

C.2 DESCRIPCIÓN FORMAL

C.3 SOLUCIÓN PROYECTADA. PROGRAMA DE NECESIDADES. SUPERFICIES

C.4 DESCRIPCIÓN ECONÓMICA

C.5 DATOS ECONÓMICOS

C.6 CALENDARIO DE OBRAS

C.7 FIRMA DE LA MEMORIA

MC - MEMORIA CONSTRUCTIVA Y DE CÁLCULO

MC 0 - ACTUACIONES PREVIAS

MC 1 - SUSTENTACIÓN DEL EDIFICIO (CIMENTACIÓN Y SANEAMIENTO)

MC 2 - SISTEMA ESTRUCTURAL

MC 3 - SISTEMA ENVOLVENTE

MC 4 - SISTEMA DE COMPARTIMENTACIÓN

MC 5 - SISTEMA DE ACABADOS

MC 6 - SISTEMAS DE ACONDICIONAMIENTO E INSTALACIONES

MC 7 - URBANIZACIÓN Y EQUIPAMIENTO DEPORTIVO EXTERIOR

MJ - MEMORIA JUSTIFICATIVA DEL CUMPLIMIENTO DE LA NORMATIVA

E - CUMPLIMIENTO DEL CÓDIGO TÉCNICO

E.1.- SEGURIDAD ESTRUCTURAL

E.1.1 Cimentación

E.1.2 Estructura

E.2.- SEGURIDAD EN CASO DE INCENDIO

E.2.1 Propagación interior

E.2.2 Propagación exterior

E.2.3 Evacuación de ocupantes

E.2.4 Instalaciones de protección contraincendio

E.2.5 Intervención de los bomberos

E.2.6 Resistencia al fuego de la estructura

E.3.- SEGURIDAD DE UTILIZACIÓN Y ACCESIBILIDAD

E.3.1 Seguridad frente al riesgo de caídas

E.3.2 Seguridad frente al riesgo de impacto o de atrapamiento

E.3.3 Seguridad frente al riesgo de aprisionamiento en recintos

E.3.4 Seguridad frente al riesgo causado por iluminación inadecuada

E.3.5 Seguridad frente al riesgo causado por situaciones de alta ocupación

E.3.6 Seguridad frente al riesgo de ahogamiento

E.3.7 Seguridad frente al riesgo causado por vehículos en movimiento

E. 3.8 Seguridad frente al riesgo causado por la acción del rayo

E.3.9 Accesibilidad

E.4.- SALUBRIDAD

E.4.1 Protección frente a la humedad

E.4.2 Recogida y evacuación de residuos

E.4.3 Calidad del aire interior

- E.4.4 Suministro de agua
- E.4.5 Evacuación de aguas
- E.4.6 Protección frente a la exposición al radón
- E.5.- PROTECCIÓN FRENTE AL RUIDO
 - E.5.1 Caracterización y cuantificación de las exigencias
 - E.5.2 Diseño y dimensionado
 - E.5.3 Construcción – Ejecución
- E.6.- AHORRO DE ENERGÍA
 - E.6.0 Limitación del consumo energético - Justificación del DB HE0
 - E.6.1 Limitación de la demanda energética - Justificación del DB HE1
 - E.6.2 Rendimiento de las instalaciones térmicas
 - E.6.3 Eficiencia energética de las Instalaciones de Iluminación
 - E.6.4 Contribución solar mínima de agua caliente sanitaria
 - E.6.5 Contribución fotovoltaica mínima de energía eléctrica
 - E.6.6 Dotaciones mínimas para la recarga de vehículos eléctricos

F - CUMPLIMIENTO DE OTROS REGLAMENTOS Y DISPOSICIONES

- F.1. - JUSTIFICACIÓN ACCESIBILIDAD L8/1993 Y D13/2007
- F.2. - REGLAMENTO ELECTROTÉCNICO DE BAJA TENSIÓN
- F.3. - REGLAMENTO DE LAS INSTALACIONES TÉRMICAS DE LOS EDIFICIOS (RITE)
- F.4. - TELECOMUNICACIONES
- F.5. - CERTIFICADO DE VIABILIDAD GEOMÉTRICA

AM - ANEJOS A LA MEMORIA

- AM0 - MEMORIAS DE INSTALACIONES
- AM1 - CÁLCULO DE ESTRUCTURAS
- AM2 - CALIFICACIÓN ENERGÉTICA. CALENER. CERTIFICADO DE EFICIENCIA ENERGÉTICA
- AM3 - ESTUDIO DE GESTIÓN DE RESIDUOS DE CONSTRUCCIÓN Y DEMOLICIÓN
- AM4 - MEMORIA DE OBTENCIÓN DE CALIDAD EN MATERIALES Y PROCESOS
- AM5 - INSTRUCCIONES DE USO Y MANTENIMIENTO
- AM6 - NORMAS DE ACTUACIÓN EN CASO DE SINIESTRO O EMERGENCIA

AM7 - ESTUDIO DE SEGURIDAD Y SALUD

AM8 - ESTUDIO GEOTÉCNICO Y TOPOGRÁFICO

- AM9 - PLAN DE CONTROL DE CALIDAD
- AM10 - JUSTIFICACIÓN CUMPLIMIENTO DNSH
- AM11 - INVENTARIO DE ARBOLADO
- AM12 - DECLARACIÓN DE CONFORMIDAD CON LA ORDENACIÓN URBANÍSTICA APLICABLE
- AM13 - ANEJO SANEAMIENTO

AM14 – ESTUDIO DE LA DEMANDA DE PLAZAS DE APARCAMIENTO

AM15 - INFORME DE LA SDG DE PATRIMONIO HISTÓRICO

AM16 – ANEJO INFOGRAFÍA

DA – DATOS ADMINISTRATIVOS

- DA 1 - OBJETO DEL CONTRATO
- DA 2 - CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE OBRA
- DA 3 - CLASIFICACIÓN DEL CONTRATISTA. GRUPO SUBGRUPO CATEGORÍA
- DA 4 - PROCEDIMIENTO Y FORMA DE ADJUDICACIÓN DEL CONTRATO DE OBRA
- DA 5 - PLAN DE OBRA, PROGRAMA DE TRABAJO Y PLAZO DE EJECUCIÓN
- DA 6 - RECEPCIÓN Y PLAZO DE GARANTÍA
- DA 7 - FÓRMULA DE REVISIÓN DE PRECIOS

DA 8 - ART.144 REGLAMENTO GENERAL DE LA LEY DE CONTRATOS DE LAS ADMIN. PÚBLICAS
DA 9 - NORMAS DE OBLIGADO CUMPLIMIENTO

- II PLIEGO DE PRESCRIPCIONES TÉCNICAS
- III MEDICIONES Y PRESUPUESTO
- IV PLANOS

INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO IES ARGANDA DEL REY (LINEA 6) Y PISTA DEPORTIVA

DIRECCIÓN GENERAL DE INFRAESTRUCTURAS, COMUNIDAD DE MADRID

Nº INFORME O/2005036/37

INFORME

ARGANDA DEL REY

INGENIERIA | CONTROL DE CALIDAD | GEOTECNIA | EDIFICACION | CERTIFICACION | I+D+i | SEGURIDAD Y SALUD



Edición: nº0 Revisión: nº0

Fecha: Octubre de 2023

Pol. Ind. Los Olivos. C/ Innovación,11 (28906)
MADRID - GETAFE
Tel: 916 828 727 Fax: 916 019 683
madrid@cemosa.es

cemosa
Ingeniería y Control

TÍTULO DEL DOCUMENTO: INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO IES ARGANDA DEL REY (LINEA 6) Y PISTA DEPORTIVA

Edición número:	0	Fecha edición :	Octubre de 2023
Revisión número:	0	Fecha revisión :	Octubre de 2023
Edición y Revisión número:	1	Fecha revisión :	
Edición y Revisión número:	2	Fecha revisión :	
Edición y Revisión número:	3	Fecha revisión :	

CONTROL DE CALIDAD

	Nombre	Firma	Fecha
Realizado por	Carlos Álvarez Calvo	 Carlos Álvarez Calvo	Octubre de 2023
Revisado	Isidro Ocete Ruiz		Octubre de 2023
Aprobado	Isidro Ocete Ruiz		Octubre de 2023

REGISTRO DE MODIFICACIONES

Edic./Rev.	Fecha	Responsable modificación	Secc./Párrafo Modificado	Modificación efectuada
0/0	Octubre de 2023	-	-	Edición inicial

*Este documento refiere la Edición vigente **nº** y revisión vigente **nº**. Esta edición y/o revisión anula a las anteriores.*

MEMORIA

1.-	INTRODUCCIÓN.....	1
2.-	ANTECEDENTES Y RECONOCIMIENTO.....	2
2.1.-	Documentación técnica y geotécnica previa.....	2
2.2.-	Características generales de la edificación prevista	2
2.3.-	Características generales del entorno de carácter geomorfológico y geotécnico.....	3
3.-	ENTORNO GEOGRÁFICO.....	5
4.-	TRABAJOS REALIZADOS	7
4.1.-	Reconocimientos de campo	7
4.2.-	Resultados de los ensayos de penetración dinámica	11
4.3.-	Ensayos de campo y laboratorio	12
5.-	GEOLOGÍA.....	15
6.-	SISMOLOGÍA	16
6.1.-	Introducción	16
6.2.-	Mapa de peligrosidad sísmica. Coeficiente de distribución.....	17
6.3.-	Mapa de peligrosidad sísmica. Aceleración sísmica básica.	18
7.-	CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA Y GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES.....	19
7.1.-	Nivel piezométrico.....	21
7.2.-	UG.1 Rellenos de naturaleza antrópica.....	21
7.3.-	UG.2 Arcillas limosas de tonos beige y marrones.....	23
7.4.-	Muestras ensayadas en la UG-2.	24
7.4.1.-	Identificación	24
7.4.2.-	Ensayos químicos y agresividad en suelos.....	27
7.4.3.-	Parámetros de estado natural.....	27
7.4.4.-	Parámetros de resistencia	28
7.4.5.-	Ensayos de expansividad y colapso	29
8.-	AGRESIVIDAD	29
8.1.-	Valores obtenidos en muestras de suelos	30

9.-	EXPANSIVIDAD	30
9.1.-	Valores y cuantificaciones obtenidas.....	31
10.-	DETERMINACIÓN DE LA EXCAVABILIDAD	32
10.1.-	Metodología	32
10.2.-	Evaluación de la excavabilidad	36
11.-	MODELO DE CIMENTACIÓN	36
11.1.-	Metodología para el cálculo de carga admisible en pilotes.....	37
11.1.1.-	Concepto de carga de hundimiento	37
11.1.2.-	Resistencia unitaria por punta	38
11.1.3.-	Resistencia unitaria por fuste.....	39
11.1.4.-	Consideración del efecto grupo en la carga de hundimiento.....	40
11.1.5.-	Estimación de asientos del pilote aislado.....	41
11.1.6.-	Consideración del efecto grupo en la estimación de asientos.....	41
11.1.7.-	Tope estructural.....	42
11.1.8.-	Efecto de rozamiento negativo	43
11.1.9.-	Cálculo de la carga admisible en pilotes. Hipótesis de cálculo.....	44
11.1.10.-	Cálculo de la carga admisible en pilotes	44
12.-	RESUMEN Y CONCLUSIONES	45

ANEJOS

- ANEJO 1. PLANTA GENERAL Y DE SITUACIÓN
- ANEJO 2. MARCO GEOLÓGICO
- ANEJO 3. PERFIL GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO
- ANEJO 4. TRABAJOS DE CAMPO
 - ANEJO 4.1 Registro de sondeos a rotación
 - ANEJO 4.2 Registro de penetraciones dinámicas
- ANEJO 5. ACTAS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

APENDICES

- APÉNDICE 1. HOJA DOCUMENTAL

1.- Introducción

El presente documento responde al **INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO IES ARGANDA DEL REY (LINEA 6) Y PISTA DEPORTIVA** en ARGANDA DEL REY solicitado a CEMOSA por DIRECCIÓN GENERAL DE INFRAESTRUCTURAS, COMUNIDAD DE MADRID.

El trabajo se establece con expediente O/2005036/37, y realizado por la delegación de CEMOSA en Madrid.

El objeto del presente estudio viene dado por la necesidad de determinar la tipología y las condiciones de cimentación para la construcción de una edificación para el colegio IES arganda del Rey Línea 6. La construcción constará de 15 aulas ESO, 10 aulas de Bachillerato, 9 aulas específicas, aulas de pequeño grupo, zona administrativa, gimnasio, en zona aledaña también se van a construir pistas deportivas. La edificación tendrá menos de 4 plantas.

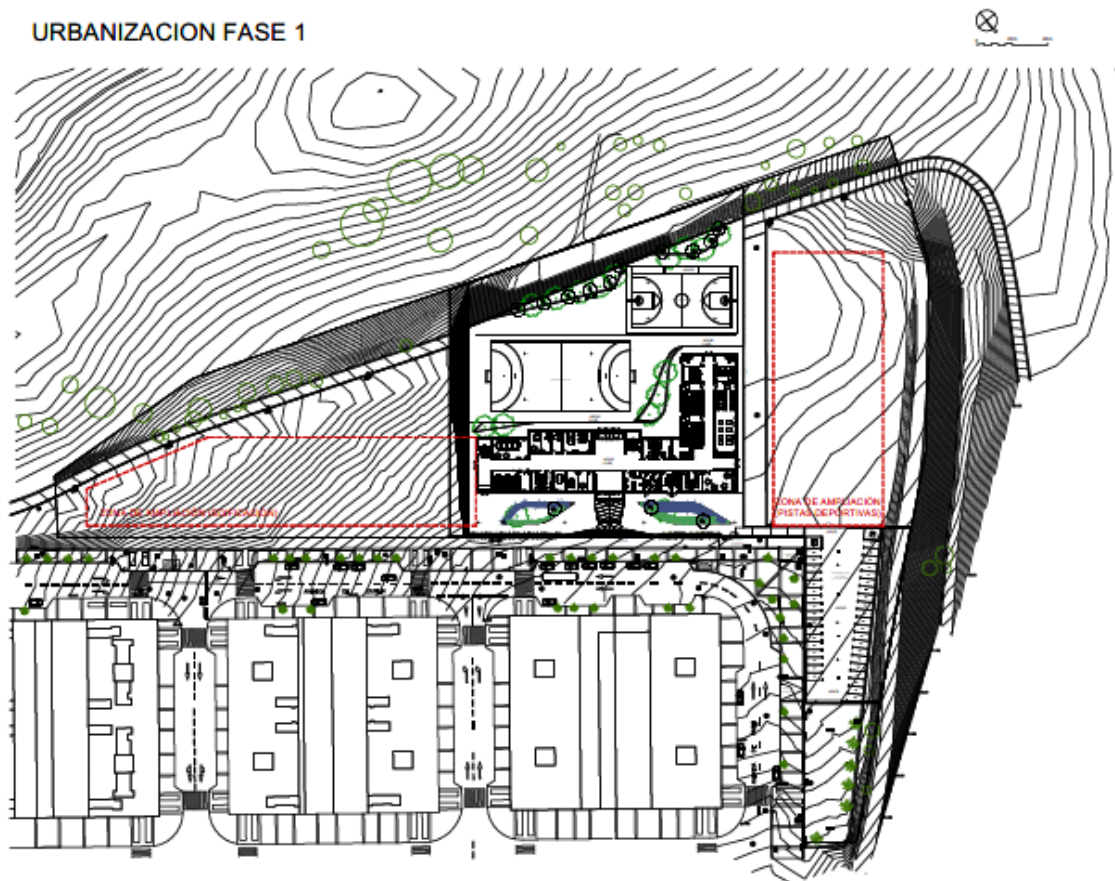


Figura Nº 1.- Plano ubicación parcela del proyecto.

La parcela tiene una extensión de unos 2.540 m² correspondiendo al edificio de aulas y de 2.450 la superficie de ocupación de la pista polideportiva.

La parcela ha sufrido el desmonte y posterior uso como zona de acopio de material de obras cercanas y posiblemente también se encuentren rellenos procedentes de derribos.

Para este cometido se han realizado los trabajos de campo, consistentes en penetraciones dinámicas y continuas, junto sondeos mecánicos y rotativos, con extracción continua de testigo.

Para el desarrollo de este trabajo se han ejecutado los siguientes trabajos:

- Trabajos de campo y laboratorio realizados.
- Caracterización geotécnica de los materiales implicados: definición y parametrización.
- Entorno geológico.
- Presencia de nivel piezométrico.
- Perfil geológico-geotécnico.
- Agresividad del suelo frente al hormigón.
- Recomendaciones de cimentación: tipología, carga admisible y otros aspectos.

2.- Antecedentes y reconocimiento

2.1.- Documentación técnica y geotécnica previa

Con carácter previo a la redacción de este estudio, el peticionario facilitó la siguiente documentación:

Tabla 1. Planos facilitados por el peticionario

<input type="checkbox"/>	Plano de emplazamiento del edificio
<input checked="" type="checkbox"/>	Plano de ubicación de la edificación dentro de la parcela
<input checked="" type="checkbox"/>	Levantamiento topográfico de la parcela
<input checked="" type="checkbox"/>	Plano de planta de la edificación prevista
<input type="checkbox"/>	Perfiles tipo de la edificación prevista
<input type="checkbox"/>	Planos disponibles en formato digital

2.2.- Características generales de la edificación prevista

Las características de la futura construcción, según la información recabada, son las siguientes:

Tabla 2. Características generales de la edificación

Tipología de edificación		Número de plantas de la edificación	
<input type="checkbox"/> Bloque de viviendas		Nº plantas sobre rasante	
<input type="checkbox"/> Aislada, adosada o pareada		Nº sótanos	
<input checked="" type="checkbox"/> Otra: colegio		<input type="checkbox"/> Semisótano	
<input type="checkbox"/> No determinada		<input type="checkbox"/> No determinado	
Tipología de estructura		Tipología de forjados	
<input type="checkbox"/> Hormigón armado		<input type="checkbox"/> Reticular	
<input type="checkbox"/> Metálica		<input type="checkbox"/> Unidireccional	
<input type="checkbox"/> Otra:		<input type="checkbox"/> No determinada	
<input type="checkbox"/> No determinada			

2.3.- Características generales del entorno de carácter geomorfológico y geotécnico

Así mismo, a partir de la visita a campo realizada y de la experiencia que CEMOSA posee en la zona se han podido identificar los siguientes condicionantes geotécnicos y geomorfológicos:

Tabla 3. Experiencia previa en la zona

Problemas geotécnicos habituales en la zona
<input type="checkbox"/> Suelos blandos
<input type="checkbox"/> Suelos potencialmente colapsables
<input type="checkbox"/> Suelos potencialmente expansivos
<input checked="" type="checkbox"/> Rellenos antrópicos o artificiales
<input type="checkbox"/> Restos de edificios y otras construcciones
<input type="checkbox"/> Restos arqueológicos o de valor cultural
<input type="checkbox"/> Terreno vegetal de espesor considerable
<input type="checkbox"/> Discontinuidades litológicas
<input type="checkbox"/> Inestabilidad de laderas naturales
<input type="checkbox"/> Inestabilidad de taludes excavados
<input type="checkbox"/> Desprendimientos
<input type="checkbox"/> Agresividad del terreno
<input type="checkbox"/> Agua agresiva para el hormigón
<input type="checkbox"/> Niveles piezométricos cercanos a la superficie
<input type="checkbox"/> Terrenos no excavables por medios mecánicos
<input type="checkbox"/> Terrenos no ripables por medios mecánicos (necesidad de voladura o martillo neumático)
<input type="checkbox"/> Ausencia de problemas geotécnicos significativos

Tabla 3. Experiencia previa en la zona

Nivel piezométrico en la zona

- ☐ Ausencia
- ☐ A menos de 5 m de la superficie
- ☐ Situado por debajo de 5 m de la superficie
- ☐ Importantes variaciones del nivel piezométrico dependiendo de la época climática

Tipologías de cimentación habituales en la zona

- ☐ Zapatas aisladas, corridas o vigas flotantes
- ☐ Pozos
- ☐ Losa armada
- ☐ Cimentación profunda
- ☐ No procede
- ☐ Se desconoce

Tabla 4. Rasgos geomorfológicos

Morfología	Rellenos antrópicos
<input type="checkbox"/> Plana	<input type="checkbox"/> Ausencia
<input type="checkbox"/> Alomada	<input type="checkbox"/> Superficiales (< 1 m.)
<input type="checkbox"/> Abrupta (pendientes > 15%)	<input type="checkbox"/> Medios (de 1 a 5 m.)
<input type="checkbox"/> Montañosa (pendientes > 30%)	<input checked="" type="checkbox"/> Potentes (> 5 m.)
Taludes y excavaciones	Indicios de patologías
<input type="checkbox"/> Ausencia	<input type="checkbox"/> Ausencia
<input type="checkbox"/> Alturas < 5 m.	<input type="checkbox"/> Inestabilidad en taludes
<input type="checkbox"/> Alturas de 5 a 10 m.	<input type="checkbox"/> Desprendimientos
<input type="checkbox"/> Alturas de 10 a 15 m.	<input type="checkbox"/> Colapsos y/o dolinas
<input type="checkbox"/> Alturas > 15 m.	<input type="checkbox"/> Patologías de estructuras
<input type="checkbox"/> Presencia de elementos de contención	<input type="checkbox"/> Fallos en elementos de contención
Hidrología superficial	Interacción con otros edificios
<input type="checkbox"/> Ausencia	<input type="checkbox"/> Edificio medianero sin sótanos
<input type="checkbox"/> Alturas < 5 m.	<input type="checkbox"/> Edificio medianero con sótanos
<input type="checkbox"/> Alturas de 5 a 10 m.	<input type="checkbox"/> Vial perimetral ya construido
<input type="checkbox"/> Alturas de 10 a 15 m.	<input type="checkbox"/> Muro perimetral ya construido

3.- Entorno geográfico

La zona estudiada se sitúa en el término municipal de ARGANDA DEL REY.

Las coordenadas aproximadas de la zona estudiada se aportan a continuación:

**Tabla 5. Coordenadas
aproximadas UTM**

UTM	
X	Y
461.400	4.461.000

Nota: Huso UTM: 30, Zona: S, Datum: WGS84.

La parcela tiene una extensión de unos 2.540m². Ha sufrido el desmante y posterior uso como zona de acopio de material de obras cercanas. Tiene una geometría triangular y presenta una morfología principalmente plana.

La zona de estudio tiene vegetación principalmente herbácea y algún árbol disperso.



Figura Nº 2.- Imagen aérea actual de la parcela obtenida mediante Google Earth.

Comparando una imagen del vuelo americano del 56-57 con la imagen más actual disponible en el visor del Instituto Geográfico Nacional, se puede observar que la zona no tiene uso. Se observa que pasa varios arroyos por la zona de interés.



Figura Nº 3.- Comparación de la ortofoto 56-57 con situación actual obtenida con el comparador PNOA del IGN.

En la siguiente imagen disponible, la OLISTAT de 1997-1998, se observa que el complejo urbanístico de la zona ya ha empezado a desarrollarse. Concretamente, la zona de estudio, no ha presentado ningún cambio todavía.



Figura Nº 4.- Comparación de la ortofoto OLISTAT (1997-1998) con situación actual obtenida con el comparador PNOA del IGN.

La siguiente imagen disponible, la SIGPAC 2005, se observa que la zona sigue desarrollándose urbanísticamente. Además, empieza a construirse la carretera que se encuentra en esta zona.

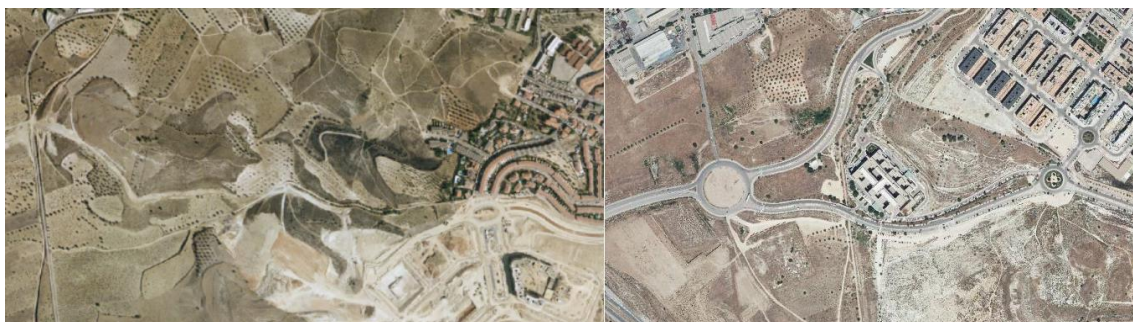


Figura Nº 5.- Comparación de la ortofoto SIGPAC 2005 con situación actual obtenida con el comparador PNOA del IGN.

En la siguiente imagen disponible del 2011 se observa que el complejo urbanístico empieza a presentar una disposición parecida a la actual. También se ha finalizado la construcción de la carretera que se encuentra junto a la parcela.



Figura Nº 6.- Comparación de la ortofoto de 2011 con situación actual obtenida con el comparador PNOA del IGN.

Finalmente, en la imagen de 2014 la zona presenta un aspecto más similar al actual.

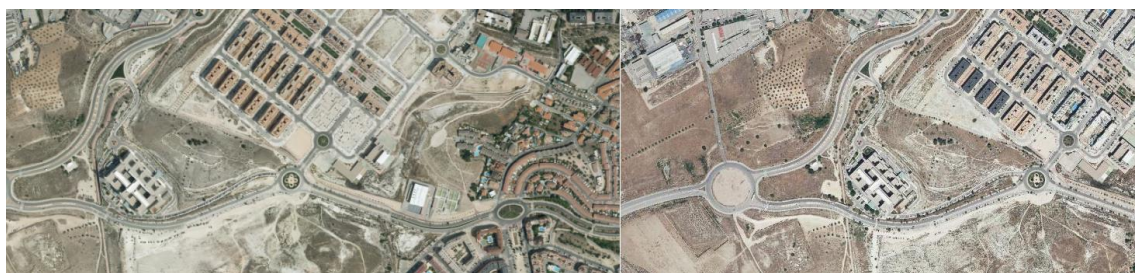


Figura Nº 7.- Comparación de la ortofoto de 2014 con situación actual obtenida con el comparador PNOA del IGN.

4.- Trabajos realizados

Los trabajos realizados han tenido dos caracteres diferentes, los ejecutados en campo o “in situ” y los de laboratorio.

Así mismo también se ha llevado a cabo un estudio bibliográfico, como complemento al trabajo de gabinete.

4.1.- Reconocimientos de campo

Los trabajos de campo realizados se definen a continuación.

Tabla 6. Trabajos de campo

Tipo	Unidades	Profundidad mínima alcanzada (m.)	Profundidad máxima alcanzada (m.)
Sondeos mecánicos con recuperación de testigo	2	15,30	15,50
Sondeos a penetración dinámica	4	8,20	16,00

Los sondeos mecánicos a rotación consisten en la ejecución de perforaciones de pequeño diámetro, generalmente de 65 y 140 mm que permiten reconocer la naturaleza y localización de las diferentes capas del subsuelo mediante la extracción continua de

testigo de suelo o roca, a la vez que se alterna con ensayos geotécnicos de penetración y extracción de muestras inalteradas, en los casos que es posible. Las perforaciones se realizaron con una sonda modelo TECOINSA TP50.

El ensayo de penetración dinámica (DPSH) consiste en la hincada de una puntaza de sección cónica de 20 cm² acoplada a un varillaje de 32 mm de diámetro, mediante golpes propinados por una maza de 63.5 kg que cae desde una altura de 75 cm, impactando sobre una cabeza o “yunque” rígidamente unido al varillaje. El aparato empleado en la realización de estos ensayos fue un penetrómetro modelo TECOINSA TP-05.

Los datos de golpeo de los penetrómetros permiten una estimación razonable de las características resistentes medias del subsuelo.

En las fotografías siguientes se muestra la ubicación de los diferentes reconocimientos.



Figura Nº 8.- Imagen de la ejecución del sondeo mecánico y rotativo con extracción continua de testigo referido como S-01.



Figura Nº 9.- Imagen de la ejecución del sondeo mecánico y rotativo con extracción continua de testigo referido como S-02.



Figura Nº 10.- Trabajos para la realización de la penetración dinámica, tipo DPSH, referida como P-01.



Figura Nº 11.- Trabajos para la realización de la penetración dinámica, tipo DPSH, referida como P-02.



Figura Nº 12.- Trabajos para la realización de la penetración dinámica, tipo DPSH, referida como P-03.



Figura Nº 13.- Trabajos para la realización de la penetración dinámica, tipo DPSH, referida como P-04.

Las diferentes actas de todos los reconocimientos de campo desarrollados para este trabajo se aportan en los anejos correspondientes.

4.2.- Resultados de los ensayos de penetración dinámica

A continuación, se muestran los resultados obtenidos en los ensayos de penetración dinámica:

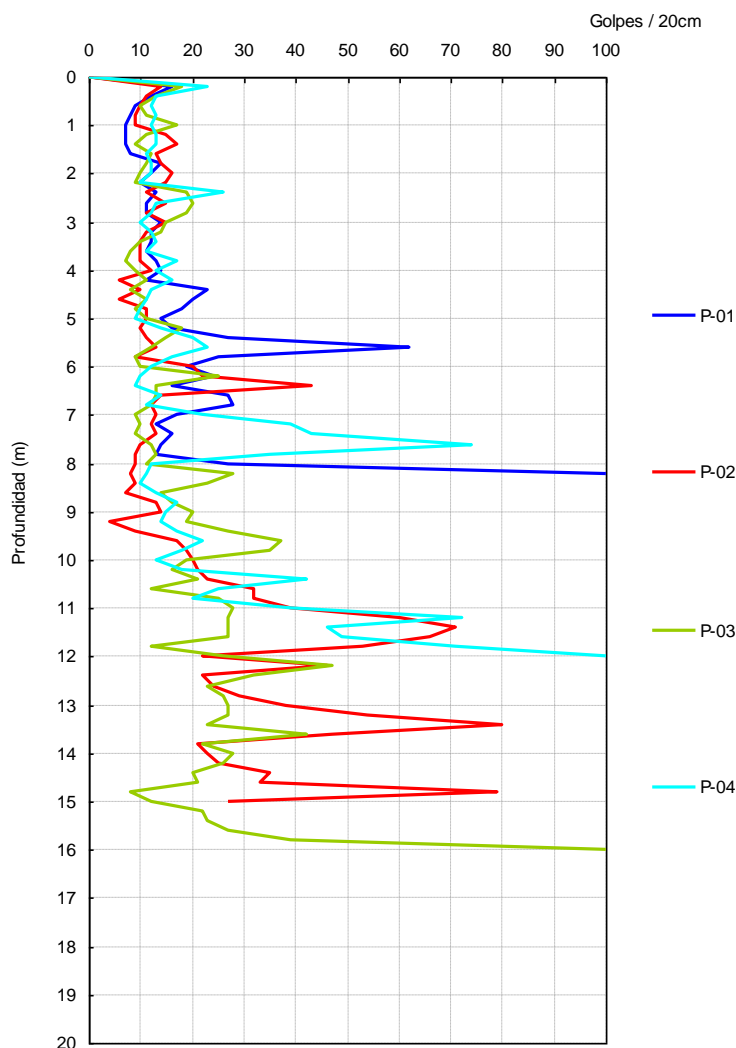


Figura Nº 14.- Registro de los ensayos de penetración dinámica realizados.

4.3.- Ensayos de campo y laboratorio

Los ensayos y trabajos de campo realizados para determinar las características de los materiales detectados han sido los siguientes:

Tabla 7. Ensayos y Trabajos de campo

Ensayo	unidades	norma
Ensayo de penetración estándar (SPT)	10	UNE 103800
Testigo parafinado	4	ASTM D6640-01

Los ensayos de laboratorio realizados para la elaboración de este documento quedan reflejados en las tablas siguientes:

Tabla 8. Trabajos de laboratorio

Ensayo	unidades	norma
Clasificación USCS	6	ISSMGE

Tabla 8. Trabajos de laboratorio

Ensayo	unidades	norma
Análisis granulométrico por tamizado	6	UNE 103101
Determinación de los límites de Atterberg	6	UNE 103103 - 104
Determinación de humedad natural	4	UNE 103300
Determinación de peso específico aparente	4	UNE 103301
Ensayo de compresión simple en suelos	3	UNE 103400
Determinación de la presión de hinchamiento	4	UNE 103602
Determinación del contenido en sulfatos	2	UNE 103202
Determinación del grado de acidez Baumann-Gully	2	EHE

Los valores obtenidos para cada uno de los ensayos realizados se establecen en las siguientes tablas:

Tabla 9. Valores de consistencia o compacidad

Muestra			Consistencia o Compacidad						
Reconocimiento	Tipo de muestra	Prof. Inicial muestra	Golpeo/15cm						
							N30 MI	N30 SPT	
			V1	V2	V3	V4			
S-01	SPT	3,10	18	14	8	7		22	
S-01	SPT	6,40	4	7	6	8		13	
S-01	SPT	9,10	34	14	16	28		30	
S-01	SPT	11,80	9	16	13	13		29	
S-01	SPT	14,70	7	9	16	12		25	
S-02	SPT	3,00	5	13	11	10		24	
S-02	SPT	5,90	2	2	19	14		21	
S-02	SPT	9,00	5	6	13	10		19	
S-02	SPT	12,00	16	6	7	8		13	
S-02	SPT	15,00	34	30	34	R		64	

Tabla 10. Ensayos de identificación

Muestra			Identificación											
Reconocimiento	Tipo de muestra	Prof. Inicial muestra	Granulometría							L. Atterberg				Clasificación USCS
			20 mm.	5 mm.	2 mm.	0,4 mm.	0,08 mm.	Grava (>2mm) %	Arena (2-0,08mm) %	Finos (<0,08mm) %	Límite Líquido	Límite Plástico	Índice Plasticidad	
S-01	TP	7,00	100,00	99,20	97,70	87,00	80,20	2,30	17,50	80,20	66,00	41,90	24,10	MH

Tabla 10. Ensayos de identificación

Muestra			Identificación											
Reconocimiento	Tipo de muestra	Prof. Inicial muestra	Granulometría							L. Atterberg				Clasificación USCS
			20 mm.	5 mm.	2 mm.	0,4 mm.	0,08 mm.	Grava (>2mm) %	Arena (2-0,08mm) %	Finos (<0,08mm) %	Límite Líquido	Límite Plástico	Índice Plasticidad	
S-01	TP	11,00	100,00	99,10	96,60	80,10	73,40	3,40	23,20	73,40	45,50	27,20	18,30	ML
S-01	SPT	14,70	96,50	89,40	85,10	77,20	67,50	14,90	17,60	67,50	54,40	23,10	31,30	CH
S-02	TP	7,60	96,60	88,50	87,10	75,00	66,90	12,90	20,20	66,90	33,20	22,80	10,40	CL
S-02	TP	10,60	100,00	94,60	92,90	77,30	65,30	7,10	27,60	65,30	41,80	19,00	22,70	CL
S-02	SPT	15,00	100,00	88,50	83,30	57,10	41,60	16,70	41,70	41,60	0,00	0,00	0,00	SM

Tabla 11. Valores de ensayos químicos

Muestra			Ensayos Químicos						
Reconocimiento	Tipo de muestra	Prof. Inicial muestra	Mat.Orgánica %	Sulfatos (SO ₃) %	Sulfatos (SO ₄) mg/Kg	A.Baumann-Gully ml/kg	Contenido en yesos %	Sales Solubles %	Carbonatos (CO ₃) %
S-01	TP	7,00		0,01		34,28			
S-02	TP	10,60		0,00		24,48			

Tabla 12. Ensayos de definición del estado natural y resistencia

Muestra			Parámetros de estado natural				Resistencia							
Reconocimiento	Tipo de muestra	Prof. Inicial muestra					RCS Kpa			Con Drenaje			Sin Drenaje	
			P.Específico kN/m3	Densd.Seca kN/m3	Densd.Aparente kN/m3	Humedad %				Corte Directo / Triaxial	Ang. Rozamiento Efectivo °	Cohesión Efectiva Kpa	Corte Directo / Triaxial	Ang. Rozamiento sin drenaje °
S-01	TP	7,00		10,60	14,90	41,00								
S-01	TP	11,00		15,60	20,50	31,80	140,00							
S-02	TP	7,60		15,80	19,40	23,50	35,00							
S-02	TP	10,60		15,50	19,20	23,40	145,00							

Tabla 13. Ensayos de expansividad/colapso y Compactación

Muestra			Expansividad y Colapso					Compactación				
Reconocimiento	Tipo de muestra	Prof. Inicial muestra	Edómetro		Presión de Hinchamiento Kpa	Hinchamiento Libre %	Clasificación Lambe	Asiento Ensayo Colapso %	Proctor		Indice CBR	
			eo	Presión de Preconsolidación Kpa					Proctor	Densidad Máxima kN/m3	Humedad óptima %	C.B.R. 100%
S-01	TP	7,00			0,00							
S-01	TP	11,00			0,00							
S-02	TP	7,60			14,71							
S-02	TP	10.60			24.52							

5.- Geología

La ubicación geológica, a efectos gráficos, del término municipal de ARGANDA DEL REY se aporta en el anejo correspondiente.

La situación geológica de la zona estudiada se expresa en el siguiente gráfico extraído de la documentación existente del Mapa Geológico de España (MAGNA), a escala original 1:50.000, del Instituto Geológico y Minero de España, del Ministerio de Ciencia e Innovación.

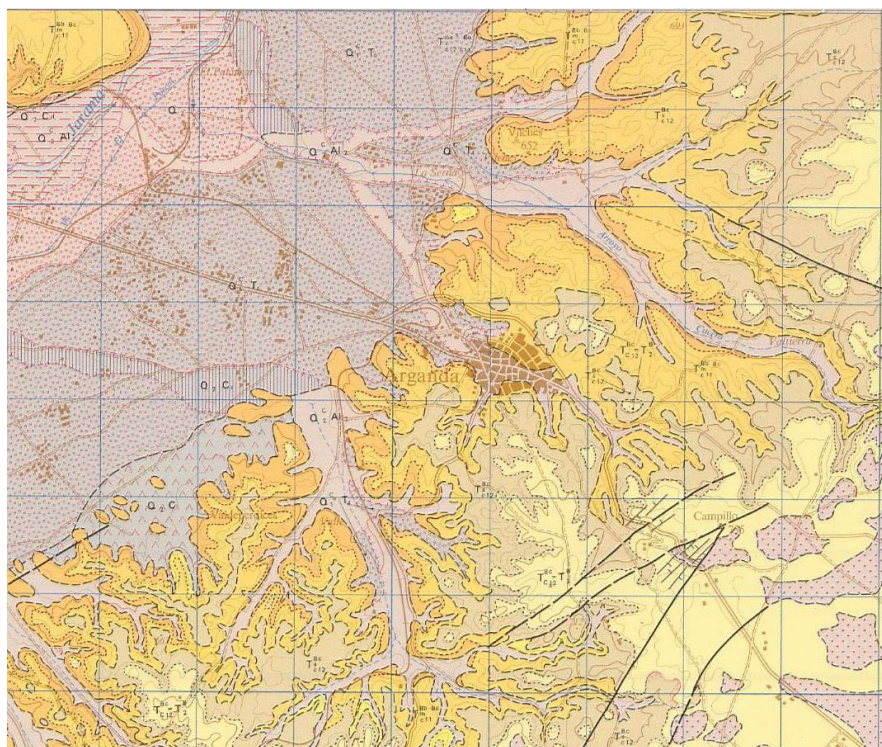


Figura Nº 15.- Mapa geológico donde se sitúa el área estudiada en el término municipal de ARGANDA DEL REY. Fuente: Instituto Geológico y Minero de España.

La zona de objeto de estudio se encuentra enclavada en la cuenca del Tajo. Esta cuenca de forma triangular, situada en el centro de la Península, limita en su flanco noroeste con el Sistema Central, y con el flanco suroeste con los Montes de Toledo. Hacia el este, la cuenca del Tajo limita con la Cordillera Ibérica.

La cuenca se encuentra dividida en dos partes por la Sierra de Altamira, una estrecha alineación de relieves, formados por materiales cretácicos y paleógenos, que discurren en dirección norte-sur y que se corresponde con el frente de un manto de corrimiento enraizado en la Serranía de Cuenca. Las dos subcuencas resultantes, llamadas Cuenca de Madrid y Cuenca de Loranca, han tenido historias algo diferentes durante el Paleógeno, ya que el manto de corrimiento de Altamira se fue desplazando desde mediados del Oligoceno hasta el comienzo del Mioceno. Durante este viaje, la Cuenca de Loranca fue transportada hacia el oeste y se vio sometida a una tectónica en la que se alternaban compresiones, basculamientos y distensiones locales a medida que su inestable base se deslizaba cerrando la Cuenca de Madrid. Esta, por su parte, se vio sometida a una importante compresión desde el este, y los materiales paleógenos acabaron cabalgados por el manto, o más bien por el conjunto de escamas tectónicas, de Altamira.

La zona objeto de estudio se encuentra en el sector nororiental de la Cuenca de Madrid.

Los materiales que caracterizan la zona objeto de estudio son depósitos formados por gravas, arenas y limos del Cuaternario.

6.- Sismología

6.1.- Introducción

La normativa utilizada a la hora de tener en cuenta o no los posibles efectos sísmicos sobre las obras proyectadas, ha sido la "Norma de Construcción Sismorresistente". NCSE-02. REAL DECRETO 997/2002 de 27 de septiembre.

NCSE-02 o Norma de construcción sismorresistente, es una norma española, publicada en BOE 11 octubre 2002.

Típicamente la norma NCSE-02 propone un método de cálculo, que al igual que su predecesora, la NCSE-94 utiliza los métodos tradicionales de proyecto sismorresistente basados en la resistencia.

La NCSE-02 está centrada en la seguridad de la estructura, pero no en cuantificar los daños, por lo que sus comprobaciones sólo son válidas en estado límite último.

Sus capítulos se ordenan como sigue:

- 🕒 Capítulo 1: generalidades.
- 🕒 Capítulo 2: peligrosidad sísmica y acción sísmica en cada punto del territorio.
- 🕒 Capítulo 3: métodos de cálculo para obtención de acciones y desplazamientos.

Capítulo 4: reglas de proyecto y prescripciones constructivas.

La norma NCSE-02 sigue las fases típicas del análisis dinámico de estructuras:

- En un primer paso se establece el modelo estructural adecuado. A partir de las características geométricas, los materiales y la configuración de la estructura del modelo se construyen las matrices de masa, amortiguación y rigidez de acuerdo a las convenciones habituales del análisis dinámico. A partir de esas matrices se puede determinar gracias al análisis modal espectral las frecuencias propias de la estructura y sus modos propios. El movimiento oscilatorio de la estructura se representa de hecho como un movimiento armónico compuesto, que en general no será periódico.
- A partir de la ubicación de la estructura, las propiedades del terreno y la zonificación sísmica asociada a la norma se estiman unas aceleraciones típicas impuestas por el terreno y recogidas en los espectros elásticos de respuesta.
- A continuación la combinación de la sollicitación sísmica resumida en los espectros de respuesta y las características de respuesta del terreno resumidas en las frecuencias y modos propios de la estructura, se determinan las fuerzas sísmicas equivalentes sobre el edificio. Posteriormente, estas fuerzas son reducidas en función de la ductilidad de la estructura.

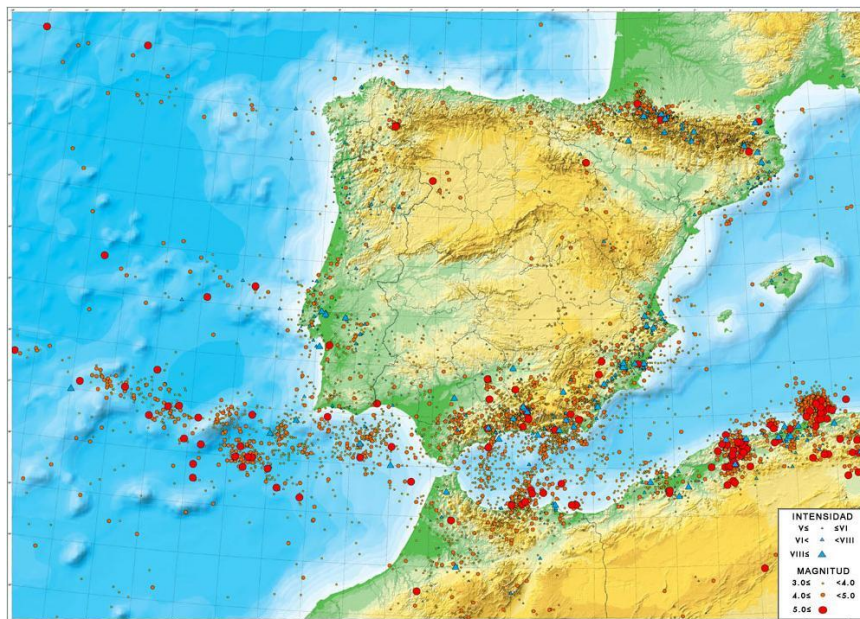


Figura Nº 16.- Magnitud y profundidad de los principales sismos en la zona. Ministerio de Fomento Subsecretaría. Dirección General del Instituto Geográfico.

6.2.- Mapa de peligrosidad sísmica. Coeficiente de distribución.

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica. Dicho mapa suministra el coeficiente de contribución K, que tiene en

cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto.

El valor obtenido es el siguiente:

Tabla 14. Coeficiente de distribución

Coeficiente de contribución	K	0,00
-----------------------------	---	------

6.3.- Mapa de peligrosidad sísmica. Aceleración sísmica básica.

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica. Dicho mapa suministra, expresada en relación al valor de la gravedad, g, la aceleración sísmica básica, a_b –un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno.

En la NSCE en su anejo nº 1 se representan los valores de la aceleración sísmica básica y del coeficiente de contribución, K, de los términos municipales con $a_b > \text{ó} = a$ 0,04g, organizado por comunidades autónomas.

El valor obtenido es el siguiente:

Tabla 15. Aceleración sísmica básica

Aceleración sísmica básica	a_b / g	< 0,04
----------------------------	-----------	--------

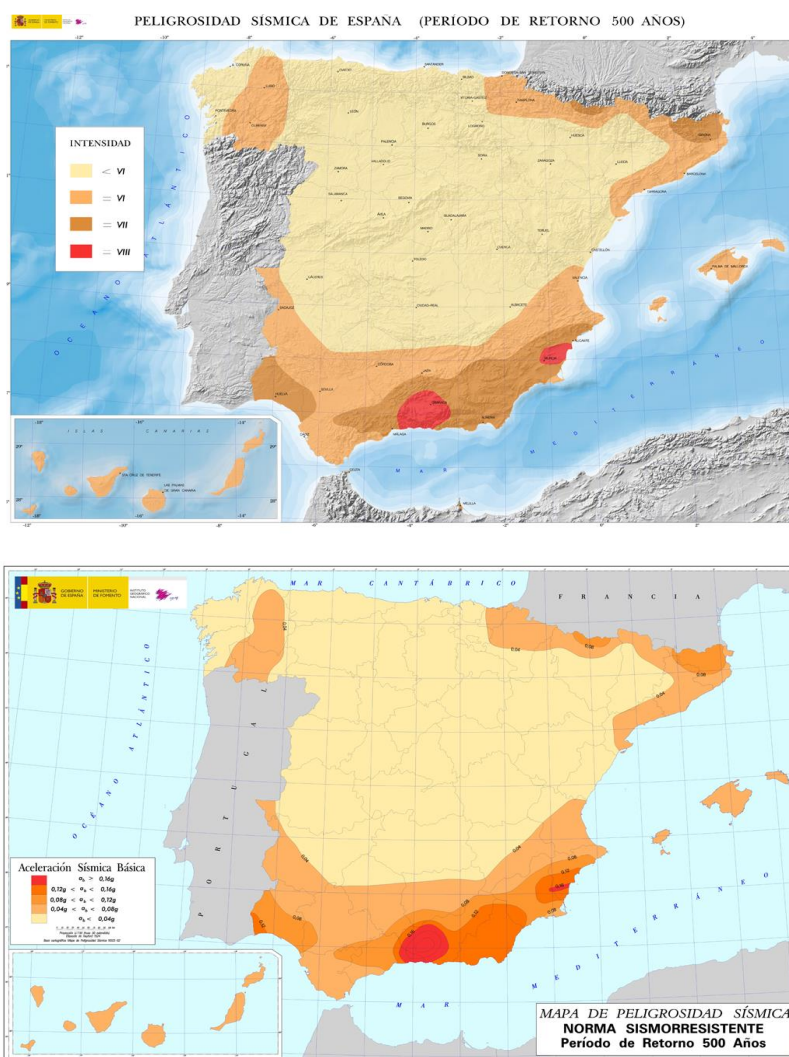


Figura Nº 17.- Peligrosidad sísmica de España (Período de retorno 500 años). Intensidad y aceleración sísmica básica.

7.- Caracterización geológica y geotécnica de los materiales

Los datos obtenidos se han analizado en gabinete, integrándolos con los existentes en la bibliografía consultada y permitiendo de esta manera la síntesis de los mismos en la que quedan representadas las distintas formaciones y suelos existentes, los datos hidrogeológicos más relevantes (zonas encharcadas, cursos de agua, etc.), las zonas potencialmente inestables (deslizamientos, etc.) y los condicionantes constructivos del terreno.

Una vez conocidas las diferentes formaciones existentes y su geometría, se procede a caracterizar los materiales.

Sintetizando, los aspectos fundamentales del trabajo realizado han sido el reconocimiento de los terrenos atravesados definiendo:

- 🕒 Litologías.
- 🕒 Clasificaciones de los materiales.
- 🕒 Características geotécnicas.
- 🕒 Situación del nivel piezométrico.
- 🕒 Obtención del perfil geotécnico.
- 🕒 Niveles geotécnicos.
- 🕒 Espesor de tierra vegetal y rellenos.

En función de los trabajos de campo realizados, junto con ensayos de laboratorio ejecutados podemos establecer la siguiente secuencia estratigráfica modelo:

Tabla 16. Modelo estratigráfico establecido.

<i>Nivel</i>	<i>Material</i>	<i>Desde (m.)</i>	<i>Hasta (m.)</i>
UG.1	Rellenos de naturaleza antrópica	0,00	6,50
UG.2	Arcillas limosas de tonos beige y marrones	6,50	-

El perfil esquemático obtenido se adapta a la siguiente secuencia de materiales detectados.

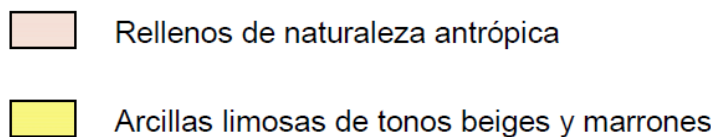


Figura Nº 18.- Perfil esquemático.

7.1.- Nivel piezométrico

Durante las labores de campo no se ha detectado Nivel piezométrico en los reconocimientos ejecutados.

Hemos de hacer notar que las medidas del nivel piezométrico se han realizado a la finalización de las perforaciones.

Es probable que el nivel piezométrico pueda oscilar en función del régimen climático y estacional no permaneciendo inalterable, consideración que habrá de ser tenida en cuenta.

7.2.- UG.1 Rellenos de naturaleza antrópica

La UG.1 esta formada por Rellenos de naturaleza antrópica, según los trabajos de campo y laboratorio realizados, junto con el seguimiento realizado en gabinete.

La distribución de este nivel, en referencia a su potencia, dentro de las perforaciones realizadas se detalla en la siguiente tabla:

**Tabla 17. Distribución
y potencia del nivel
estudiado.**

	S-01	S-02
UG-01	5,00	6,20
UG-02	10,30	9,33

Este nivel, para la columna estratigráfica adoptada, se ha situado entre las cotas 0,00 m. a techo y 6,50 m. a muro.

Los ensayos de campo realizados, en cuanto a consistencia o compacidad, junto con las muestras extraídas se detallan a continuación:

**Tabla 18. Toma de Muestras. Ensayos de Consistencia o
Compacidad**

Recon.	Tipo Muestra	Prof. (m.)	N(1)	N(2)	N(3)	N(4)	N30 (MI)	N30 (SPT)
S-01	SPT	3,10	18	14	8	7		22
S-02	SPT	3,00	5	13	11	10		24
S-02	SPT	5,90	2	2	19	14		21

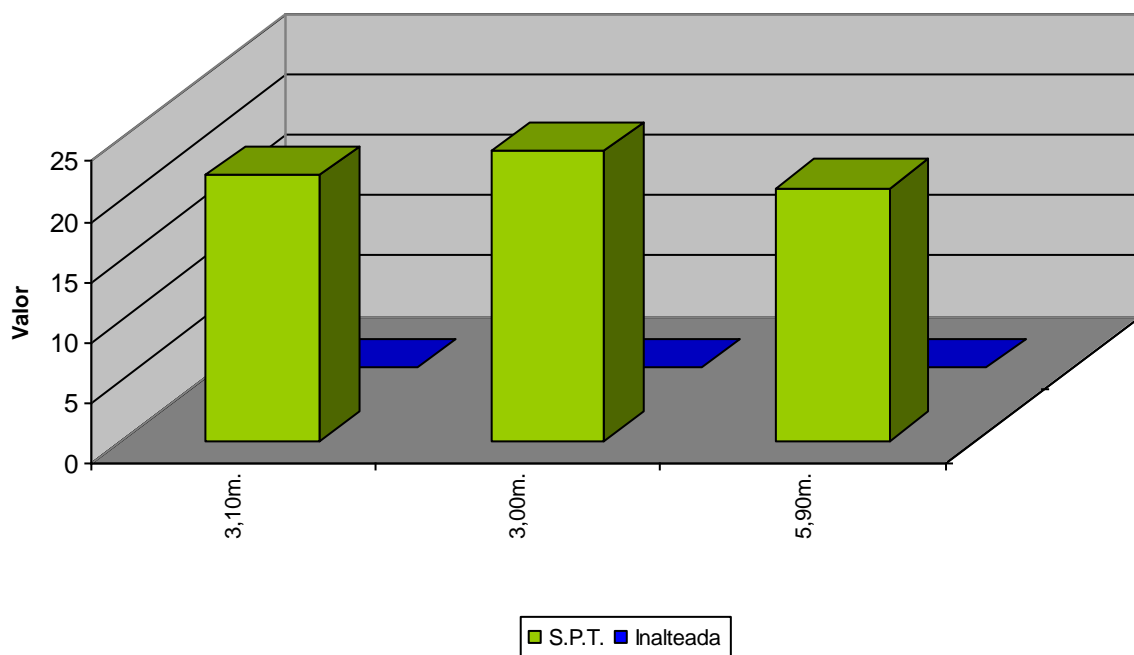


Figura Nº 19.- Valores de compacidad o consistencia.

Desde un punto de vista mecánico-geotécnico, este material se caracteriza por presentar bajo e irregular grado de compacidad, siendo imprevisibles los asentamientos que se pueden producir. Por tal motivo, no lo consideramos apto para cimentar directamente sobre él.

7.3.- UG.2 Arcillas limosas de tonos beige y marrones

La UG.2 esta formada por Arcillas limosas de tonos beige y marrones, según los trabajos de campo y laboratorio realizados, junto con el seguimiento realizado en gabinete.

La distribución de este nivel, en referencia a su potencia, dentro de las perforaciones realizadas se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 19. Distribución y potencia del nivel estudiado.

	S-01	S-02
UG-01	5,00	6,20
UG-02	10,30	9,33

Este nivel, para la columna estratigráfica adoptada, se ha situado entre las cotas 6,50 m. a techo y hasta la máxima profundidad reconocida.

Los ensayos de campo realizados, en cuanto a consistencia o compacidad, junto con las muestras extraídas se detallan a continuación:

Tabla 20. Toma de Muestras. Ensayos de Consistencia o Compacidad

Recon.	Tipo Muestra	Prof. (m.)	N(1)	N(2)	N(3)	N(4)	N30 (MI)	N30 (SPT)
S-01	SPT	6,40	4	7	6	8		13
S-01	TP	7,00						
S-01	SPT	9,10	34	14	16	28		30
S-01	TP	11,00						
S-01	SPT	11,80	9	16	13	13		29
S-01	SPT	14,70	7	9	16	12		25
S-02	TP	7,60						
S-02	SPT	9,00	5	6	13	10		19
S-02	TP	10,60						
S-02	SPT	12,00	16	6	7	8		13
S-02	SPT	15,00	34	30	34	R		64

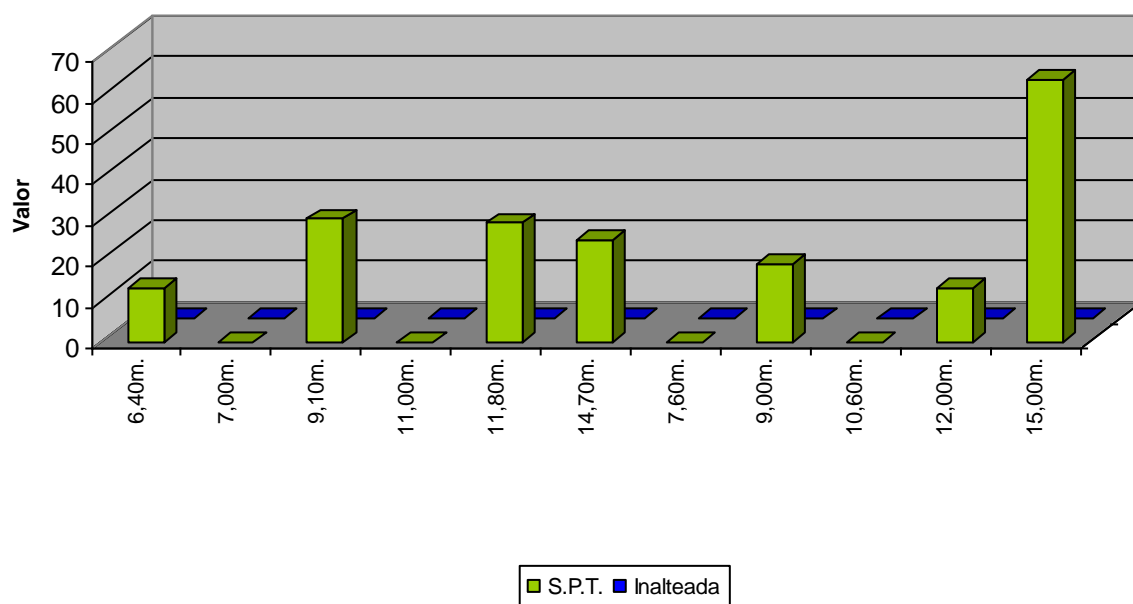


Figura Nº 20.- Valores de compacidad o consistencia.

7.4.- Muestras ensayadas en la UG-2.

7.4.1.- Identificación

Los ensayos granulométricos realizados, para esta unidad se detallan en la siguiente tabla, donde se aportan los resultados obtenidos:

Tabla 21. Valores granulométricos

Recon.	Prof. (m.)	Diámetro (mm.)				
		20,00	5,00	2,00	0,40	0,08
S-01	7,00	100,00	99,20	97,70	87,00	80,20
S-01	11,00	100,00	99,10	96,60	80,10	73,40
S-01	14,70	96,50	89,40	85,10	77,20	67,50
S-02	7,60	96,60	88,50	87,10	75,00	66,90
S-02	10,60	100,00	94,60	92,90	77,30	65,30
S-02	15,00	100,00	88,50	83,30	57,10	41,60

Los valores obtenidos en las curvas granulométricas han sido las siguientes:

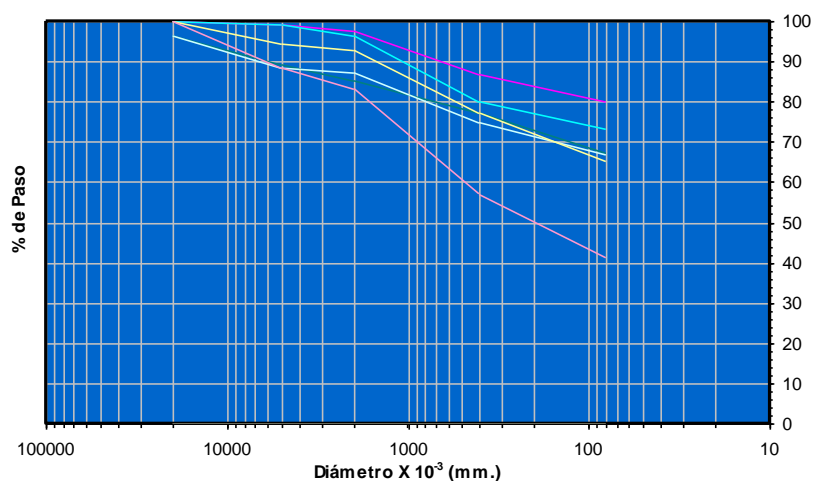


Figura N° 21.- Distribución de curvas granulométricas.

Los valores medios obtenidos han sido los siguientes:

Tabla 22. Valores estadísticos granulométricos

	Diámetro (mm.)				
	20,00	5,00	2,00	0,40	0,08
Mínimo (%)	96,50	88,50	83,30	57,10	41,60
Máximo (%)	100,00	99,20	97,70	87,00	80,20
Media (%)	98,85	93,22	90,45	75,62	65,82
Desviación	1,78	5,13	6,12	9,98	13,08
Nº de ensayos	6	6	6	6	6

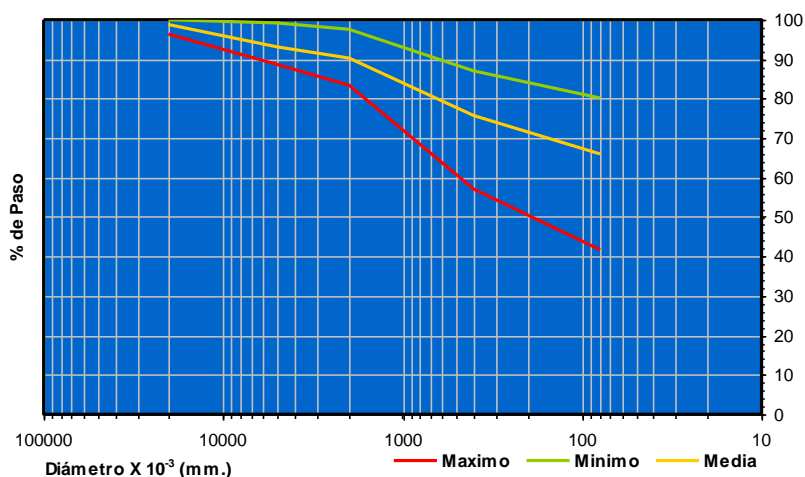


Figura N° 22.- Valores estadísticos gráficos.

Los valores obtenidos para cada uno de los ensayos de límites de Atterberg desarrollados en este trabajo se definen a continuación:

Tabla 23. Límites de Atterberg

Recon.	Prof. (m.)	Límite Líquido	Límite Plástico	Índice Plasticidad
S-01	7,00	66,00	41,90	24,10
S-01	11,00	45,50	27,20	18,30
S-01	14,70	54,40	23,10	31,30
S-02	7,60	33,20	22,80	10,40
S-02	10,60	41,80	19,00	22,70
S-02	15,00	0,00	0,00	0,00

La variación de los límites líquidos y plásticos se detallan a continuación:

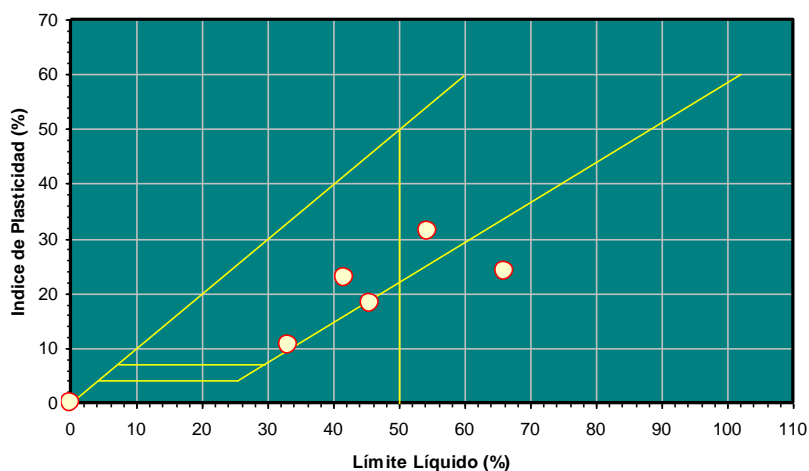


Figura Nº 23.- Carta de Casagrande.

Los valores medios obtenidos, referentes a los Límites de Atterberg han sido los siguientes:

**Tabla 24. Valores estadísticos
Límites de Atterberg**

	L. Líquido	I. Plasticidad
Mínimo (%)	0,00	0,00
Máximo (%)	66,00	31,30
Media (%)	40,15	17,80
Desviación	22,64	11,12
Nº de ensayos	6	6

La clasificación obtenida según los ensayos realizados ha sido la que se aporta en la tabla siguiente:

**Tabla 25. Clasificación
(Sistema Unificado de
Clasificación de Suelos)**

Recon.	Prof. (m.)	Clasificación
S-01	7,00	MH
S-01	11,00	ML
S-01	14,70	CH
S-02	7,60	CL
S-02	10,60	CL
S-02	15,00	SM

La distribución porcentual de las muestras ensayadas se puede ver en la grafica siguiente:

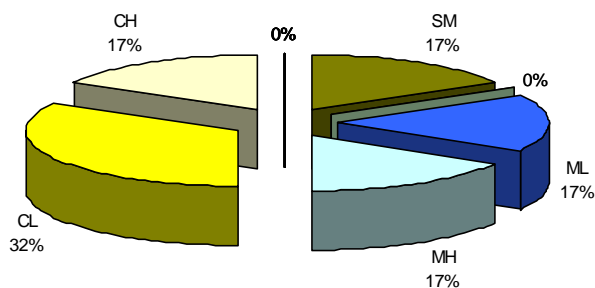


Figura Nº 24.- Clasificación.

7.4.2.- Ensayos químicos y agresividad en suelos

Los valores estadísticos obtenidos a partir de los ensayos realizados se establecen en la siguiente tabla:

Tabla 26. Valores estadísticos de ensayos químicos

	M. Orgánica (%)	Sulfatos (SO3) (%)	Sulfatos (SO4) mg/Kg	A. Baumann- Gully	Yesos (%)	Sales Solubles (%)	Carbonatos (CO3) (%)
Mínimo	-	0,00	-	24,48	-	-	-
Máximo	-	0,01	-	34,28	-	-	-
Media	-	0,01	-	29,38	-	-	-
Desviación	-	0,01	-	6,93	-	-	-
Nº de ensayos	0	2	0	2	0	0	0

7.4.3.- Parámetros de estado natural

Los valores obtenidos de los parámetros naturales ensayados han sido los siguientes:

Tabla 27. Valores obtenidos de estado natural

Recon.	Prof. (m.)	Peso Específico (kN/m ³)	Densidad seca (kN/m ³)	Densidad aparente (kN/m ³)	Humedad (%)
S-01	7,00		10,60	14,90	41,00
S-01	11,00		15,60	20,50	31,80
S-02	7,60		15,80	19,40	23,50
S-02	10,60		15,50	19,20	23,40

Los valores estadísticos del estado natural son los siguientes:

Tabla 28. Valores estadísticos

	P.Específico (kN/m ³)	Densidad seca (kN/m ³)	Densidad aparente (kN/m ³)	Humedad (%)
Mínimo	-	10,60	14,90	23,40
Máximo	-	15,80	20,50	41,00
Media	-	14,38	18,50	29,93
Desviación	-	2,52	2,47	8,37
Nº de ensayos	0	4	4	4

7.4.4.- Parámetros de resistencia

Los valores de resistencia obtenidos para este nivel son los siguientes:

Tabla 29. Valores obtenidos en los ensayos de resistencia ejecutados. *Nota: C (Corte Directo). T (Triaxial). CD (Ensayos consolidados y drenados). CU (Ensayos consolidados y sin drenar). UU (Ensayos sin consolidar y sin drenar).

Recon.	Prof. (m.)	Comp.Simple (KPa)	Ensayos con Drenaje			Ensayos sin Drenaje		
			Tipo de ensayo	Ang.roz. Efectivo	Coh.Efect. (Kpa)	Tipo de ensayo	Ang.roz. sin drenaje	Coh.sin dren.(Kpa)
S-01	11,00	140,00						
S-02	7,60	35,00						
S-02	10,60	145,00						

A partir de los ensayos realizados, se han podido establecer los siguientes valores estadísticos para el nivel definido como UG.2.

Los valores estadísticos referidos son los siguientes:

Tabla 30. Valores estadísticos de resistencia

	Comp.Simple (KPa)	Ensayos con Drenaje		Ensayos sin Drenaje	
		Ang.roz. Efectivo	Coh.Efect. (Kpa)	Ang.roz. sin drenaje	Coh.sin dren.(Kpa)
Mínimo	35,00	-	-	-	-
Máximo	145,00	-	-	-	-
Media	106,67	-	-	-	-
Desviación	62,12	-	-	-	-
Nº de ensayos	3	0	0	0	0

Los valores de compresión simple obtenidos se detallan en la siguiente gráfica:

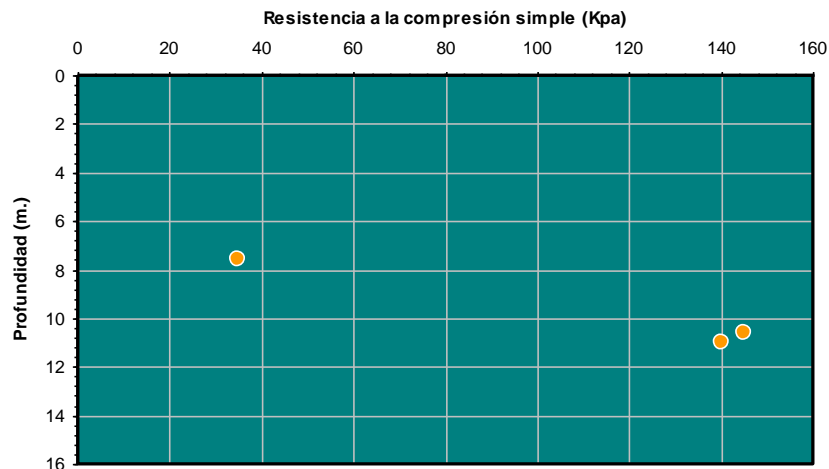


Figura Nº 25.- Valores de compresión simple en relación a la profundidad.

7.4.5.- Ensayos de expansividad y colapso

Los ensayos de expansividad y colapso, junto con los valores obtenidos, se aportan en la siguiente tabla:

Tabla 31. Valores obtenidos en los ensayos de laboratorio

Recon.	Prof. (m.)	eo (ind. poros)	Presion preconsolid. (Kpa)	P.Hincham. (Kpa)	Hincham. libre (%)	Clasif. Lambe	Asiento en colapso (%)
S-01	7,00			0,00			
S-01	11,00			0,00			
S-02	7,60			14,71			
S-02	10,60			24,52			

8.- Agresividad

La clasificación de la agresividad química se ha realizado de acuerdo a lo recogido en el Código Estructural aprobado el 29 de junio de 2021 en el Real Decreto 470/2021, que regula las estructuras de hormigón, de acero y mixtas de hormigón-acero, tanto de edificación como de obra civil.

A modo de resumen se recoge en la siguiente tabla los criterios para la clasificación del tipo de exposición:

Tabla 32. Tipo de exposición.

Tipo de medio agresivo	Parámetros	Tipo de exposición		
		XA1	XA2	XA3
		Ataque débil	Ataque medio	Ataque fuerte
Agua	Valor del PH, según UNE 83.952	6,5-5,5	5,5-4,5	< 4,5

Tabla 32. Tipo de exposición.

Tipo de medio agresivo	Parámetros	Tipo de exposición		
		XA1	XA2	XA3
		Ataque débil	Ataque medio	Ataque fuerte
	CO ₂ Agresivo (mg CO ₂ /l), según UNE- EN 13.577	15- 40	40- 100	> 100
	Ión Amonio (mg NH ₄ ⁺ /l), según UNE 83.954	15- 30	30- 60	> 60
	Ión Magnesio (mg Mg ²⁺ /l), según UNE 83.955	300- 1000	1000- 3000	> 3000
	Ión Sulfato (mg SO ₄ ²⁻ /l), según UNE 83.956	200- 600	600- 3000	> 3000
	Residuo Seco (mg/l), según UNE 83.957	75- 150	50- 75	< 50
Suelo	Grado de Acidez Baumann-Gully (ml/kg), según UNE 83.962	> 200	(*)	(*)
	Ión Sulfato (mg SO ₄ ²⁻ /kg de suelo seco), según UNE 83.963	2000- 3000	3000- 12000	> 12000

(*) Estas condiciones no se dan en la práctica

8.1.- Valores obtenidos en muestras de suelos

Según los trabajos realizados se establecen los siguientes tipos de exposición obtenidos en muestras de suelos:

Tabla 33. Tipos de exposición obtenidos.

Unidad Geotécnica	Definición	Tipo de exposición
UG.1	Rellenos de naturaleza antrópica	-
UG.2	Arcillas limosas de tonos beige y marrones	No agresivo

9.- Expansividad

Una problemática relevante y a tener en cuenta en nuestro país, es la presencia de suelos arcillosos expansivos, cuya principal característica es la de producir movimientos como consecuencia de hinchamientos y retracciones del subsuelo sobre el cual apoya la cimentación, debidos a cambios de humedad y que provocan en la mayoría de los casos daños estructurales importantes.

La capacidad expansiva del suelo depende de su naturaleza; si un suelo arcilloso modifica el contenido de humedad, el cambio de volumen puede ser significativo. Tanto por aumento de volumen por mayor tenor de humedad como, al reducir la humedad, suele producirse retracción por desecación.

Los criterios de peligrosidad más aceptados son los siguientes:

Tabla 34. Criterios de peligrosidad según Jiménez Salas.

Parámetro	Nula	Marginal	Crítica	Muy crítica
Límite líquido LL	<30	30-40	40-60	>60
Índice de Plasticidad IP	0-15	10-35>	20-55	>45
%<1 µm	<15	13-23	23-30	>28
%<0,074 µm	<30	30-60	60-95	>90
Índice PVC de Lambe	<2	2-4	4-6	>6
Índice de desecación ID	>1	0,8-1	0,6-0,8	<0,6

Tabla 35. Criterios de peligrosidad según Chen.

% Pasa por Tamiz 200	Límite líquido	S.P.T.	Expansión Probable %	Presión de Hinchamiento	Grado de expansión
>95	>60	>30	>10	>10	muy alto
60-95	40-60	20-30	3-10	2,5-10	alto
30-60	30-40	10-20	1-5	1,5-2,5	medio
<30	<30	<10	<1	<0,5	bajo

9.1.- Valores y cuantificaciones obtenidas

Según los trabajos realizados se han podido establecer los siguientes valores de expansividad según los criterios utilizados:

Tabla 36. Valoración de la expansividad.

Unidad Geotécnica	Definición	Criterio de peligrosidad
UG.1	Rellenos de naturaleza antrópica	-
UG.2	Arcillas limosas de tonos beige y marrones	Marginal a Crítico

10.- Determinación de la excavabilidad

10.1.- Metodología

Para estimar la excavabilidad de cualquier tipo de terreno suele acudir a la velocidad de las ondas obtenidas en perfiles sísmicos de refracción. En el caso de suelos no es habitual la realización de este tipo de ensayos, ya que comúnmente las velocidades de transmisión de las ondas suelen ser inferiores a 1500m/s.

Como referencia, en el National Engineering Handbook del Departamento de Agricultura de Estados Unidos se facilita la siguiente tabla de indicadores de la excavabilidad del terreno:

Tabla 37. Correlación de varios indicadores para la excavabilidad del terreno. Modificada del National Engineering Handbook

Resistencia del terreno	Descripción	Velocidad sísmica (m/s)	Potencia necesaria (Hp)
Suelo cohesivo muy blando a firme o suelo granular de densidad muy suelta a media	Excavación manual	< 600	-
Suelo cohesivo firme o suelo granular denso en transición a roca muy blanda o dura. Material con aspecto de roca	Maquinaria común	600-1500	≥ 100
Roca blanda a moderadamente blanda	Ripado fácil	1500-2100	≥ 150
Roca moderadamente dura a dura	Ripado difícil	2100 - 2450	≥ 250
Roca muy dura	Ripado muy difícil	2450 - 2750	≥ 350
Roca extremadamente dura	Ripado extremadamente difícil o voladura	>3000	≥ 500

En el caso de rocas, existen numerosos métodos para estimar la facilidad de excavación o ripabilidad del terreno, dependientes todos ellos del tipo de maquinaria empleada o los parámetros del macizo rocoso.

El primer caso es evidente, por cuanto la utilización de maquinaria más potente puede hacer que sea “excavable” un terreno que no lo era con medios más modestos.

En cuanto a los factores inherentes al terreno que influyen en la excavabilidad se pueden señalar los siguientes:

- Tipo de roca: Las rocas sedimentarias son normalmente más fáciles de ripar debido en parte a su estratificación. Las rocas metamórficas son generalmente más difíciles de ripar, aunque esto es muy variable, dependiendo de su grado de foliación. Las rocas ígneas son las más difíciles de excavar debido a la escasa existencia de planos de debilidad.
- Estructura: Las discontinuidades en las rocas facilitan el ripado. Establecer la continuidad, espaciado, orientación e inclinación de las juntas, existencia o no de rellenos, es de particular importancia para asegurar la ripabilidad
- Resistencia: Las rocas con menor resistencia a la compresión simple son más fácilmente excavables.
- Meteorización: Las rocas más alteradas se excavan más fácilmente
- Fábrica: Las rocas de grano grueso se ripan más fácilmente que las de grano fino.

El método de determinación de la ripabilidad mediante la medida de la velocidad de las ondas sísmicas fue desarrollado inicialmente en 1958 por la empresa constructora de maquinaria Caterpillar, y se basa en que las ondas sísmicas viajan más rápidamente a través de rocas que tienen una alta densidad que por las menos consolidadas. La velocidad sísmica media depende de factores geológicos tales como dureza, estratificación, grado de fracturación y grado de meteorización, que como se ha indicado anteriormente, todos ellos influyen en la ripabilidad.

Sin embargo, la simple determinación de la velocidad sísmica media no se correlaciona bien con la ripabilidad, de modo que rocas con velocidades sísmicas similares pueden presentar distinta resistencia a la excavación.

Así, Caterpillar desarrolla una serie de gráficos de ripabilidad en función del tipo de maquinaria, litología implicada y velocidad sísmica. Ejemplos de estos gráficos se muestran en las siguientes figuras:

D8R/D8R Series II

- Multi or Single Shank No. 8 Ripper
- Estimated by Seismic Wave Velocities

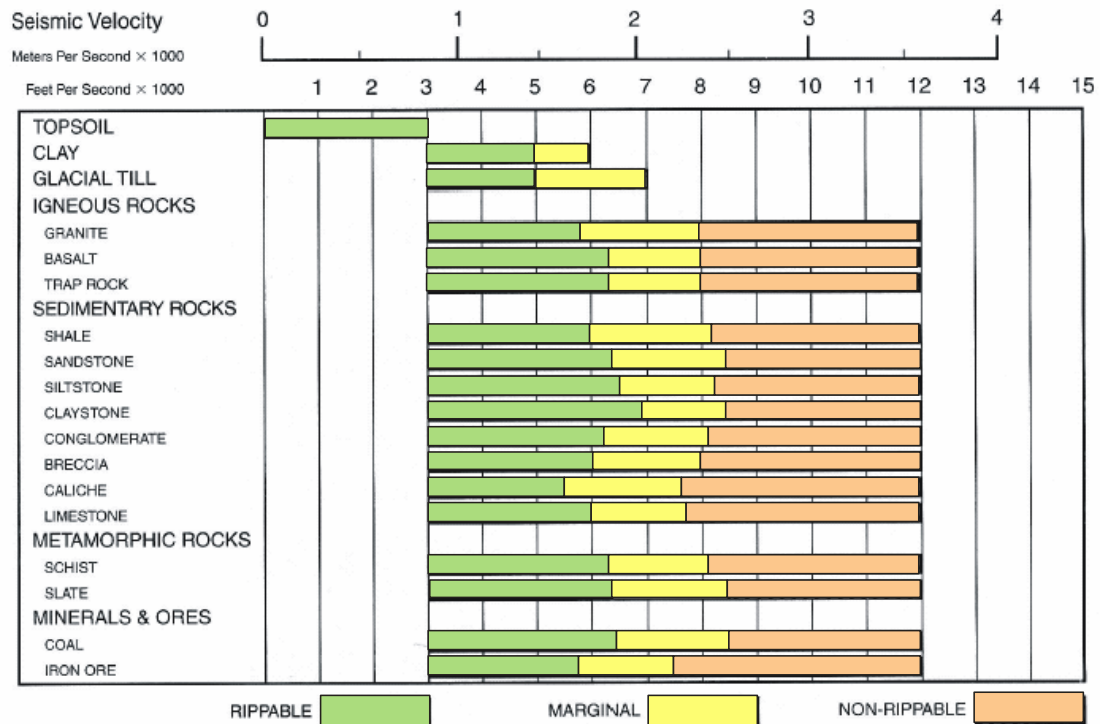


Figura Nº 26.- Ejemplo de gráfico de ripabilidad de Caterpillar para un bulldozer tipo D8.

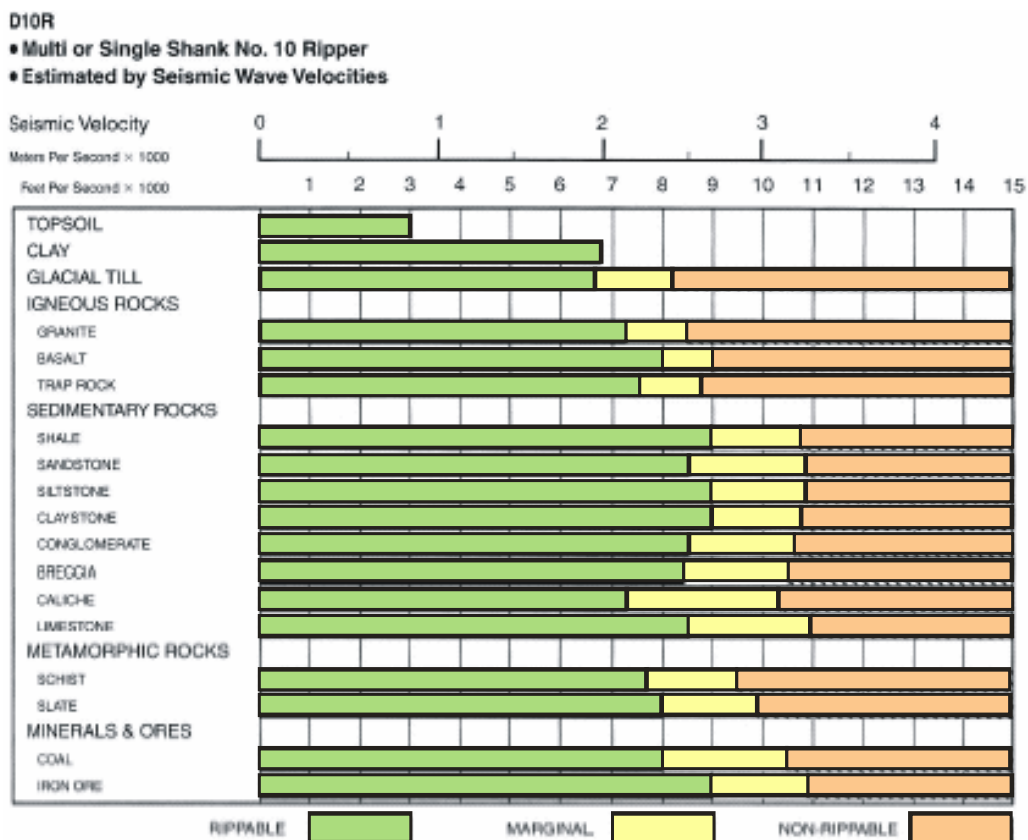


Figura Nº 27.- Ejemplo de gráfico de ripabilidad de Caterpillar para un bulldozer tipo D10.

Igualmente, se han desarrollado gráficos de estimación de la productividad, si bien es necesario señalar que se refieren a condiciones ideales de máquinas que dedican todo su tiempo al escarificado, con el cien por cien de eficiencia, por lo que los resultados reales pueden ser considerablemente menores:

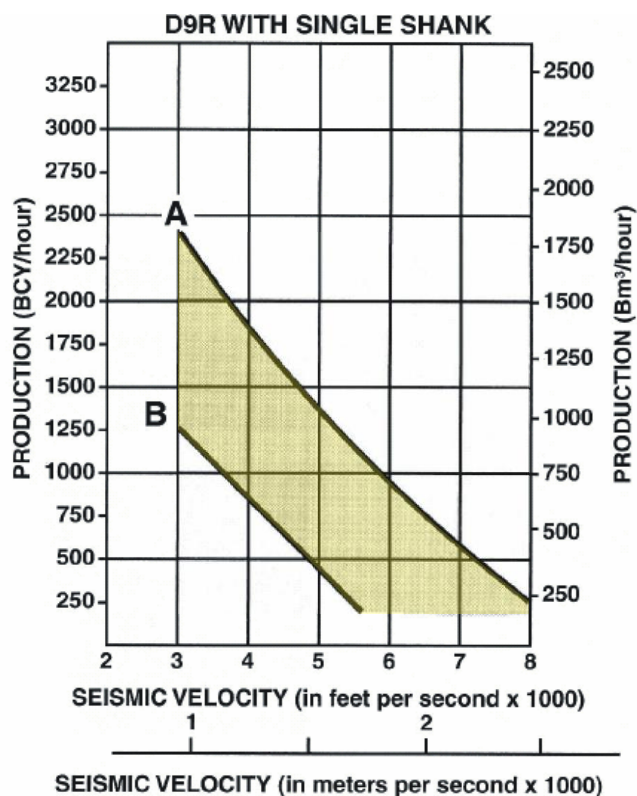


Figura Nº 28.- Ejemplo de gráfico de productividad de Caterpillar para un bulldozer tipo D9.

10.2.- Evaluación de la excavabilidad

De acuerdo con los resultados obtenidos en los diferentes trabajos realizados se puede estimar la excavabilidad del siguiente modo, para cada uno de los niveles definidos en los apartados anteriores:

Tabla 38. Excavabilidad.

Unidad Geotécnica	Definición	Excavabilidad
UG.1	Rellenos de naturaleza antrópica	Maquinaria común
UG.2	Arcillas limosas de tonos beige y marrones	Maquinaria común

11.- Modelo de cimentación

Como modelo de cimentación entendemos adecuado optar por uno de tipo profundo y dentro de estos consideramos acertado optar por una cimentación mediante pilotes, estos deberán quedar empotrados en la unidad portante referida UG.2 Arcillas limosas de tonos beige y marrones.

No asignamos capacidad resistente a la unidad UG.1 dado su bajo grado de consistencia que incluso podrían desarrollar efectos parasitarios.

Entendemos el tipo de pilote más adecuado para el terreno que nos ocupa será el pilote hormigonado "in situ". Los pilotes "in situ" deben tener un diámetro proporcional a la profundidad para efectuar correctamente el hormigonado.

11.1.-Metodología para el cálculo de carga admisible en pilotes

11.1.1.- Concepto de carga de hundimiento

El estado límite último de rotura por hundimiento se produce cuando la carga vertical sobre la cabeza del pilote supera la resistencia característica del terreno (R_{ck}) causando asientos elevados. Dicha resistencia característica puede considerarse dividida en dos partes: resistencia por punta (R_{pk}) y resistencia por fuste (R_{fk}).

$$R_{ck} = R_{pk} + R_{fk}$$

Cada una de estas resistencias se obtiene como la integración de una resistencia unitaria en la superficie donde actúa:

$$R_{pk} = q_p \cdot A_p$$
$$R_{fk} = \int_0^L \tau_f \cdot p_f \cdot dz$$

Siendo

q_p resistencia unitaria por punta

A_p área de la punta

τ_f resistencia unitaria por fuste

L longitud del pilote dentro del terreno

p_f perímetro de la sección transversal del pilote

z profundidad contada desde la parte superior del pilote en el contacto con el terreno

El valor de cálculo de la resistencia del terreno o carga de hundimiento se determina mediante la siguiente expresión:

$$R_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma_R}$$

Siendo

γ_R el coeficiente parcial de resistencia

R_{ck} la resistencia característica del terreno

En la siguiente tabla se reproducen los valores que toma el coeficiente de seguridad parcial γ_R en el estado límite último de hundimiento para cimentaciones profundas, según la tabla 2.1 del DB-SE-C:

Tabla 39. Coeficientes de seguridad parciales de resistencia

Situación de dimensionado	Método de cálculo	Coeficiente de seguridad parcial frente al hundimiento
Persistente o transitoria	Ensayos de campo o fórmulas analíticas a largo plazo	3,0
	Pruebas de carga, pruebas dinámicas de hinca o fórmulas analíticas a corto plazo	2,0
Extraordinaria	Ensayos de campo o fórmulas analíticas	2,0
	Pruebas de carga o pruebas dinámicas de hinca	1,5

11.1.2.- Resistencia unitaria por punta

En terrenos heterogéneos se supone que resistencia por punta está controlada por un terreno con las características medias de la zona comprendida entre tres diámetros bajo la punta (zona activa inferior) y seis diámetros sobre la punta (zona pasiva superior).

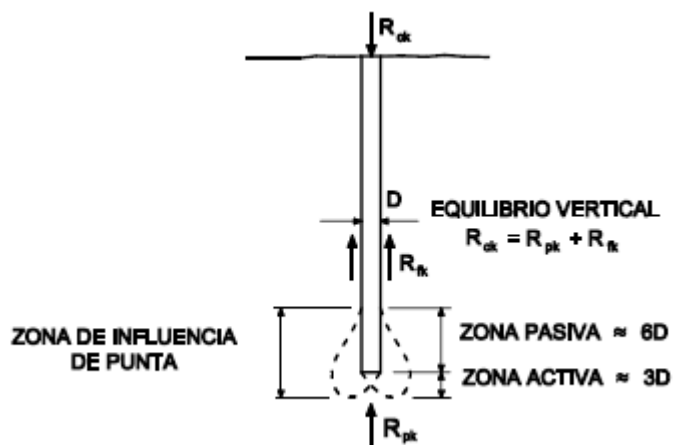


Figura Nº 29.- Esquema de distribución de la carga de un pilote aislado

La resistencia unitaria por punta de pilotes se estima mediante las siguientes expresiones, según el tipo de terreno:

Suelos granulares: $q_p = f_p \cdot \sigma'_{vp} \cdot N_q \leq 20 \text{ MPa}$

Suelos cohesivos: $q_p = N_p c_u$

Tabla 40. Variables para el cálculo de la resistencia unitaria por punta

Variable	Definición	Expresión
f_p	Factor de proporcionalidad de la punta	$f_p=3$ para pilotes hincados $f_p=2,5$ para pilotes hormigonados "in situ"
σ'_{vp}	Presión vertical efectiva al nivel de la punta	
N_p	Factor de capacidad de carga	$N_p = 9$
N_q	Factor de capacidad de carga	$\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot e^{\pi \tan \phi}$
N_q	Factor de capacidad de carga	$\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot e^{\pi \tan \phi}$
ϕ	Ángulo de rozamiento interno del suelo	
c_u	Resistencia al corte sin drenaje teniendo en cuenta la presión de confinamiento al nivel de la punta	

En caso de que bajo la punta exista un nivel arcilloso de menor resistencia, la resistencia unitaria por punta estará limitada por la siguiente expresión:

$$q_p \leq 6 \left(1 + \frac{H}{D} \right)^2 c_u$$

siendo

H distancia de la punta al techo del nivel cohesivo blando

D diámetro del pilote

c_u resistencia al corte sin drenaje del nivel cohesivo blando

11.1.3.- Resistencia unitaria por fuste

En terrenos heterogéneos y cuando pueda suponerse la resistencia unitaria por fuste constante por tramos, la resistencia total por fuste puede considerarse como un sumatorio:

$$R_{fk} = \sum \tau_f \cdot A_f$$

siendo

τ_f resistencia unitaria por fuste en cada tramo

A_f área del contacto entre el fuste del pilote y el terreno en cada tramo

La resistencia unitaria por fuste de pilotes se estima mediante las siguientes expresiones, según el tipo de terreno:

Suelos granulares: $\tau_f = \sigma'_v \cdot k_f \cdot f \cdot \tan \phi \leq 120 \text{ kPa}$

Suelos cohesivos: $\tau_f = \frac{100c_u}{100 + c_u} (\tau_f \text{ y } c_u \text{ en kPa})$

Tabla 41. Variables para el cálculo de la resistencia unitaria por fuste

Variable	Definición	Expresión
f	Factor de reducción del rozamiento del fuste	f=1 para pilotes de hormigón "in situ" o de madera f=0,9 para pilotes prefabricados de hormigón f=,8 para pilotes de acero en el fuste
K _f	Coeficiente de empuje horizontal	K _f =1 para pilotes hincados K _f =0,75 para pilotes perforados
σ'_v	Presión vertical efectiva al nivel considerado	
ϕ	Ángulo de rozamiento interno del suelo	
c _u	Resistencia al corte sin drenaje	

11.1.4.- Consideración del efecto grupo en la carga de hundimiento

El efecto grupo deberá considerarse para separaciones entre ejes de pilotes inferiores a 3 diámetros. En grupos de 4 pilotes o más debe considerarse una carga de hundimiento del grupo R_{ckg} inferior a la suma de las cargas de hundimiento de los pilotes aislados R_{ck}, según un coeficiente de eficiencia definido como sigue:

$$\eta = \frac{\text{Carga de hundimiento del grupo}}{n \cdot \text{Carga hundimiento del pilote individual}} = \frac{R_{ckg}}{n \cdot R_{ck}}$$

siendo n el número de pilotes

Tabla 42. Valores del coeficiente de eficiencia

Separación entre ejes	General	Pilotes hincados en arenas densas
s < 1D	1,0	1,0 ⁽¹⁾
1D < s < 3D	Interpolación lineal	1,0 ⁽¹⁾
s > 3D	0,7	1,0 ⁽¹⁾
Observaciones:		
⁽¹⁾ Podrá aumentarse hasta 1,3 por la posible compactación, previa justificación		

En caso de existir un estrato cohesivo blando bajo la punta del pilote, también debe considerarse el efecto grupo si la separación entre pilotes es inferior a la distancia de la punta al techo de dicho estrato.

11.1.5.- Estimación de asientos del pilote aislado

En la mayoría de los casos, se considera que el asiento de un pilote vertical aislado sometido a una carga vertical, de servicio, en su cabeza igual a la máxima recomendable por razones de hundimiento es del uno por ciento de su diámetro, más el acortamiento elástico del pilote.

Para una carga cualquiera sobre la cabeza, dicho asiento puede calcularse mediante la siguiente formula aproximada:

$$s_i = \left(\frac{D}{40 R_{ck}} + \frac{\ell_1 + \alpha \ell_2}{AE} \right) P$$

Siendo

- s_i el asiento del pilote individual aislado
- D el diámetro del pilote (o diámetro equivalente)
- P la carga sobre la cabeza
- R_{ck} la carga de hundimiento
- L_1 la longitud del pilote fuera del terreno
- L_2 la longitud del pilote dentro del terreno
- A el área de la sección transversal del pilote
- E el módulo de elasticidad del pilote
- α un parámetro variable según el tipo de transmisión de cargas al terreno, $\alpha=1$ para pilotes columna y $\alpha=0.5$ para pilotes flotantes. En casos intermedios,

$$\alpha = \frac{1}{R_{ck}} (0,5 R_{fk} + R_{pk})$$

11.1.6.- Consideración del efecto grupo en la estimación de asientos

En grupos de pilotes, y debido a la interferencia de las cargas, el asiento de cada pilote puede ser mayor que el calculado aisladamente.

El procedimiento de cálculo descrito en el DB-SE-C consiste en considerar la carga de todo el grupo de pilotes como una carga uniformemente distribuida a una profundidad z bajo la superficie del terreno, calculando a continuación los asientos producidos según los métodos de cálculo generales en cimentaciones superficiales.

La profundidad de referencia se define como $z = \alpha \cdot l_2$, siendo α y l_2 los parámetros indicados en el apartado anterior.

El área en la que se aplica la carga uniforme viene definida por $B_1 \times L_1$, donde:

$$B_1 = B_{\text{grupo}} + (1 - \alpha) \ell_2$$

$$L_1 = L_{\text{grupo}} + (1 - \alpha) \ell_2$$

siendo B_{grupo} y L_{grupo} las dimensiones del grupo, considerando los planos exteriores tangentes a los pilotes externos del grupo.

11.1.7.- **Tope estructural**

El tope estructural o carga nominal es el valor de cálculo de la capacidad resistente del pilote, que en ocasiones puede llegar a ser inferior a la carga de hundimiento del terreno.

Los valores del tope estructural se calculan de acuerdo con la siguiente expresión:

$$Q_{\text{tope}} = \sigma \cdot A$$

siendo

A el área de la sección transversal del pilote

σ la tensión del pilote, según la siguiente tabla:

Tabla 43. Valores para el cálculo del tope estructural de pilotes

Procedimiento	Tipo de pilote	Valores de σ (Mpa)	
Hincados	Hormigón pretensado o postesado	0.30 ($f_{ck}-0.90f_p$)	
	Hormigón armado	0.30 f_{ck}	
	Metálicos	0.30 f_{yk}	
	Madera	5	
Perforados	Tipo de apoyo		
		Suelo firme	Roca
	Entubados	5	6
	Lodos	4	6
	En seco	4	5
	Barrenados sin control de parámetros	3.5	5
	Barrenados con control de parámetros	4	-

11.1.8.- Efecto de rozamiento negativo

La situación de rozamiento negativo se produce cuando el asiento del terreno circundante al pilote es mayor que el asiento del pilote. En esta situación, el pilote soporta, además de la carga que le transmite la estructura, parte del peso del terreno. Como consecuencia, el rozamiento negativo hace que aumente la carga total de compresión que el pilote tiene que soportar.

Debe estudiarse el posible desarrollo de rozamiento negativo cuando se dé alguna de las circunstancias siguientes:

- Consolidación por su propio peso de rellenos o niveles de terreno de reciente deposición
- Consolidación de niveles compresibles bajo sobrecargas superficiales
- Variaciones del nivel freático
- Humectación de niveles colapsables
- Asientos de materiales granulares inducidos por cargas dinámicas (vibraciones, sismo)
- Subsidiencias inducidas por excavaciones o disolución de materiales profundos

La identificación del problema puede realizarse comparando, mediante un cálculo previo, los asientos del terreno y del pilote. En general es suficiente una pequeña diferencia de asientos para que se produzca rozamiento negativo. Un asiento de 1 cm puede producir efectos notables.

El rozamiento lateral por fuste se puede reducir notablemente en pilotes prefabricados (hormigón, metálicos o madera) tratándolo mediante pinturas bituminosas.

El rozamiento unitario negativo en el fuste se calculará con la expresión:

$$F_{s,neg} = \sum_{i=1}^n \beta_i \cdot \sigma'_{vi}$$

Siendo:

i cada una de las unidades geotécnicas consideradas a lo largo del pilote

β 0,25 en arcillas y limos blandos; 0,1 en arenas flojas y 0,8 en arenas densas

σ'_{vi} la tensión efectiva en el punto del fuste considerado

Cuando el rozamiento negativo no se desarrolle en su totalidad a lo largo del fuste, podrán emplearse métodos de cálculo que consideren deformaciones relativas entre el suelo y el pilote para cuantificar la profundidad hasta la que se produce.

Los pilotes exteriores de los grupos de pilotes deben considerarse sometidos al mismo rozamiento negativo que si estuviesen aislados, especialmente los situados en las esquinas.

Normalmente, el rozamiento negativo no se desarrolla en su totalidad. Por ello puede ser conveniente realizar un cálculo de deformaciones relativas suelo-pilote, para encontrar la profundidad hasta la que actúa el rozamiento negativo.

11.1.9.- **Cálculo de la carga admisible en pilotes. Hipótesis de cálculo**

A continuación se recogen los valores de resistencia unitaria por punta y por fuste para cada una de las unidades geotécnicas identificadas en función de la zona de estudio.

Tabla 44. Hipótesis de cálculo pilotes

Tipología de cimentación	Pilotaje
Resguardo mínimo	En todo caso, deberá comprobarse que el pilote queda empotrado en el nivel portante último al menos 6 veces su diámetro, y que bajo su punta existe un espesor de terreno análogo de al menos 3 veces su diámetro
Tipo de pilote	Hormigonado in situ
Situación de dimensionado	Persistente – Corto plazo

11.1.10.- **Cálculo de la carga admisible en pilotes**

Los valores de resistencia unitaria por fuste y punta son los siguientes:

Tabla 45. Hipótesis de cálculo pilotes (Cont.)

Unidad Geotécnica	Potencia <i>m</i>	Parámetro característico del nivel para el cálculo	Resistencia unitaria por fuste	Resistencia unitaria por punta
-		<i>N</i>	<i>C_u</i> <i>KPa</i>	<i>KPa</i> <i>MPa</i>
U.G. 01: Rellenos de naturaleza antrópica	6,50	No se le asigna capacidad resistente		
U.G. 02: Arcillas limosas de tonos beige y marrones	Indefinida en profundidad	-	120	54,54 1,08
Observaciones:				
C _u : resistencia al corte sin drenaje (niveles predominantemente cohesivos)				
N: golpeo medio característico del nivel (en niveles predominantemente granulares)				

12.- Resumen y Conclusiones

A partir de todos los trabajos realizados y lo referido anteriormente, en este documento, se pueden extraer este resumen a modo de conclusiones:

- El presente documento responde al **INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO IES ARGANDA DEL REY (LINEA 6) Y PISTA DEPORTIVA** en ARGANDA DEL REY solicitado a **CEMOSA** por **DIRECCIÓN GENERAL DE INFRAESTRUCTURAS, COMUNIDAD DE MADRID**.
- El trabajo se establece con expediente O/2005036/37, y realizado por la delegación de CEMOSA en Madrid.
- Las coordenadas aproximadas de la zona estudiada se aportan a continuación:

Tabla 46. Coordenadas aproximadas UTM

UTM	
X	Y
461.400	4.461.000

Nota: Huso UTM: 30, Zona: S, Datum: WGS84.

- Los trabajos de campo realizados se definen a continuación.

Tabla 47. Trabajos de campo

Tipo	Unidades	Profundidad mínima alcanzada (m.)	Profundidad máxima alcanzada (m.)
Sondeos mecánicos con recuperación de testigo	2	15,30	15,50
Sondeos a penetración dinámica	4	8,20	16,00

- Los ensayos y trabajos de campo realizados para determinar las características de los materiales detectados han sido los siguientes:

Tabla 48. Ensayos y Trabajos de campo

Ensayo	unidades	norma
Ensayo de penetración estandar (SPT)	10	UNE 103800
Testigo parafinado	4	ASTM D6640-01

- Los ensayos de laboratorio realizados para la elaboración de este documento quedan reflejados en las tablas siguientes:

Tabla 49. Trabajos de laboratorio

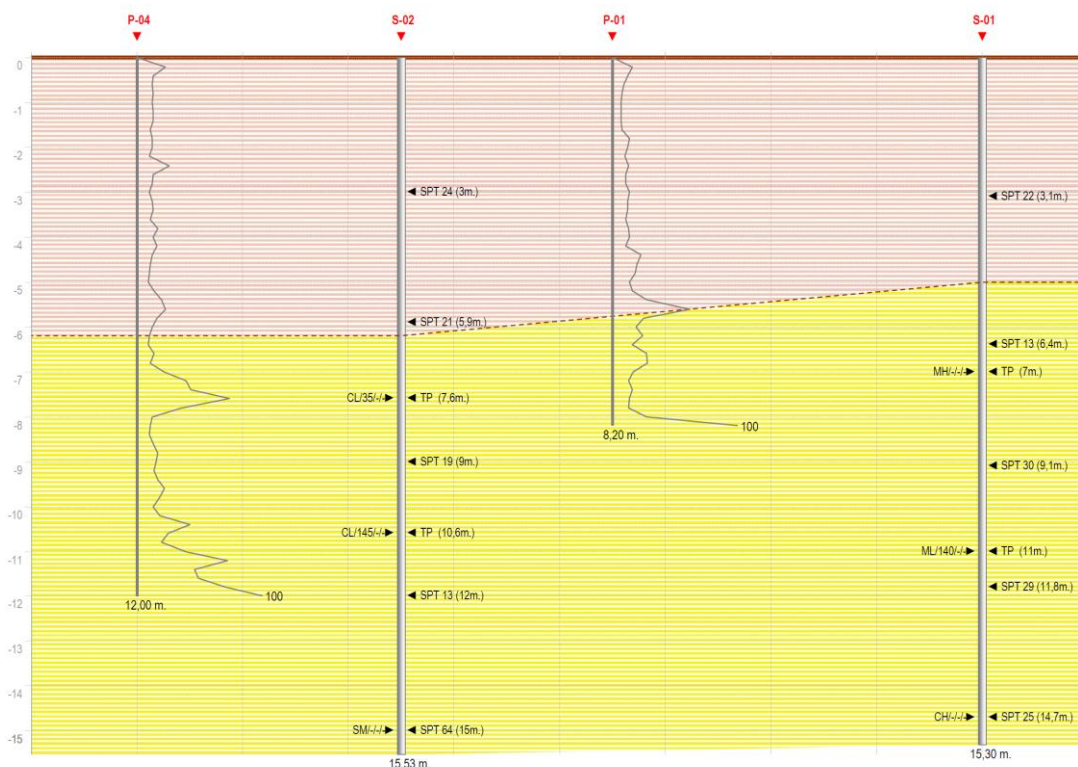
Ensayo	unidades	norma
Clasificación USCS	6	ISSMGE
Análisis granulométrico por tamizado	6	UNE 103101
Determinación de los límites de Atterberg	6	UNE 103103 - 104
Determinación de humedad natural	4	UNE 103300
Determinación de peso específico aparente	4	UNE 103301
Ensayo de compresión simple en suelos	3	UNE 103400
Determinación de la presión de hinchamiento	4	UNE 103602
Determinación del contenido en sulfatos	2	UNE 103202
Determinación del grado de acidez Baumann-Gully	2	EHE

- En función de los trabajos de campo realizados, junto con ensayos de laboratorio ejecutados podemos establecer la siguiente secuencia estratigráfica modelo:

Tabla 50. Modelo estratigráfico establecido.

Nivel	Material	Desde (m.)	Hasta (m.)
UG.1	Rellenos de naturaleza antrópica	0,00	6,50
UG.2	Arcillas limosas de tonos beige y marrones	6,50	-

- El perfil esquemático obtenido se adapta a la siguiente secuencia de materiales detectados.



- Rellenos de naturaleza antrópica
- Arcillas limosas de tonos beige y marrones

Figura Nº 30.- Perfil esquemático.

- ⦿ Durante las labores de campo no se ha detectado Nivel piezométrico en los reconocimientos ejecutados. Hemos de hacer notar que las medidas del nivel piezométrico se han realizado a la finalización de las perforaciones. Es probable que el nivel piezométrico pueda oscilar en función del régimen climático y estacional no permaneciendo inalterable, consideración que habrá de ser tomada en cuenta.
- ⦿ Según los trabajos realizados se establecen los siguientes tipos de exposición obtenidos en muestras de suelos:

Tabla 51. Tipos de exposición obtenidos.

Unidad Geotécnica	Definición	Tipo de exposición
UG.1	Rellenos de naturaleza antrópica	-
UG.2	Arcillas limosas de tonos beige y marrones	No agresivo

- ⦿ Según los trabajos realizados se han podido establecer los siguientes valores de expansividad según los criterios utilizados:

Tabla 52. Valoración de la expansividad.

Unidad Geotécnica	Definición	Criterio de peligrosidad
UG.1	Rellenos de naturaleza antrópica	-
UG.2	Arcillas limosas de tonos beige y marrones	Marginal a Crítico

- De acuerdo con los resultados obtenidos en los diferentes trabajos realizados se puede estimar la excavabilidad del siguiente modo, para cada uno de los niveles definidos en los apartados anteriores:

Tabla 53. Excavabilidad.

Unidad Geotécnica	Definición	Excavabilidad
UG.1	Rellenos de naturaleza antrópica	Maquinaria común
UG.2	Arcillas limosas de tonos beige y marrones	Maquinaria común

- Como modelo de cimentación entendemos adecuado optar por uno de tipo profundo y dentro de estos consideramos acertado optar por una cimentación mediante pilotes, estos deberán quedar empotrados en la unidad portante referida UG.2 Arcillas limosas de tonos beige y marrones.
- No asignamos capacidad resistente a la unidad UG.1 dado su bajo grado de consistencia que incluso podrían desarrollar efectos parasitarios.**
- En caso de que se realice un sótano o la implantación se realice a una profundidad de al menos unos 3 m. se podría plantear una cimentación mediante zapatas sobre pozos.
- No asignamos capacidad resistente a la unidad UG.1 dado su bajo grado de consistencia que incluso podrían desarrollar efectos parasitarios.
- Los valores de resistencia unitaria por fuste y punta son los siguientes:

Tabla 54. Hipótesis de cálculo pilotes (Cont.)

Unidad Geotécnica	Potencia <i>m</i>	Parámetro característico del nivel para el cálculo	Resistencia unitaria por fuste	Resistencia unitaria por punta
-		<i>N</i> <i>C_u</i> <i>KPa</i>	<i>KPa</i>	<i>MPa</i>
U.G. 01: Rellenos de naturaleza antrópica	6,50	No se le asigna capacidad resistente		

Tabla 54. Hipótesis de cálculo pilotes (Cont.)

Unidad Geotécnica	Potencia <i>m</i>	Parámetro característico del nivel para el cálculo	Resistencia unitaria por fuste	Resistencia unitaria por punta
-		<i>N</i>	<i>C_u</i> <i>KPa</i>	<i>KPa</i> <i>MPa</i>
U.G. 02: Arcillas limosas de tonos beige y marrones	Indefinida en profundidad	-	120	54,54 1,08

Observaciones:

C_u: resistencia al corte sin drenaje (niveles predominantemente cohesivos)

N: golpeo medio característico del nivel (en niveles predominantemente granulares)

- 🟢 Las conclusiones alcanzadas en el presente estudio geotécnico se basan en reconocimientos puntuales en campo y del análisis de laboratorio realizado sobre muestras, también puntuales, extraídas del terreno. De este modo cabe la posibilidad de que existan diferencias, en cuanto a las características geológicas y geotécnicas del terreno, entre la interpretación que se expone en el presente estudio y los condicionantes realmente presentes en el subsuelo.
- 🟢 Por estos motivos, antes de proceder a la realización de la estructura de cimentación un técnico competente deberá comprobar visualmente, o mediante las pruebas que juzgue oportunas, que el terreno de apoyo de aquella se corresponde con lo estimado en el presente estudio geotécnico. En particular se deberá comprobar lo siguiente:
 - La estratigrafía coincide con la estimada en el presente estudio geotécnico.
 - El nivel piezométrico y las condiciones hidrogeológicas se ajustan a las previstas en dicho estudio.
 - La resistencia y humedad del terreno encontrado al nivel de cimentación coinciden con las supuestas en el presente estudio geotécnico.
 - No se detectan defectos evidentes tales como cavernas, fallas, galerías, pozos, etc, o los existentes se ajustan a lo previsto en el presente estudio.

- No se detectan corrientes subterráneas que puedan provocar socavación o arrastres.

El presente estudio geotécnico consta de una memoria de 50 páginas, 5 anejos a la memoria y un apéndice.

En Madrid y firmado en Octubre de 2023



Firmado
digitalmente por
ALVAREZ CALVO
CARLOS - 26976053C
Fecha: 2023.10.23
17:03:11 +02'00'
Carlos Álvarez Calvo
Grado Ingeniería Civil
Equipo de Redacción
Técnico Redactor



Gregorio Gemio del Río
Licenciado en CC. Geológicas
Delegación de Málaga
Técnico Redactor




Germán López Pineda
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Delegación de Córdoba
Supervisor



Isidro Ocete Ruiz
Ldo. CC. Geológicas. DEA Ingeniería Terreno
Director Técnico Dpto. Geotecnia
Supervisor

ANEJO 1. PLANTA GENERAL Y DE SITUACIÓN

PLANTA

DIRECCION GENERAL DE
INFRAESTRUCTURAS,
COMUNIDAD DE MADRID

PLANO
1

INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO IES ARGANDA DEL REY (LINEA 6) Y PISTA DEPORTIVA

FECHA
octubre-23

cemosa

Ingeniería y Control

PETICIONARIO:
DIRECCION GENERAL DE
INFRAESTRUCTURAS,
COMUNIDAD DE MADRID

EJECUTADO POR:

cemosa

Ingeniería y Control

TITULO DEL TRABAJO
INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA LA
CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO IES ARGANDA DEL REY (LINEA 6) Y PISTA
DEPORTIVA

SUSTITUYE A:

SUSTITUIDO POR:

PRESUPUESTO:
6355,9

EXPEDIENTE:
O/2005036/37

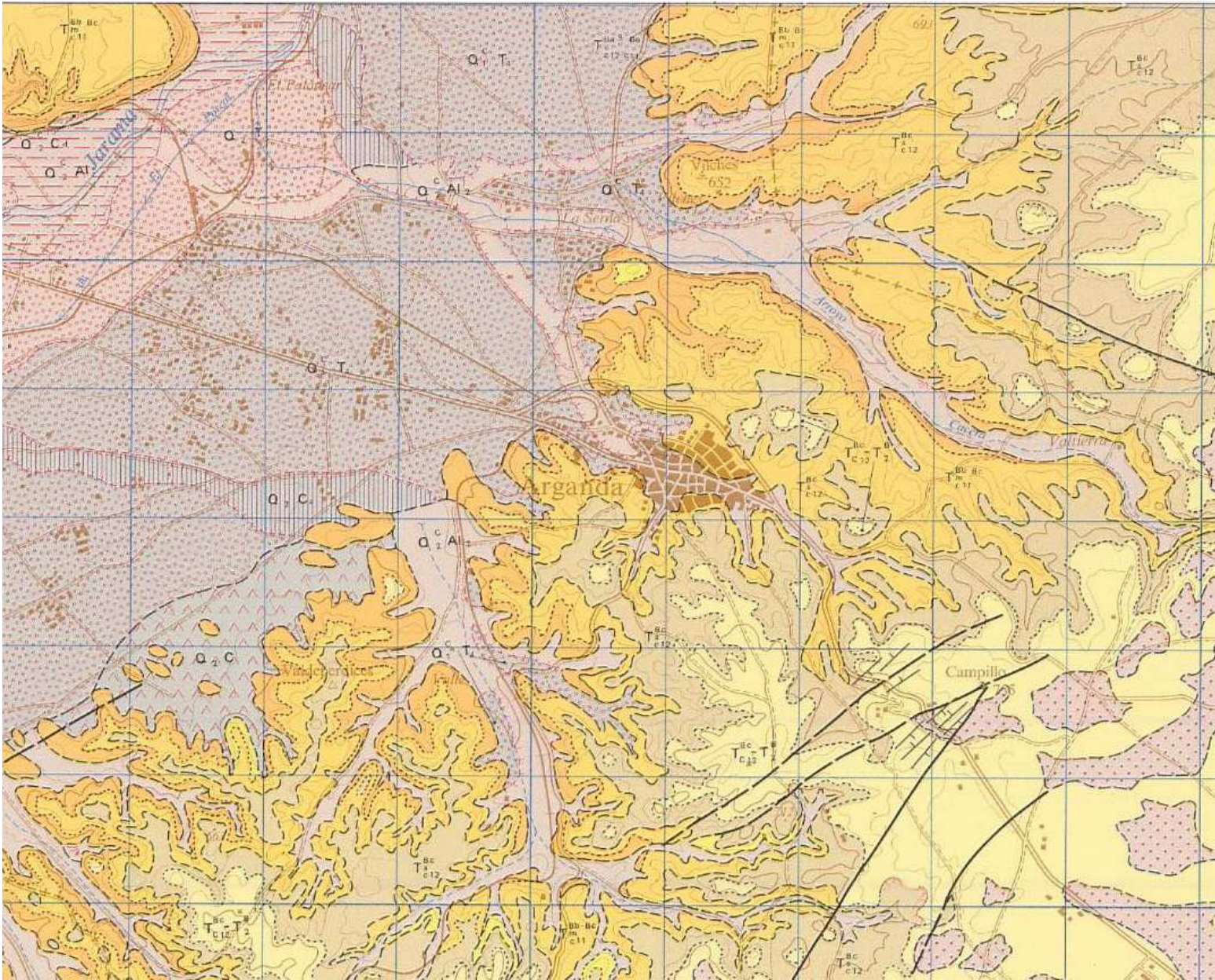
ESCALA:
Referida

TITULO:
PLANTA

NÚMERO:
1

FICHA:
1 de 1

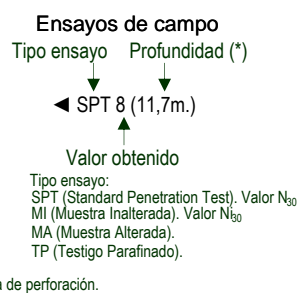
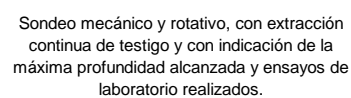
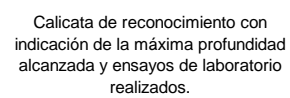
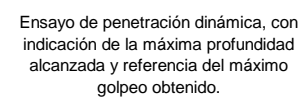
ANEJO 2. MARCO GEOLÓGICO




LEYENDA


CUATERNARIO			HOLOCENO																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
-------------	--	--	----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

ANEJO 3. PERFIL GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO



Leyenda de materiales

 Rellenos de naturaleza antrópica

 Arcillas limosas de tonos beige y marrones

PETICIONARIO:	EJECUTADO POR:	TITULO DEL TRABAJO	REALIZADO:	SUPERVISADO:	SUSTITUYE A:	PRESUPUESTO:	ESCALA:	TITULO:	SERIE:
DIRECCION GENERAL DE INFRAESTRUCTURAS, COMUNIDAD DE MADRID		INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO IES ARGANDA DEL REY (LINEA 6) Y PISTA DEPORTIVA	 Isidro Ocete Ruiz	 Isidro Ocete Ruiz			Horizontal 1:- Vertical 1:93  Gráfica Horizontal m.	PERFILES GEOTECNICOS	3
					SUSTITUIDO POR:	EXPEDIENTE:			PLANO:
									1

ANEJO 4. TRABAJOS DE CAMPO

ANEJO 4.1 Registro de sondeos a rotación

EDICIÓN: ED02 12/04/2021 SON-1 NºActa: 017-23/011950/1 Código de actividad: 1201/08/2023/621 (1514151) CENTRO DE ESTUDIOS DE MATERIALES Y CONTROL DE OBRA, S.A. (CEMOSA) Pol. Ind. Los Olivos C/ Innovación 11 28906 GETAFE TEL. 916828727 FAX. 916019683 URL: www.cemosa.es E-MAIL: madrid@cemosa.es

Peticionario: COMUNIDAD DE MADRID
IES ARGANDA DEL REY (LINEA 6)

Equipo: TECOINSA TP50/D



P (m)	DF (m)	TRAMAS	ESPESOR (m)	DESCRIPCIÓN DEL TESTIGO	NF (m)	RECUP (%)	R.Q.D (%)	MUESTRAS
0						0	0	
2			5	De 0.00 a 5.00m. Rellenos de arenas arcillosas de grano medio-fino de color beige con gravas de 0.5 a 3 cm y restos de raíces hacia techo. Presencia de carbonatos.		80	80	SPT 18-14-8-7 Pl. 3.1 PF. 3.7
4			2	De 5.00 a 7.00m. Arcillas limosas de color beige. Presencia de carbonatos.		60	60	SPT 4-7-6-8 Pl. 6.4 PF. 7 TP Pl. 7 PF. 7.3
6						40	40	
8	BW86		8.3	de 7.00 a 12.7m. Arcillas margosas de color gris verdoso. Presencia de carbonatos.		20	20	SPT 34-14-16-28 Pl. 9.1 PF. 9.7 TP Pl. 11 PF. 11.3 SPT 9-16-13-13 Pl. 11.8 PF. 12.4 SPT 7-9-16-12 Pl. 14.7 PF. 15.3
10						0	0	
12						0	0	
14						0	0	

COTA FINAL: 15,3 m

OBSERVACIONES:

Mt. Muestra realizada SPT. Ensayo de penetración estándar TP. Testigo perforado MM. Muestra alterada J. Ensayo lateral W. Ensayo Lugeon PE. Presiónmetro NF. Nivel freático RECUP. Recuperación de testigo R.Q.D. Recuperación "Rock Quality Designation". Perforación B (Batería simple), D (Batería doble), 1 (Batería triple), w (corona de vidrio), d (corona de diamante), P(m), Profundidad (m), DP(m), Diámetro de perforación. Muestra P1 Profundidad inicial (m), P2 Profundidad final (m).

Fotografías





EDICIÓN: ED02 12/04/2021 SON-1 Nº Acta: 017-23/011951/1 Código de actividad: 1201/08/2023/622 (1514152) CENTRO DE ESTUDIOS DE MATERIALES Y CONTROL DE OBRA, S.A. (CEMOSA) Pol. Ind. Los Olivos C/ Innovación 11 28906 GETAFE TEL. 916828727 FAX. 916019683 URL: www.cemosa.es E-MAIL: madrid@cemosa.es

Peticionario: COMUNIDAD DE MADRID
IES ARGANDA DEL REY (LINEA 6)

Equipo: TECOINSA TP50/D



P (m)	DF (m)	TRAMAS	ESPESOR (m)	DESCRIPCIÓN DEL TESTIGO	NF (m)	RECUP (%)	R.Q.D (%)	MUESTRAS
0						0	0	
2			6.2	De 0.00 a 6.50m. Rellenos de arenas arcillosas de grano medio-fino de color beige. Presentan algún canto de 0.5 a 5cm. Se ha encontrado restos de raíces a 6.20m.		100	100	SPT 5-13-11-10 Pl. 3 PF. 3.6
4								
6			2.8	De 6.50 a 9.00m. Arcillas limosas de color beige. Presencia de carbonatos.				SPT 2-2-19-14 Pl. 5.9 PF. 6.1
8	BW86							TP Pl. 7.6 PF. 8
10								SPT 5-6-13-10 Pl. 9 PF. 9.6
12			6.53	De 9.00 a 15.53m. Arcillas margosas de color gris verdoso. Presencia de carbonatos.				TP Pl. 10.6 PF. 11.1
14								SPT 16-6-7-8 Pl. 12 PF. 12.6
								SPT 34-30-34-R Pl. 15 PF. 15.53

COTA FINAL: 15.53 m

OBSERVACIONES:

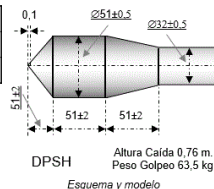
Mt. Muestra realizada SPT. Ensayo de penetración estándar TP. Testigo perforado MM. Muestra alterada JF. Ensayo de levantamiento LU. Ensayo de levantamiento PE. Presiónmetro NF. Nivel freático RECUP. Recuperación de testigo R.Q.D. Recuperación Rock Quality Designation. Perforación B (Batería simple), D (Batería doble), 1 (Batería triple), w (corona de vidrio), d (corona de diamante), d(m), Profundidad (m), D(m), Diámetro de perforación. Muestra Pl. Profundidad inicial (m), Pl. Profundidad final (m).

Fotografías





ANEJO 4.2 Registro de penetraciones dinámicas



Referencia:

P-1

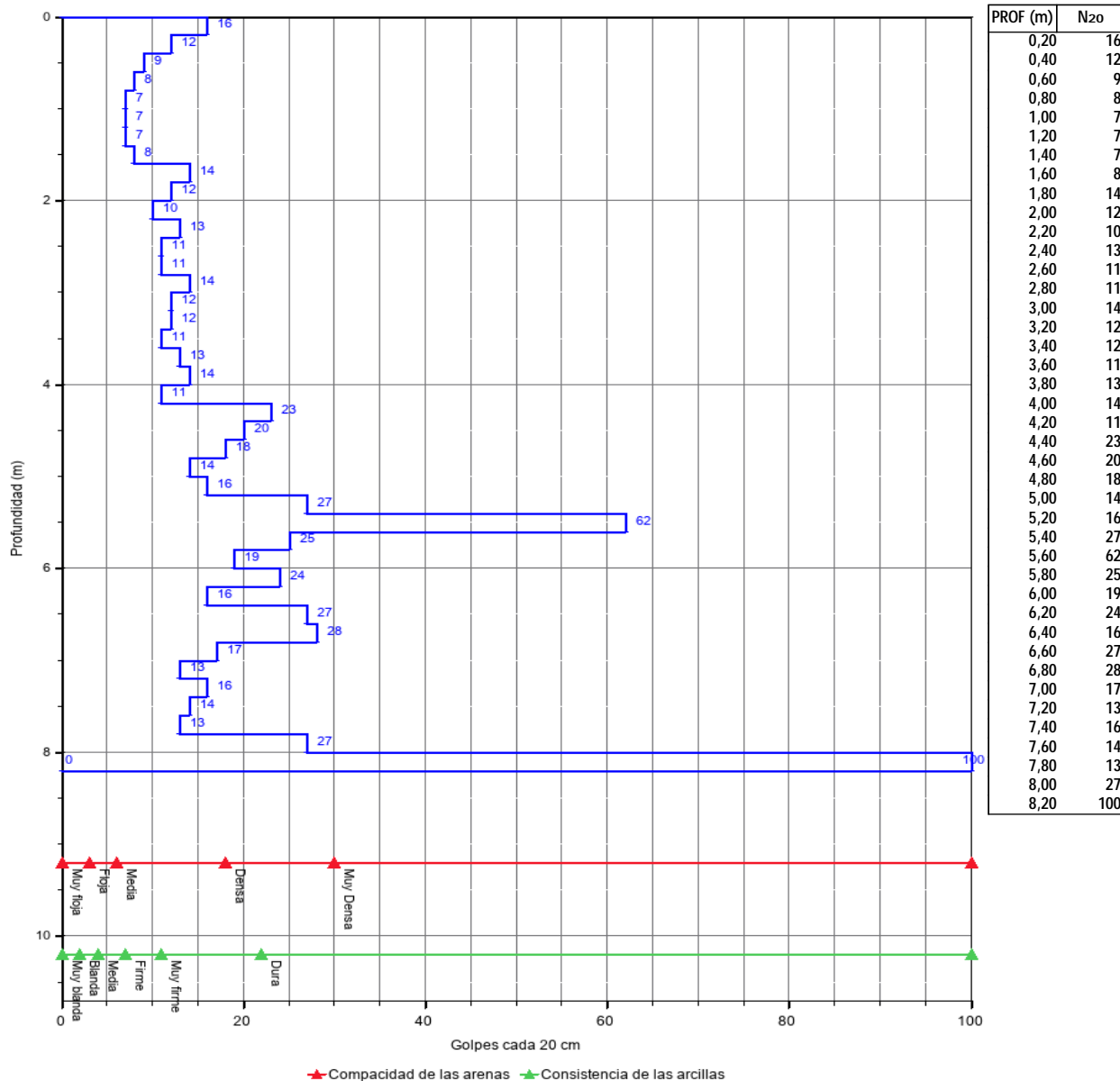
Expediente: **O/2005036/37/01**

Peticionario:
Coordenadas UTM:
Fecha:

IES ARGANDA DEL REY (LINEA 6)
COMUNIDAD DE MADRID
X: 461422.000
18/07/2023 a

Y: 4460948.000
Equipo: PENETROMETRO TECOINSA TP-05-10 D 0619025A

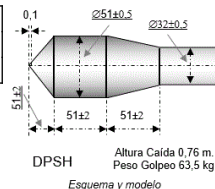
REGISTRO DE PENETRACIÓN DINÁMICA



Fdo. JOSE SERRANO CORDOBA
Director Técnico de Laboratorio
Ldo. en Geología

Fdo. LIDIA FOLGADO FERNANDEZ
Responsable de Ensayos Físicos
Ldo. en Geología

Madrid a 05/09/2023



Referencia:

P-2

Expediente: **O/2005036/37/01**

Peticionario:

IES ARGANDA DEL REY (LINEA 6)

Coordenadas UTM:

COMUNIDAD DE MADRID

Fecha:

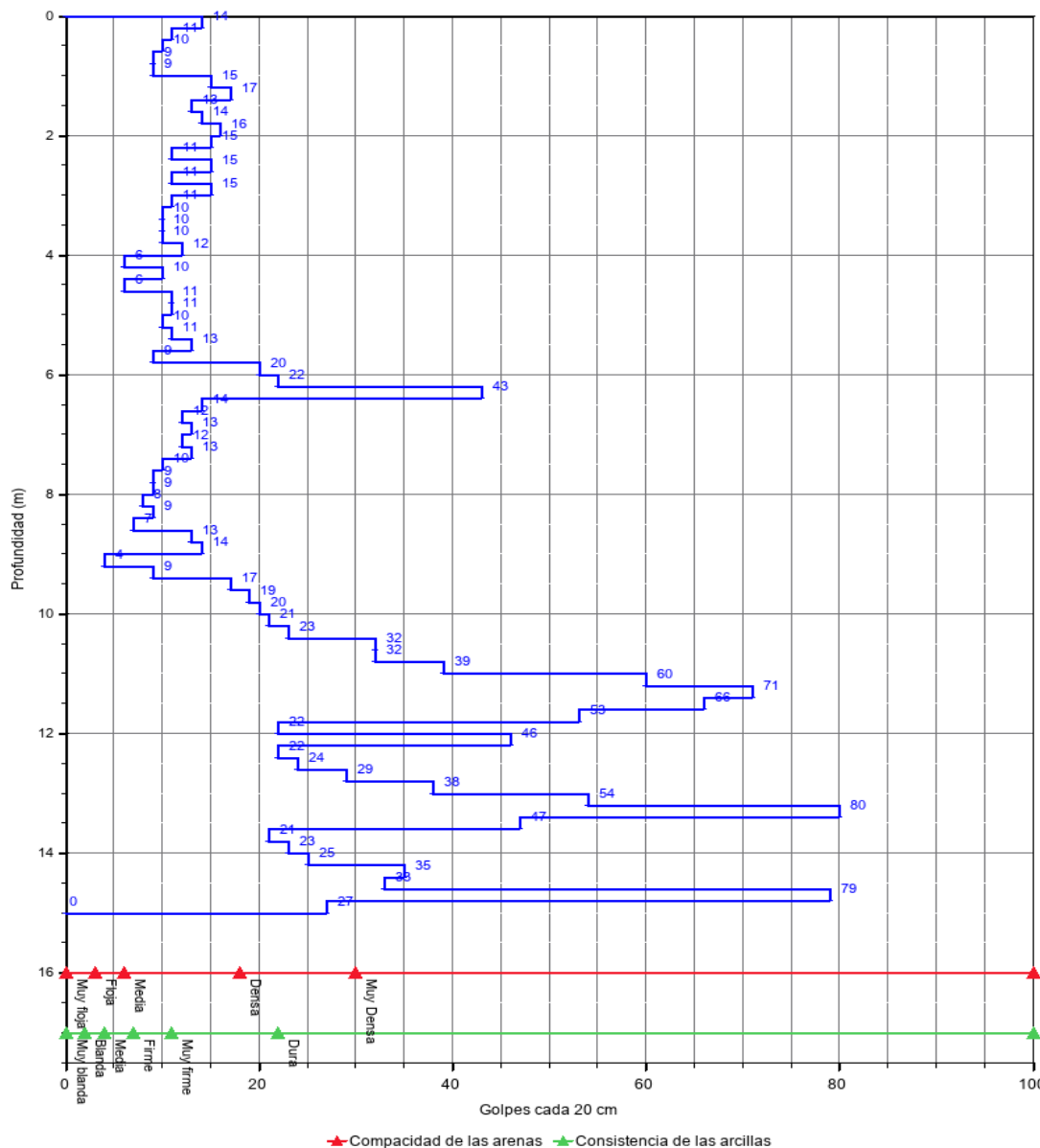
X: 461239.000

Y: 4461005.000

18/07/2023 a

Equipo: PENETROMETRO TECOINSA TP-05-10 D 0619025A

REGISTRO DE PENETRACIÓN DINÁMICA

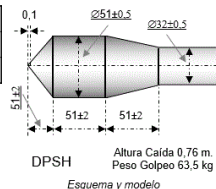


PROF (m)	N20	PROF (m)	N20
0,20	14	12,20	46
0,40	11	12,40	22
0,60	10	12,60	24
0,80	9	12,80	29
1,00	9	13,00	38
1,20	15	13,20	54
1,40	17	13,40	80
1,60	13	13,60	47
1,80	14	13,80	21
2,00	16	14,00	23
2,20	15	14,20	25
2,40	11	14,40	35
2,60	15	14,60	33
2,80	11	14,80	79
3,00	15	15,00	27
3,20	11		
3,40	10		
3,60	10		
3,80	10		
4,00	12		
4,20	6		
4,40	10		
4,60	6		
4,80	11		
5,00	11		
5,20	10		
5,40	11		
5,60	13		
5,80	9		
6,00	20		
6,20	22		
6,40	43		
6,60	14		
6,80	12		
7,00	13		
7,20	12		
7,40	13		
7,60	10		
7,80	9		
8,00	9		
8,20	8		
8,40	9		
8,60	7		
8,80	13		
9,00	14		
9,20	4		
9,40	9		
9,60	17		
9,80	19		
10,00	20		
10,20	21		
10,40	23		
10,60	32		
10,80	32		
11,00	39		
11,20	60		
11,40	71		
11,60	66		
11,80	53		
12,00	22		

Fdo. JOSE SERRANO CORDOBA
Director Técnico de Laboratorio
Ldo. en Geología

Fdo. LIDIA FOLGADO FERNANDEZ
Responsable de Ensayos Físicos
Ldo. en Geología

Madrid a 05/09/2023



Referencia:

P-3

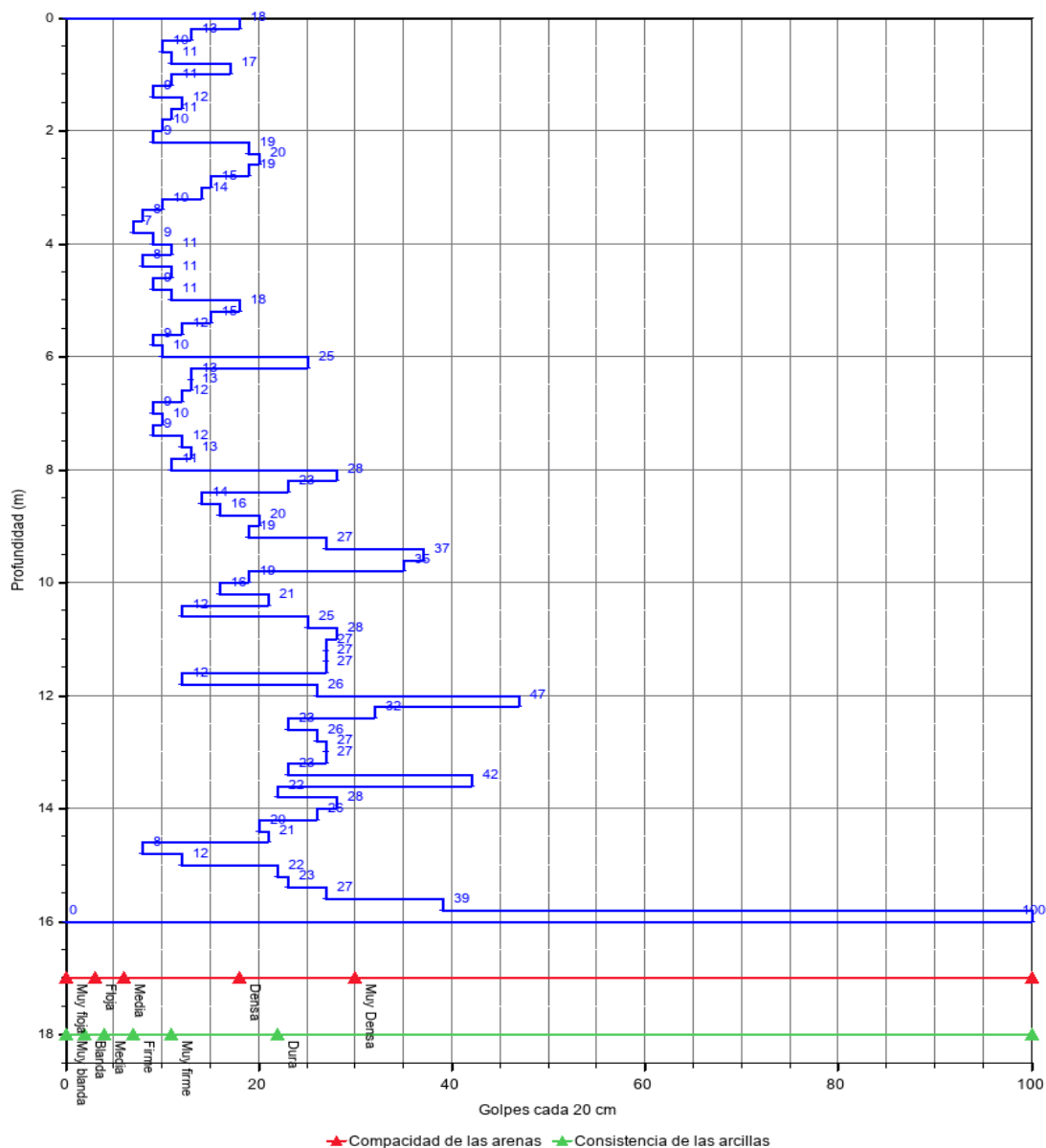
Expediente: O/2005036/37/01

Peticionario:
Coordenadas UTM:
Fecha:

IES ARGANDA DEL REY (LINEA 6)
COMUNIDAD DE MADRID
X: 461318.000
18/07/2023 a

Y: 4461035.000
Equipo: PENETROMETRO TECOINSA TP-05-10 D 0619025A

REGISTRO DE PENETRACIÓN DINÁMICA

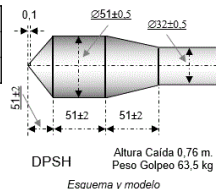


PROF (m)	Nzo	PROF (m)	Nzo
0,20	18	12,20	47
0,40	13	12,40	32
0,60	10	12,60	23
0,80	11	12,80	26
1,00	17	13,00	27
1,20	11	13,20	27
1,40	9	13,40	23
1,60	12	13,60	42
1,80	11	13,80	22
2,00	10	14,00	28
2,20	9	14,20	26
2,40	19	14,40	20
2,60	20	14,60	21
2,80	19	14,80	8
3,00	15	15,00	12
3,20	14	15,20	22
3,40	10	15,40	23
3,60	8	15,60	27
3,80	7	15,80	39
4,00	9	16,00	100
4,20	11		
4,40	8		
4,60	11		
4,80	9		
5,00	11		
5,20	18		
5,40	15		
5,60	12		
5,80	9		
6,00	10		
6,20	25		
6,40	13		
6,60	13		
6,80	12		
7,00	9		
7,20	10		
7,40	9		
7,60	12		
7,80	13		
8,00	11		
8,20	28		
8,40	23		
8,60	14		
8,80	16		
9,00	20		
9,20	19		
9,40	27		
9,60	37		
9,80	35		
10,00	19		
10,20	16		
10,40	21		
10,60	12		
10,80	25		
11,00	28		
11,20	27		
11,40	27		
11,60	27		
11,80	12		
12,00	26		

Fdo. JOSE SERRANO CORDOBA
Director Técnico de Laboratorio
Ldo. en Geología

Fdo. LIDIA FOLGADO FERNANDEZ
Responsable de Ensayos Físicos
Ldo. en Geología

Madrid a 05/09/2023



Referencia:

P-4

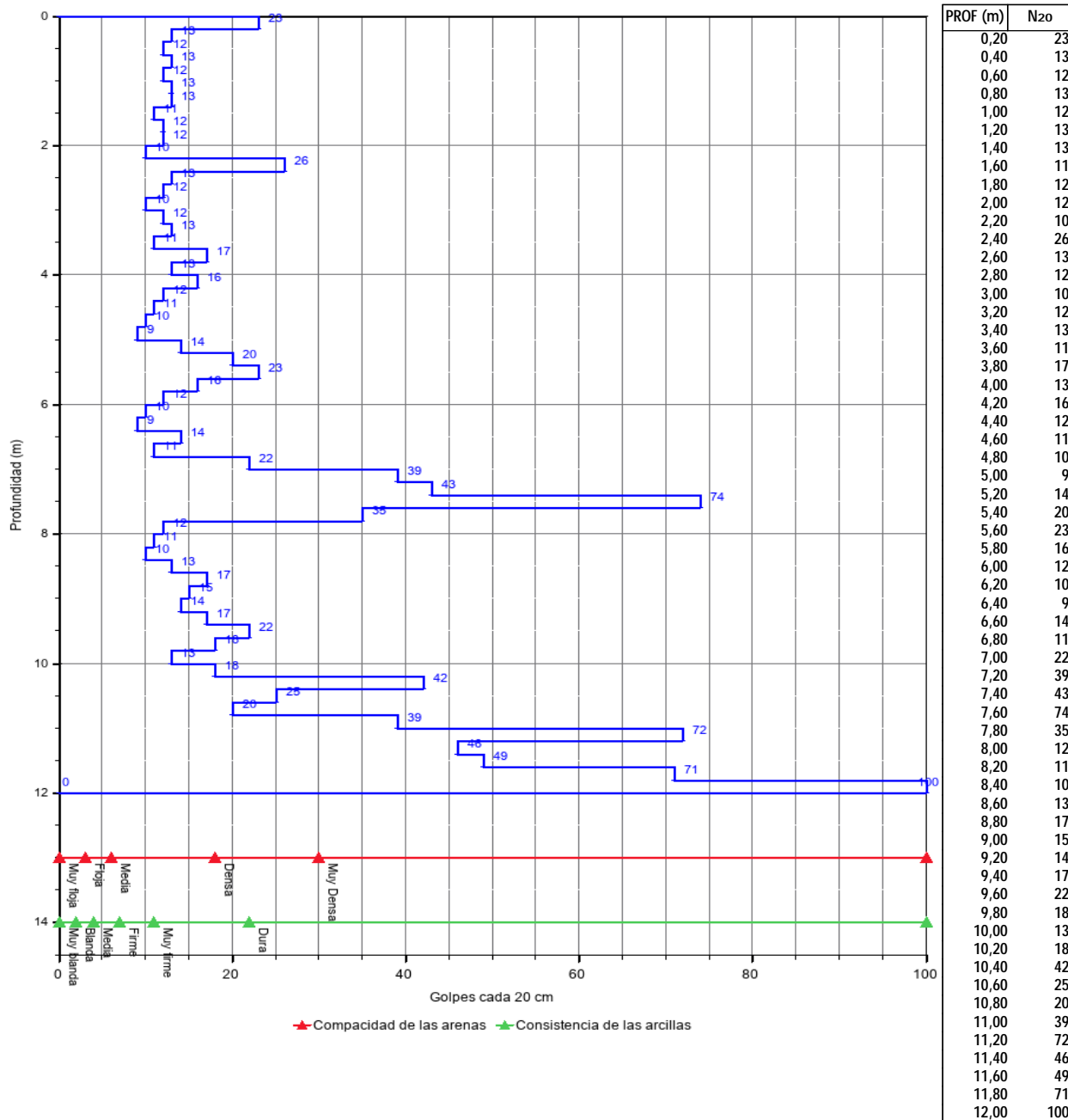
Expediente: O/2005036/37/01

Peticionario:
Coordenadas UTM:
Fecha:

IES ARGANDA DEL REY (LINEA 6)
COMUNIDAD DE MADRID
X: 461366.000
18/07/2023 a

Y: 4460986.000
Equipo: PENETROMETRO TECOINSA TP-05-10 D 0619025A

REGISTRO DE PENETRACIÓN DINÁMICA



Fdo. JOSE SERRANO CORDOBA
Director Técnico de Laboratorio
Ldo. en Geología

[Firma]

[Firma]

Fdo. LIDIA FOLGADO FERNANDEZ
Responsable de Ensayos Físicos
Ldo. en Geología

Madrid a 05/09/2023

ANEJO 5. ACTAS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Expediente: **O/2005036/37/01**
Nº acta: 017-23/011864/1
Obra: IES ARGANDA DEL REY (LINEA 6)
Peticionario: COMUNIDAD DE MADRID
Dirección: PUERTA DEL SOL 7 28013 MADRID
Contratista:
Dirección técnica:

ENSAYO DE IDONEIDAD DE SUELOS

ALBARÁN: **1877788** CÓDIGO DE MUESTRA: **1201/017/2023/010922(1527932)** FECHA TOMA: **22/08/2023-14:24**

MATERIAL

TIPO:	SUELO	MODALIDAD DE MUESTREO: GEO - MUESTREO POR GEOTECNIA
DESCRIPCIÓN:	S-01 TP 7.00 - 7.30	MUESTREO POR:
PROCEDENCIA:	S-01 TP 7.00 - 7.30	LOTE LABORATORIO:
LUGAR DE TOMA:	S-01	LOTE CLIENTE:
UBICACIÓN:		

TRABAJOS REALIZADOS - De acuerdo con el programa establecido, se han realizado los siguientes ensayos.

Determinación de la humedad mediante secado en estufa (suelos)	UNE 103300:1993
Análisis granulométrico (suelos)	UNE 103101:1995
Determinación del contenido de sulfatos solubles (cuantitativo) (suelos)	UNE 103201:2019
Clasificación e índice de grupo (suelos)	ASTM 2487:2000
Presión de hinchamiento en edómetro (suelos)	UNE 103602:1996
Límites de Atterberg (suelos)	UNE 103103:1994; UNE 103104:1993
Determinación de la acidez Bauman-Gully (suelos)	UNE 83962:2008

OBSERVACIONES:

No ha podido realizarse el ensayo de compresión simple. La muestra está fragmentada.

RESULTADOS

Los resultados de los ensayos se presentan en las siguientes páginas.

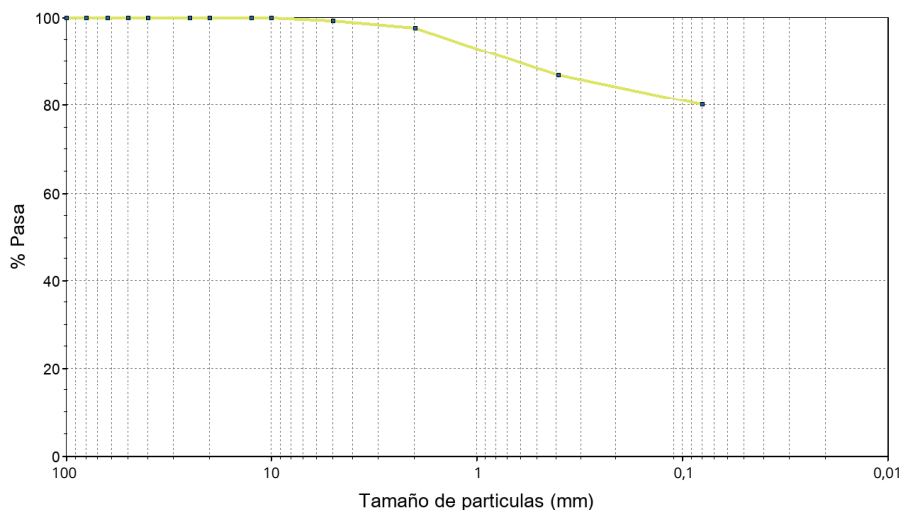
La incertidumbre de los resultados está a disposición del cliente enCEMOSA.

Expediente: **O/2005036/37/01**
Nº acta: 017-23/011864/1
Código de muestra: 1201/017/2023/010922(1527932)
Procedencia: S-01 TP 7.00 - 7.30

LABORATORIO DE ENSAYOS PARA EL CONTROL DE CALIDAD DE LA EDIFICACIÓN SEGÚN RD 410/2010

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

TAMIZ (mm)	% PASA
100	100,0
80	100,0
63	100,0
50	100,0
40	100,0
25	100,0
20	100,0
12,5	100,0
10	100,0
5	99,2
2	97,7
0,4	87,0
0,080	80,2



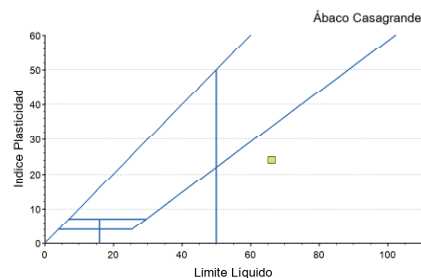
LÍMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LÍQUIDO: **66,0** LÍMITE PLÁSTICO: **41,9** ÍNDICE DE PLASTICIDAD: **24,1**

CLASIFICACIÓN

Limo de Alta Plasticidad

U.S.C.S:	MH
AASHTO:	A-7-5
ÍNDICE DE GRUPO:	20



DENSIDAD Y HUMEDAD

DENSIDAD - UNE 103301

HÚMEDA (g/cm³):	-
SECA (g/cm³):	-

HUMEDAD - UNE 103201

HUMEDAD (%): **41,0**

ANÁLISIS QUÍMICO

SULFATO (% SO ₃):	0,01	SALES SOLUBLES (g/100g suelo):	-
MATERIA ORGÁNICA (%):	-	YESOS (%):	-
CARBONATOS (% CaCO ₃):	-		

Expediente: **O/2005036/37/01**
Nº acta: 017-23/011864/1
Código de muestra: 1201/017/2023/010922(1527932)
Procedencia: S-01 TP 7.00 - 7.30

LABORATORIO DE ENSAYOS PARA EL CONTROL DE CALIDAD DE LA EDIFICACIÓN SEGÚN RD 410/2010

AGRESIVIDAD QUÍMICA DEL SUELO FRENTE AL HORMIGÓN

PARÁMETROS	NORMA	RESULTADO	TIPO DE EXPOSICIÓN		
			XA1 - ATAQUE DÉBIL	XA2 - ATAQUE MEDIO	XA3 - ATAQUE FUERTE
ACIDEZ BAUMANN-GULLY (ml/kg):	UNE 83962	34,28	> 200	NO APLICABLE	NO APLICABLE
EVALUACIÓN DE LA AGRESIVIDAD:		NO AGRESIVA			

PRESIÓN DE HINCHAMIENTO DE UN SUELO EN EDÓMETRO

DATOS DE LA CÉLULA

VOLUMEN (cm³):	39,26
ÁREA (cm²):	19,63
ALTURA (mm):	20
DIÁMETRO (mm):	50

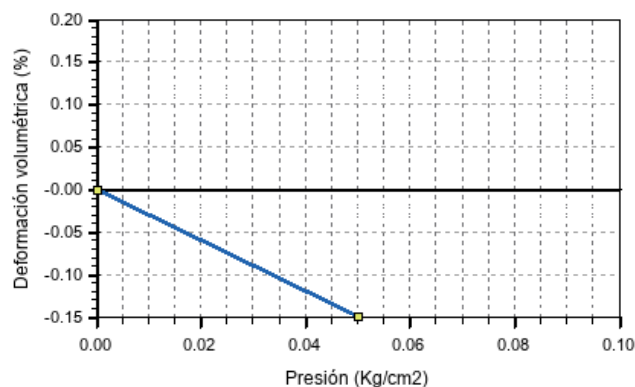
PRESIÓN (Kg/cm²)	PRESIÓN (kPa)	DEFORMACIÓN (%)
0,00	0,00	0,00
0,05	4,90	-0,15

PRESIÓN DE HINCHAMIENTO (Kg/cm²) -

PRESIÓN DE HINCHAMIENTO (kPa) -

DATOS DE LA MUESTRA

DENSIDAD HÚMEDA INICIAL (g/cm³):	1,49
DENSIDAD SECA (g/cm³):	1,06
HUMEDAD INICIAL (%):	41,0
HUMEDAD FINAL (%):	46,1



Fdo. JOSE SERRANO CORDOBA
Director Técnico de Laboratorio
Ldo. en Geología

Fdo. LIDIA FOLGADO FERNANDEZ
Responsable de Ensayos Físicos
Ldo. en Geología

Madrid a 01/09/2023

Expediente: **O/2005036/37/01**
Nº acta: 017-23/011865/1
Obra: IES ARGANDA DEL REY (LINEA 6)
Peticionario: COMUNIDAD DE MADRID
Dirección: PUERTA DEL SOL 7 28013 MADRID
Contratista:
Dirección técnica:

ENSAYO DE IDONEIDAD DE SUELOS

ALBARÁN: **1877789**

CÓDIGO DE MUESTRA: **1201/017/2023/010923(1527933)**

FECHA TOMA: **22/08/2023-14:24**

MATERIAL

TIPO:	SUELO	MODALIDAD DE MUESTREO: GEO - MUESTREO POR GEOTECNIA
DESCRIPCIÓN:	S-01 TP 11.00 - 11.30	MUESTREO POR:
PROCEDENCIA:	S-01 TP 11.00 - 11.30	LOTE LABORATORIO:
LUGAR DE TOMA:	S-01	LOTE CLIENTE:
UBICACIÓN:		

TRABAJOS REALIZADOS - De acuerdo con el programa establecido, se han realizado los siguientes ensayos.

Determinación de la humedad mediante secado en estufa (suelos)	UNE 103300:1993
Análisis granulométrico (suelos)	UNE 103101:1995
Clasificación e índice de grupo (suelos)	ASTM 2487:2000
Presión de hinchamiento en edómetro (suelos)	UNE 103602:1996
Ensayo de compresión simple (suelos)	UNE 103400:1993
Límites de Atterberg (suelos)	UNE 103103:1994; UNE 103104:1993

RESULTADOS

Los resultados de los ensayos se presentan en las siguientes páginas.

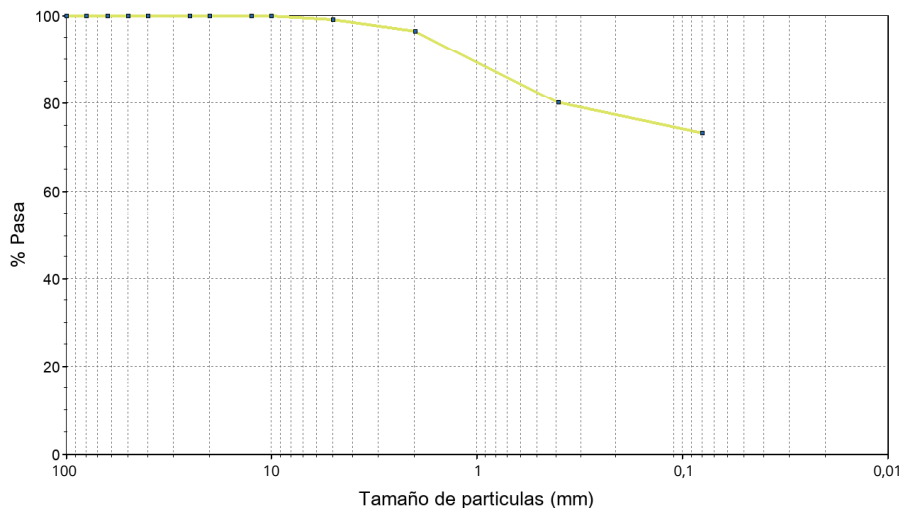
La incertidumbre de los resultados está a disposición del cliente en CEMOSA.

Expediente: **O/2005036/37/01**
Nº acta: 017-23/011865/1
Código de muestra: 1201/017/2023/010923(1527933)
Procedencia: S-01 TP 11.00 - 11.30

LABORATORIO DE ENSAYOS PARA EL CONTROL DE CALIDAD DE LA EDIFICACIÓN SEGÚN RD 410/2010

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

TAMIZ (mm)	% PASA
100	100,0
80	100,0
63	100,0
50	100,0
40	100,0
25	100,0
20	100,0
12,5	100,0
10	100,0
5	99,1
2	96,6
0,4	80,1
0,080	73,4



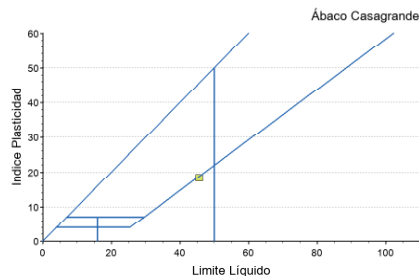
LÍMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LÍQUIDO: **45,5** LÍMITE PLÁSTICO: **27,2** ÍNDICE DE PLASTICIDAD: **18,3**

CLASIFICACIÓN

Limo de Baja Plasticidad

U.S.C.S.:	ML
AASHTO:	A-7-6
ÍNDICE DE GRUPO:	14



DENSIDAD Y HUMEDAD

DENSIDAD - UNE 103301

HÚMEDA (g/cm³):	-
SECA (g/cm³):	-

HUMEDAD - UNE 103201

HUMEDAD (%): **31,8**

Expediente: **O/2005036/37/01**
Nº acta: 017-23/011865/1
Código de muestra: 1201/017/2023/010923(1527933)
Procedencia: S-01 TP 11.00 - 11.30

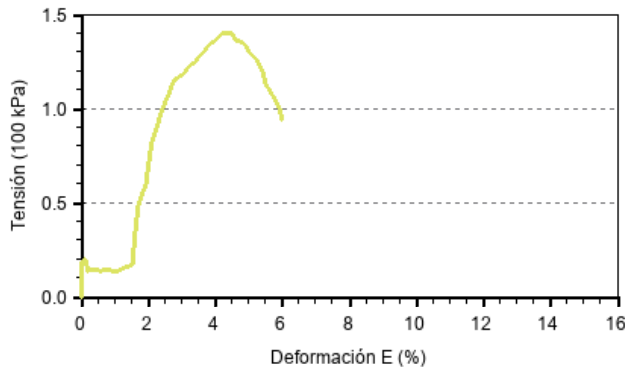
LABORATORIO DE ENSAYOS PARA EL CONTROL DE CALIDAD DE LA EDIFICACIÓN SEGÚN RD 410/2010

ROTURA A COMPRESIÓN SIMPLE

ENSAYO CON MUESTRA INALTERADA

DIÁMETRO (cm):	7
ALTURA (cm):	14,8
HUMEDAD (%):	31,75
R. COMP. SIMPLE, q_u (kPa):	140
R. COMP. SIMPLE (kp/cm ²):	1,40
DEFORM. EN ROTURA, ϵ_v (%):	4,30
DENSIDAD HÚMEDA (g/cm ³):	2,06
DENSIDAD SECA (g/cm ³):	1,56

FORMA DE ROTURA



PRESIÓN DE HINCHAMIENTO DE UN SUELO EN EDÓMETRO

DATOS DE LA CÉLULA

VOLUMEN (cm ³):	39,26
ÁREA (cm ²):	19,63
ALTURA (mm):	20
DIÁMETRO (mm):	50

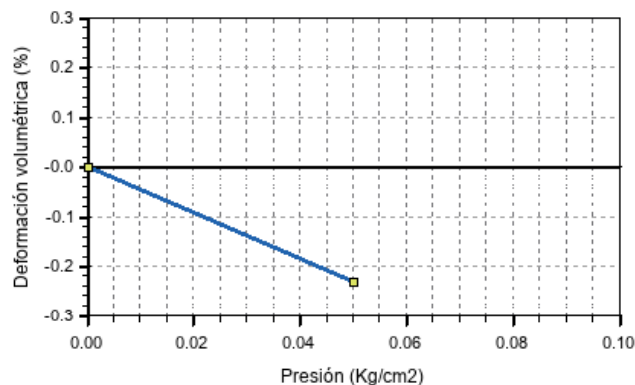
DATOS DE LA MUESTRA

DENSIDAD HÚMEDA INICIAL (g/cm ³):	1,98
DENSIDAD SECA (g/cm ³):	1,49
HUMEDAD INICIAL (%):	33,1
HUMEDAD FINAL (%):	38,1

PRESIÓN (Kg/cm ²)	PRESIÓN (kPa)	DEFORMACIÓN (%)
0,00	0,00	0,00
0,05	4,90	-0,23

PRESIÓN DE HINCHAMIENTO (Kg/cm²) -

PRESIÓN DE HINCHAMIENTO (kPa) -



Fdo. JOSE SERRANO CORDOBA
Director Técnico de Laboratorio
Ldo. en Geología

Fdo. LIDIA FOLGADO FERNANDEZ
Responsable de Ensayos Físicos
Ldo. en Geología

Madrid a 01/09/2023

Expediente: **O/2005036/37/01**
Nº acta: 017-23/011866/1
Obra: IES ARGANDA DEL REY (LINEA 6)
Peticionario: COMUNIDAD DE MADRID
Dirección: PUERTA DEL SOL 7 28013 MADRID
Contratista:
Dirección técnica:

ENSAYO DE IDONEIDAD DE SUELOS

ALBARÁN: **1877800** CÓDIGO DE MUESTRA: **1201/017/2023/010924(1527934)** FECHA TOMA: **22/08/2023-14:24**

MATERIAL

TIPO:	SUELO	MODALIDAD DE MUESTREO: GEO - MUESTREO POR GEOTECNIA
DESCRIPCIÓN:	S-01 SPT 14.70 - 15.30	MUESTREO POR:
PROCEDENCIA:	S-01 SPT 14.70 - 15.30	LOTE LABORATORIO:
LUGAR DE TOMA:	S-01	LOTE CLIENTE:
UBICACIÓN:		

TRABAJOS REALIZADOS - De acuerdo con el programa establecido, se han realizado los siguientes ensayos.

Análisis granulométrico (suelos)	UNE 103101:1995
Clasificación e índice de grupo (suelos)	ASTM 2487:2000
Límites de Atterberg (suelos)	UNE 103103:1994; UNE 103104:1993

RESULTADOS

Los resultados de los ensayos se presentan en las siguientes páginas.

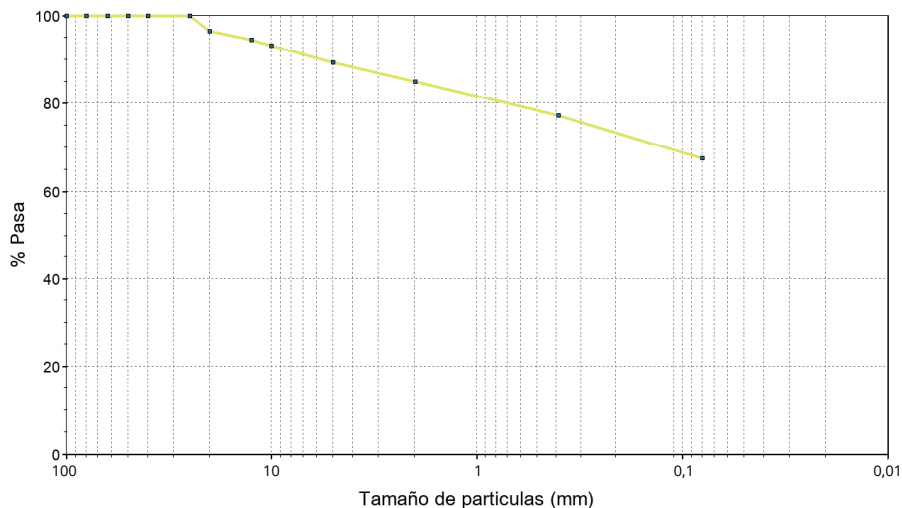
La incertidumbre de los resultados está a disposición del cliente en CEMOSA.

Expediente: **O/2005036/37/01**
Nº acta: 017-23/011866/1
Código de muestra: 1201/017/2023/010924(1527934)
Procedencia: S-01 SPT 14.70 - 15.30

LABORATORIO DE ENSAYOS PARA EL CONTROL DE CALIDAD DE LA EDIFICACIÓN SEGÚN RD 410/2010

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

TAMIZ (mm)	% PASA
100	100,0
80	100,0
63	100,0
50	100,0
40	100,0
25	100,0
20	96,5
12,5	94,5
10	93,3
5	89,4
2	85,1
0,4	77,2
0,080	67,5



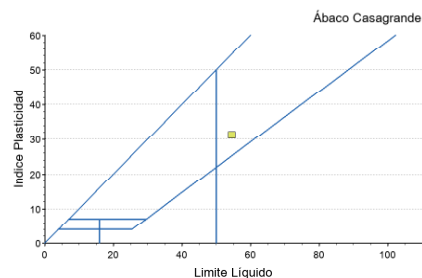
LÍMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LÍQUIDO: **54,4** LÍMITE PLÁSTICO: **23,1** ÍNDICE DE PLASTICIDAD: **31,3**

CLASIFICACIÓN

Arcilla de Alta Plasticidad

U.S.C.S:	CH
AASHTO:	A-7-6
ÍNDICE DE GRUPO:	20



Fdo. JOSE SERRANO CORDOBA
Director Técnico de Laboratorio
Ldo. en Geología

Fdo. LIDIA FOLGADO FERNANDEZ
Responsable de Ensayos Físicos
Ldo. en Geología

Madrid a 01/09/2023

Expediente: **O/2005036/37/01**
Nº acta: 017-23/011867/1
Obra: IES ARGANDA DEL REY (LINEA 6)
Peticionario: COMUNIDAD DE MADRID
Dirección: PUERTA DEL SOL 7 28013 MADRID
Contratista:
Dirección técnica:

ENSAYO DE IDONEIDAD DE SUELOS

ALBARÁN: **1877801** CÓDIGO DE MUESTRA: **1201/017/2023/010925(1527935)** FECHA TOMA: **22/08/2023-14:24**

MATERIAL

TIPO:	SUELO	MODALIDAD DE MUESTREO: GEO - MUESTREO POR GEOTECNIA
DESCRIPCIÓN:	S-02 TP 7.60 - 8.00	MUESTREO POR:
PROCEDENCIA:	S-02 TP 7.60 - 8.00	LOTE LABORATORIO:
LUGAR DE TOMA:	S-02	LOTE CLIENTE:
UBICACIÓN:		

TRABAJOS REALIZADOS - De acuerdo con el programa establecido, se han realizado los siguientes ensayos.

Determinación de la humedad mediante secado en estufa (suelos)	UNE 103300:1993
Análisis granulométrico (suelos)	UNE 103101:1995
Clasificación e índice de grupo (suelos)	ASTM 2487:2000
Presión de hinchamiento en edómetro (suelos)	UNE 103602:1996
Ensayo de compresión simple (suelos)	UNE 103400:1993
Límites de Atterberg (suelos)	UNE 103103:1994; UNE 103104:1993

RESULTADOS

Los resultados de los ensayos se presentan en las siguientes páginas.

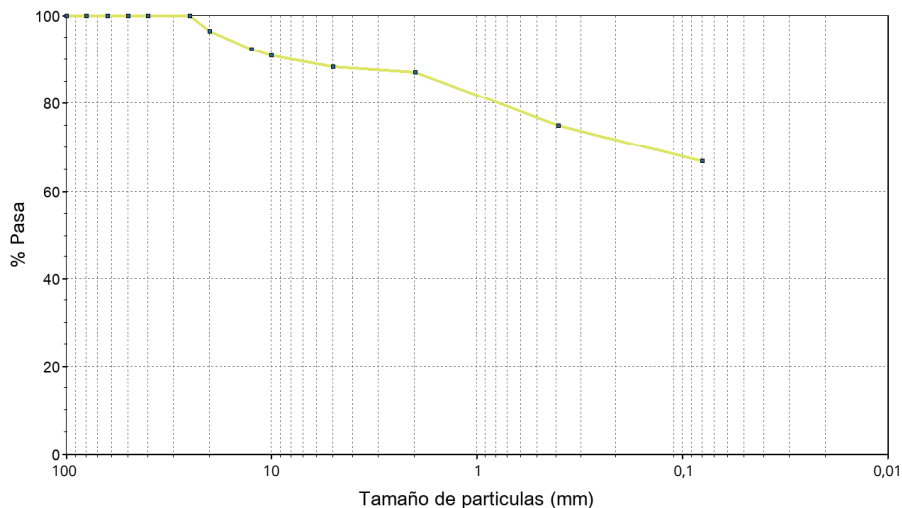
La incertidumbre de los resultados está a disposición del cliente en CEMOSA.

Expediente: **O/2005036/37/01**
Nº acta: 017-23/011867/1
Código de muestra: 1201/017/2023/010925(1527935)
Procedencia: S-02 TP 7.60 - 8.00

LABORATORIO DE ENSAYOS PARA EL CONTROL DE CALIDAD DE LA EDIFICACIÓN SEGÚN RD 410/2010

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

TAMIZ (mm)	% PASA
100	100,0
80	100,0
63	100,0
50	100,0
40	100,0
25	100,0
20	96,6
12,5	92,4
10	91,1
5	88,5
2	87,1
0,4	75,0
0,080	66,9



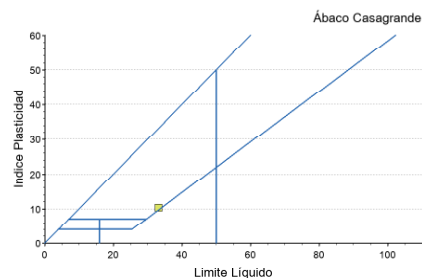
LÍMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LÍQUIDO: **33,2** LÍMITE PLÁSTICO: **22,8** ÍNDICE DE PLASTICIDAD: **10,4**

CLASIFICACIÓN

Arcilla de Baja Plasticidad

U.S.C.S:	CL
AASHTO:	A-6
ÍNDICE DE GRUPO:	6



DENSIDAD Y HUMEDAD

DENSIDAD - UNE 103301

HÚMEDA (g/cm³):	-
SECA (g/cm³):	-

HUMEDAD - UNE 103201

HUMEDAD (%): **23,5**

Expediente: **O/2005036/37/01**
Nº acta: 017-23/011867/1
Código de muestra: 1201/017/2023/010925(1527935)
Procedencia: S-02 TP 7.60 - 8.00

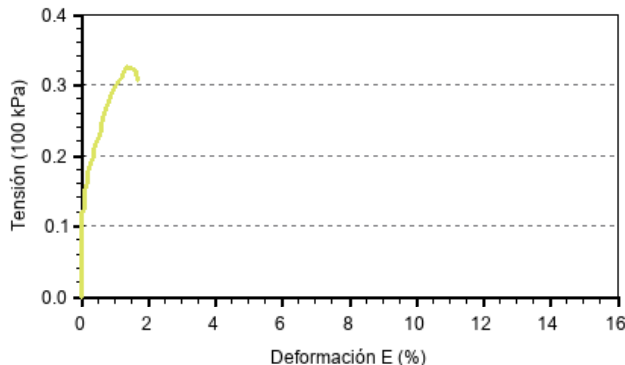
LABORATORIO DE ENSAYOS PARA EL CONTROL DE CALIDAD DE LA EDIFICACIÓN SEGÚN RD 410/2010

ROTURA A COMPRESIÓN SIMPLE

ENSAYO CON MUESTRA INALTERADA

DIÁMETRO (cm):	7,3
ALTURA (cm):	14,8
HUMEDAD (%):	22,59
R. COMP. SIMPLE, q_u (kPa):	35
R. COMP. SIMPLE (kp/cm ²):	0,33
DEFORM. EN ROTURA, ϵ_v (%):	1,40
DENSIDAD HÚMEDA (g/cm ³):	1,94
DENSIDAD SECA (g/cm ³):	1,58

FORMA DE ROTURA



PRESIÓN DE HINCHAMIENTO DE UN SUELO EN EDÓMETRO

DATOS DE LA CÉLULA

VOLUMEN (cm ³):	39,26
ÁREA (cm ²):	19,63
ALTURA (mm):	20
DIÁMETRO (mm):	50

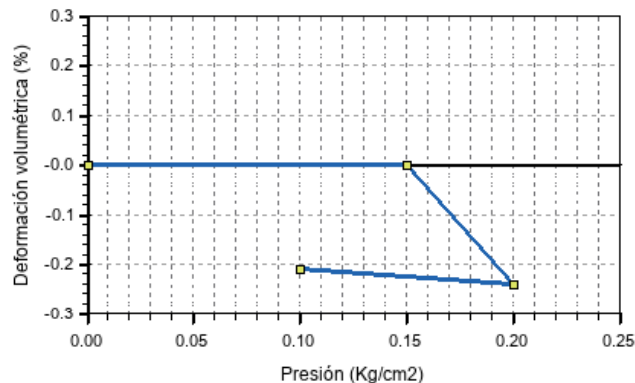
DATOS DE LA MUESTRA

DENSIDAD HÚMEDA INICIAL (g/cm ³):	1,85
DENSIDAD SECA (g/cm ³):	1,49
HUMEDAD INICIAL (%):	24,4
HUMEDAD FINAL (%):	29,0

PRESIÓN (Kg/cm ²)	PRESIÓN (kPa)	DEFORMACIÓN (%)
0,00	0,00	0,00
0,15	14,71	0,00
0,20	19,61	-0,24
0,10	9,81	-0,21

PRESIÓN DE HINCHAMIENTO (Kg/cm²) 0,15

PRESIÓN DE HINCHAMIENTO (kPa) 14,71



Fdo. JOSE SERRANO CORDOBA
Director Técnico de Laboratorio
Ldo. en Geología

Fdo. LIDIA FOLGADO FERNANDEZ
Responsable de Ensayos Físicos
Ldo. en Geología

Madrid a 01/09/2023

Expediente: **O/2005036/37/01**
Nº acta: 017-23/011868/1
Obra: IES ARGANDA DEL REY (LINEA 6)
Peticionario: COMUNIDAD DE MADRID
Dirección: PUERTA DEL SOL 7 28013 MADRID
Contratista:
Dirección técnica:

ENSAYO DE IDONEIDAD DE SUELOS

ALBARÁN: **1877802** CÓDIGO DE MUESTRA: **1201/017/2023/010926(1527936)** FECHA TOMA: **22/08/2023-14:24**

MATERIAL

TIPO:	SUELO	MODALIDAD DE MUESTREO: GEO - MUESTREO POR GEOTECNIA
DESCRIPCIÓN:	S-02 TP 10.60 - 11.10	MUESTREO POR:
PROCEDENCIA:	S-02 TP 10.60 - 11.10	LOTE LABORATORIO:
LUGAR DE TOMA:	S-02	LOTE CLIENTE:
UBICACIÓN:		

TRABAJOS REALIZADOS - De acuerdo con el programa establecido, se han realizado los siguientes ensayos.

Determinación de la humedad mediante secado en estufa (suelos)	UNE 103300:1993
Análisis granulométrico (suelos)	UNE 103101:1995
Determinación del contenido de sulfatos solubles (cuantitativo) (suelos)	UNE 103201:2019
Clasificación e índice de grupo (suelos)	ASTM 2487:2000
Presión de hinchamiento en edómetro (suelos)	UNE 103602:1996
Ensayo de compresión simple (suelos)	UNE 103400:1993
Determinación de la acidez Bauman-Gully (suelos)	UNE 83962:2008
Límites de Atterberg (suelos)	UNE 103103:1994; UNE 103104:1993

RESULTADOS

Los resultados de los ensayos se presentan en las siguientes páginas.

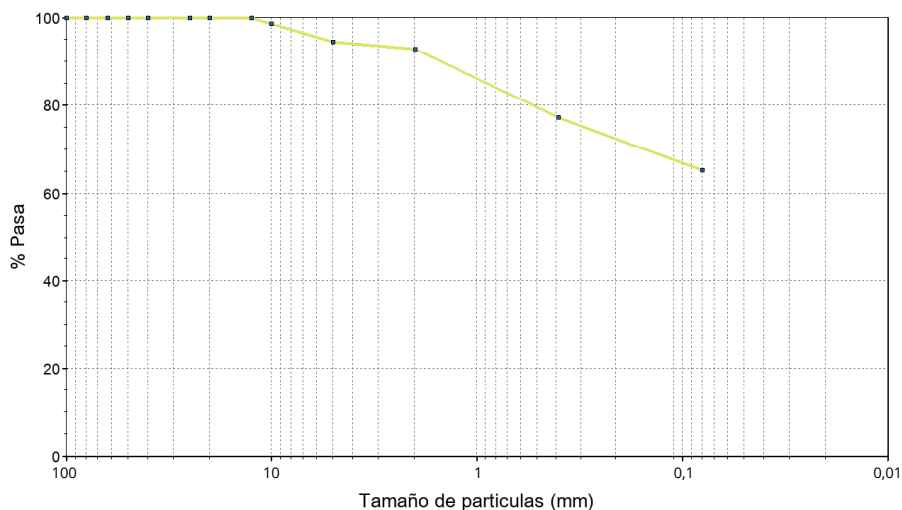
La incertidumbre de los resultados está a disposición del cliente enCEMOSA.

Expediente: **O/2005036/37/01**
Nº acta: 017-23/011868/1
Código de muestra: 1201/017/2023/010926(1527936)
Procedencia: S-02 TP 10.60 - 11.10

LABORATORIO DE ENSAYOS PARA EL CONTROL DE CALIDAD DE LA EDIFICACIÓN SEGÚN RD 410/2010

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

TAMIZ (mm)	% PASA
100	100,0
80	100,0
63	100,0
50	100,0
40	100,0
25	100,0
20	100,0
12,5	100,0
10	98,6
5	94,6
2	92,9
0,4	77,3
0,080	65,3



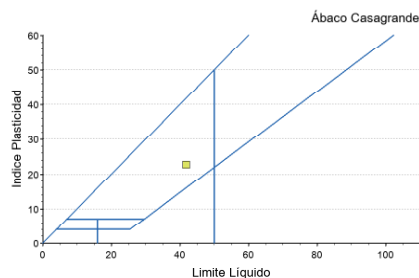
LÍMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LÍQUIDO: **41,8** LÍMITE PLÁSTICO: **19,0** ÍNDICE DE PLASTICIDAD: **22,7**

CLASIFICACIÓN

Arcilla de Baja Plasticidad

U.S.C.S:	CL
AASHTO:	A-7-6
ÍNDICE DE GRUPO:	13



DENSIDAD Y HUMEDAD

DENSIDAD - UNE 103301

HÚMEDA (g/cm³):	-
SECA (g/cm³):	-

HUMEDAD - UNE 103201

HUMEDAD (%): **23,4**

ANÁLISIS QUÍMICO

SULFATO (% SO ₃):	NO CONTIENE	SALES SOLUBLES (g/100g suelo):	-
MATERIA ORGÁNICA (%):	-	YESOS (%):	-
CARBONATOS (% CaCO ₃):	-		

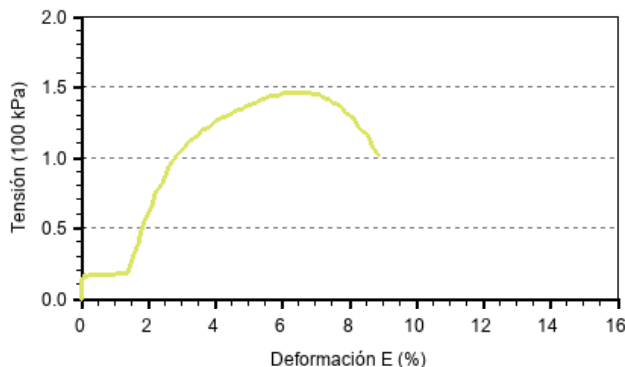
Expediente: **O/2005036/37/01**
Nº acta: 017-23/011868/1
Código de muestra: 1201/017/2023/010926(1527936)
Procedencia: S-02 TP 10.60 - 11.10

ROTURA A COMPRESIÓN SIMPLE

ENSAYO CON MUESTRA INALTERADA

DIÁMETRO (cm):	7,3
ALTURA (cm):	15
HUMEDAD (%):	23,55
R. COMP. SIMPLE, q_u (kPa):	145
R. COMP. SIMPLE (kp/cm²):	1,46
DEFORM. EN ROTURA, ϵ_v (%):	6,40
DENSIDAD HÚMEDA (g/cm³):	1,92
DENSIDAD SECA (g/cm³):	1,55

FORMA DE ROTURA



AGRESIVIDAD QUÍMICA DEL SUELO FRENTE AL HORMIGÓN

PARÁMETROS	NORMA	RESULTADO	TIPO DE EXPOSICIÓN		
			XA1 - ATAQUE DEBIL	XA2 - ATAQUE MEDIO	XA3 - ATAQUE FUERTE
ACIDEZ BAUMANN-GULLY (ml/kg):	UNE 83962	24,48	> 200	NO APLICABLE	NO APLICABLE
EVALUACIÓN DE LA AGRESIVIDAD:		NO AGRESIVA			

PRESIÓN DE HINCHAMIENTO DE UN SUELO EN EDÓMETRO

DATOS DE LA CÉLULA

VOLUMEN (cm³):	39,26
ÁREA (cm²):	19,63
ALTURA (mm):	20
DIÁMETRO (mm):	50

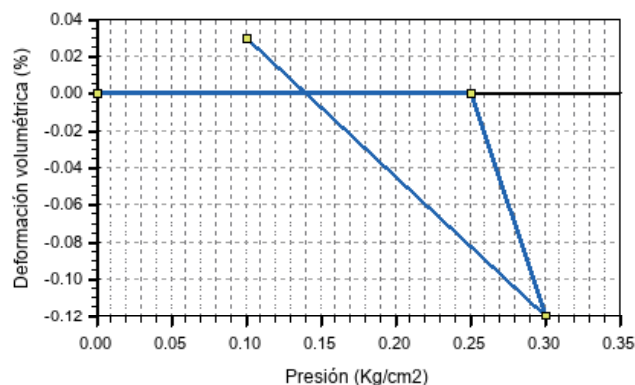
DATOS DE LA MUESTRA

DENSIDAD HÚMEDA INICIAL (g/cm³):	1,79
DENSIDAD SECA (g/cm³):	1,45
HUMEDAD INICIAL (%):	23,2
HUMEDAD FINAL (%):	27,3

PRESIÓN (Kg/cm²)	PRESIÓN (kPa)	DEFORMACIÓN (%)
0,00	0,00	0,00
0,25	24,52	0,00
0,30	29,42	-0,12
0,10	9,81	0,03

PRESIÓN DE HINCHAMIENTO (Kg/cm²) 0,25

PRESIÓN DE HINCHAMIENTO (kPa) **24,52**



Fdo. JOSE SERRANO CORDOBA
Director Técnico de Laboratorio
Ldo. en Geología

Fdo. LIDIA FOLGADO FERNANDEZ
Responsable de Ensayos Físicos
Ldo. en Geología

Madrid a 01/09/2023

Expediente: **O/2005036/37/01**
Nº acta: 017-23/011869/1
Obra: IES ARGANDA DEL REY (LINEA 6)
Peticionario: COMUNIDAD DE MADRID
Dirección: PUERTA DEL SOL 7 28013 MADRID
Contratista:
Dirección técnica:

ENSAYO DE IDONEIDAD DE SUELOS

ALBARÁN: **1877803** CÓDIGO DE MUESTRA: **1201/017/2023/010927(1527937)** FECHA TOMA: **22/08/2023-14:24**

MATERIAL

TIPO:	SUELO	MODALIDAD DE MUESTREO:	GEO - MUESTREO POR GEOTECNIA
DESCRIPCIÓN:	S-02 SPT 15.00 - 15.53	MUESTREO POR:	
PROCEDENCIA:	S-02 SPT 15.00 - 15.53	LOTE LABORATORIO:	
LUGAR DE TOMA:	S-02	LOTE CLIENTE:	
UBICACIÓN:			

TRABAJOS REALIZADOS - De acuerdo con el programa establecido, se han realizado los siguientes ensayos.

Análisis granulométrico (suelos)	UNE 103101:1995
Clasificación e índice de grupo (suelos)	ASTM 2487:2000
Límites de Atterberg (suelos)	UNE 103103:1994; UNE 103104:1993

RESULTADOS

Los resultados de los ensayos se presentan en las siguientes páginas.

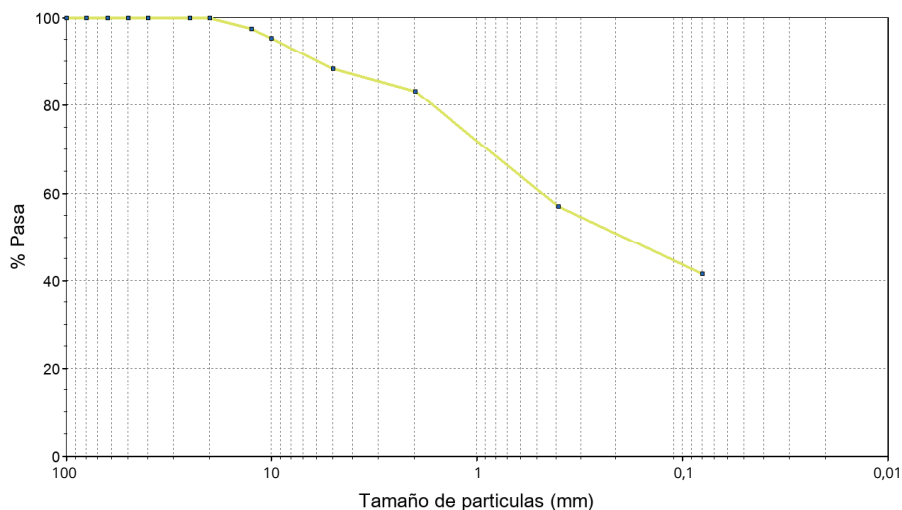
La incertidumbre de los resultados está a disposición del cliente en CEMOSA.

Expediente: **O/2005036/37/01**
Nº acta: 017-23/011869/1
Código de muestra: 1201/017/2023/010927(1527937)
Procedencia: S-02 SPT 15.00 - 15.53

LABORATORIO DE ENSAYOS PARA EL CONTROL DE CALIDAD DE LA EDIFICACIÓN SEGÚN RD 410/2010

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

TAMIZ (mm)	% PASA
100	100,0
80	100,0
63	100,0
50	100,0
40	100,0
25	100,0
20	100,0
12,5	97,5
10	95,4
5	88,5
2	83,3
0,4	57,1
0,080	41,6



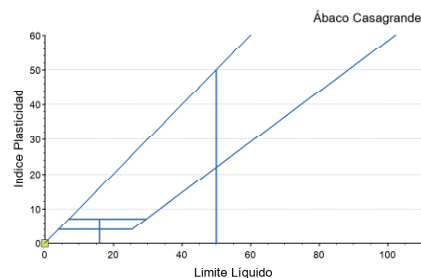
LÍMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LÍQUIDO: - LÍMITE PLÁSTICO: - ÍNDICE DE PLASTICIDAD: - **NO PLÁSTICO**

CLASIFICACIÓN

Arena Limosa

U.S.C.S:	SM
AASHTO:	A-4
ÍNDICE DE GRUPO:	0



Fdo. JOSE SERRANO CORDOBA
Director Técnico de Laboratorio
Ldo. en Geología

Fdo. LIDIA FOLGADO FERNANDEZ
Responsable de Ensayos Físicos
Ldo. en Geología

Madrid a 01/09/2023

APÉNDICE 1. HOJA DOCUMENTAL

FICHA DOCUMENTAL

El presente documento, de título **INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO IES ARGANDA DEL REY (LINEA 6) Y PISTA DEPORTIVA** ha sido realizado por CEMOSA, en su delegación de **Madrid**, en la siguiente dirección:

Pol. Ind. Los Olivos. C/ Innovación,11 (28906)

MADRID - GETAFE

El teléfono y email de contacto son los siguientes:

Tel: 916 828 727 Fax: 916 019 683

madrid@cemosa.es

Para cualquier consulta o aclaración, así como para cualquier cuestión relacionada con este documento habrá de dirigirse al siguiente técnico de contacto:

Carlos Álvarez Calvo



ADENDA AL INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES CIMENTACIÓN PARA NUEVO INSTITUTO Y PISTA DEPORTIVA EN ARGANDA DEL REY (LINEA 6)

DIRECCION GENERAL DE INFRAESTRUCTURAS, COMUNIDAD DE MADRID

Nº INFORME O/2005036/37

ARGANDA DEL REY

INFORME

INGENIERIA | CONTROL DE CALIDAD | GEOTECNIA | EDIFICACION | CERTIFICACION | I+D+i | SEGURIDAD Y SALUD



Edición: nº0 Revisión: nº0

Fecha: Octubre de 2025



Pol. Ind. Los Olivos. C/ Innovación,11 (28906)
MADRID - GETAFE
Tel: 916 828 727 Fax: 916 019 683
madrid@cemosa.es

cemosa
Ingeniería y Control

TITULO DEL DOCUMENTO: ADENDA AL **INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA NUEVO INSTITUTO Y PISTA DEPORTIVA EN ARGANDA DEL REY**

Edición número:	0	Fecha edición :	Octubre de 2025
Revisión número:	0	Fecha revisión :	Octubre de 2025
Edición y Revisión número:	1	Fecha revisión :	
Edición y Revisión número:	2	Fecha revisión :	
Edición y Revisión número:	3	Fecha revisión :	

CONTROL DE CALIDAD

	Nombre	Firma	Fecha
Realizado por	Almudena Redondo Fernández		Octubre de 2025
Revisado	Carlos Álvarez Calvo		Octubre de 2025
Aprobado	Carlos Álvarez Calvo		Octubre de 2025

REGISTRO DE MODIFICACIONES

Edic./Rev.	Fecha	Responsable modificación	Secc./Párrafo Modificado	Modificación efectuada
0/0	Octubre de 2025	-	-	Edición inicial

*Este documento refiere la Edición vigente **nº** y revisión vigente **nº**. Esta edición y/o revisión anula a las anteriores.*

MEMORIA

1.-	INTRODUCCIÓN.....	1
2.-	ANTECEDENTES.....	1
3.-	RECOMENDACIONES.....	2
4.-	CIMENTACIÓN MEDIANTE MICROPILOTAJE.....	2
4.1.-	Condicionantes geotécnicos	2
4.1.1.-	Ejecución.....	2
4.2.-	Fundamentos teóricos. Cargas geotécnicas.....	5
4.2.1.-	Cálculo frente al hundimiento	5
	Suelos 5	
	Resistencia de cálculo por fuste	7
	Resistencia por punta.....	13
4.2.2.-	Cálculo de asentos de los micropilotes	13
	Consideraciones generales	13
	Micropilote en terreno granular	14
	Micropilote en terreno cohesivo.....	14
	Consideraciones adicionales para el cálculo de asentos	15
4.2.3.-	Grupo de micropilotes.....	15
	Comportamiento bajo carga vertical	16
	Asientos de los grupos de micropilotes	18
4.3.-	Comprobación de resistencias	18
4.4.-	Cálculo de asentos.....	19
4.5.-	Grupos de micropilotes	20
4.6.-	Rozamiento negativo	20
5.-	RELLENO ESTRUCTURAL.....	21
6.-	EJECUCIÓN DE SOLERAS	23
6.1.-	Descripción	23
6.2.-	Errores en la ejecución de soleras sobre terrenos no aptos	23
6.3.-	Preparación de la Explanada y la Capa Base de Apoyo de la Solera	25
6.4.-	Conformación de la Capa Base.....	25

APENDICES

APÉNDICE 1. HOJA DOCUMENTAL

1.- Introducción

El presente documento responde a **ADENDA AL INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA NUEVO INSTITUTO Y PISTA DEPORTIVA EN ARGANDA DEL REY** en **MADRID** solicitado a **CEMOSA** por **DIRECCION GENERAL DE INFRAESTRUCTURAS, COMUNIDAD DE MADRID**.

El trabajo se establece con expediente O/2005036/37, y realizado por la delegación de CEMOSA en Madrid.

El objeto del presente documento viene dado por la solicitud del cliente de aportar recomendación de cimentación de los siguientes elementos constructivos:

- Muro perimetral de parcela, escaleras y rampas
- Solera para pistas deportivas y zonas de paso

2.- Antecedentes

Las conclusiones relevantes alcanzada en el informe origen aportado en octubre de 2023, son las siguientes:

- *En función de los trabajos de campo realizados, junto con ensayos de laboratorio ejecutado podemos establecer la siguiente secuencia estratigráfica modelo:*

Tabla 50. Modelo estratigráfico establecido.

Nivel	Material	Desde (m.)	Hasta (m.)
UG.1	Rellenos de naturaleza antrópica	0,00	6,50
UG.2	Arcillas limosas de tonos beige y marrones	6,50	-

- *Como modelo de cimentación entendemos adecuado optar por uno de tipo profundo y dentro de estos consideramos acertado optar por una cimentación mediante pilotes, estos deberán quedar empotrados en la unidad portante referida UG.2 Arcillas limosas de tonos beige y marrones.*
- *No asignamos capacidad resistente a la unidad UG.1 dado su bajo grado de consistencia que incluso podrían desarrollar efectos parasitarios*

3.- Recomendaciones

Considerando los antecedentes geotécnicos presentados, donde el relleno antrópico alcanza un espesor máximo de 6,50 m, se recomienda implementar una cimentación profunda mediante micropilotaje para los muros perimetrales, escaleras y rampas. Los criterios de diseño y ejecución para esta solución se detallan a continuación.

Adicionalmente, se propone una solución alternativa basada en la ejecución de un relleno estructural, sujeta a la viabilidad de las solicitudes y condiciones específicas de la obra.

Finalmente, se presentan los criterios de ejecución para la solera de la pista deportiva y las zonas de paso.

4.- Cimentación mediante micropilotaje

A continuación, se valora la cimentación mediante micropilotes como solución de cimentación para los muros perimetrales, escaleras y rampas definidos en el proyecto constructivos. La longitud de los micropilotes dependerá de las resistencias unitarias estimadas en el informe geotécnico origen y de las solicitudes de la obra.

4.1.- Condicionantes geotécnicos

De acuerdo con los resultados obtenidos, tanto en campo como en laboratorio, se puede establecer un modelo de cimentación mediante micropilotes según los modelos que se establecen a continuación, estando en todo caso empotrados en los materiales de la unidad geotécnica UG.2 formada por Arcillas limosas de tonos beige y marrones, detectada a una profundidad generalizada de 6,50m desde la boca de los sondeos.

No se asigna capacidad resistente a la unidad UG.1 dado su bajo grado de consistencia que incluso podrían desarrollar efectos parasitarios.

Se proponen los sistemas de inyección IGU (Inyección global y unificada), aunque se harán también referencia a los sistemas de inyección IRS (Inyección repetitiva y selectiva), cuando así se establezca.

Estos micropilotes están constituidos por un bulbo de transición de cargas al terreno firme, un tramo de transición y una cabeza de unión solidaria con la estructura que se pretende micropilotar.

4.1.1.- Ejecución

La ejecución de los micropilotes comprende las siguientes fases:

- 1º.- Perforación del terreno para alojamiento del micropilote.
- 2º.- Inyección del micropilote en el terreno
- 3º.- Inyección de manguitos del micropilote.

La perforación se realizará con sonda o martillo de fondo a rotoperCUSión, empleando trialetas, triconos o tallantes, según la naturaleza del terreno. Se realizan con los siguientes diámetros como más habituales:

Tabla 1. Diámetros más habituales de perforación, tubería de revestimiento y armaduras tubulares

Diámetro de perforación (mm)	Diámetro de tubería de revestimiento (mm)	Armadura Tubular (mm)
120	114.3	60.3 – 73.0
140	133.0	60.3 - 73.0 – 88.9
160	152.4	73.0 – 88.9 – 101.6
185	177.8	88.9 – 101.6 – 114.3 – 127.0
200	193.7	101.6 – 114.3 – 127.0 – 139.0
225	219.1	114.3 – 127.0 – 139.0 – 168.3

En el caso de martillos se podrá utilizar la refrigeración y extracción de detritos mediante aire.

Si se observase durante la perforación una pérdida sensible en el fluido de refrigeración y limpieza, se realizará un ensayo de permeabilidad, con objeto de evaluar las fisuras y decidir el tipo de inyección apropiado.

Terminado el taladro con la longitud, inclinación y diámetro necesario para cada micropilotaje, se harán las maniobras de limpieza o lavado suficientes para desalojar todo residuo que quede dentro de la perforación que puedan impedir la colocación del micropilote.

Una vez terminada la perforación, se colocarán en su interior las armaduras equipadas con las válvulas antirretorno.

En el exterior de los tubos de armadura irán alojados los manguitos de inyección, los cuales deberán ir provistos de válvulas antirretorno, que permitan realizar una inyección de lechada posterior a la del relleno del micropilote a presión y admisión controlada.

Una vez colocado el micropilote se realizará la inyección primaria con mortero relativamente fluido, avanzando desde el fondo de la perforación hasta la boca del taladro.

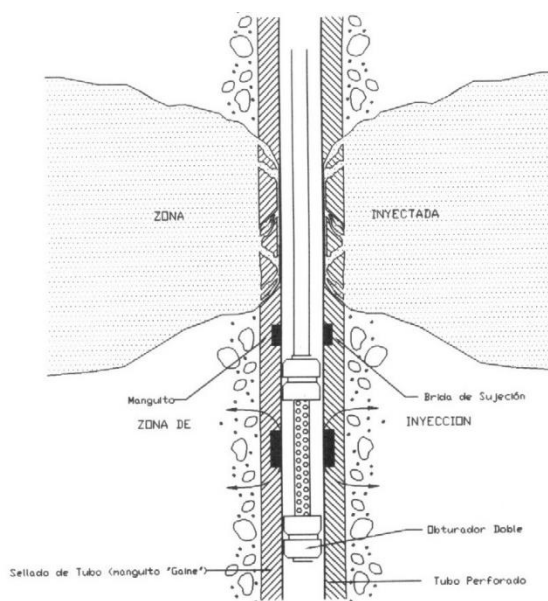


Figura Nº 1.- Esquema de inyección

Una vez transcurrido, por lo menos, cinco horas de esta inyección, se procederá a la inyección de presión, ésta se ejecutará a través del tubo y los manguitos. La presión a alcanzar en esta reinyección dependerá de las características del terreno.

La inyección se hará de forma continua e ininterrumpida y con la uniformidad necesaria para impedir la segregación de la mezcla.

En la cabeza del micropilote existirá el necesario conductor de purga para permitir la salida del aire alojada en el taladro. La inyección se continuará hasta que por los conductos de purga salga lechada de la misma consistencia que la que se inyecta y sin burbujas de aire.

No deberán transcurrir más de 30 minutos desde el amasado de la lechada hasta el comienzo de la inyección.

Las bombas de inyección estarán accionadas por un motor individual. En cualquier caso, la bomba deberá proporcionar una inyección continua e ininterrumpida con pequeñas variaciones de presión.

La bomba deberá estar provista de un dispositivo de seguridad que evite las sobrepresiones que puedan producirse por atascos en el interior de los conductos. La alimentación deberá ser por gravedad y no por succión, ya que éste último sistema tiende a introducir aire en la mezcla, lo cual debe evitarse.

Se controlará la calidad y dosificación de los materiales que componen la lechada, para comprobar que se cumplen las prescripciones del pliego. El contenido de agua y la dosificación de los aditivos se comprobará al menos una vez al día. Si el aditivo se suministra en envases con indicación de su contenido en peso, se verificará un muestreo de dichos envases con el fin de garantizar una variación real mínima en la dosificación.

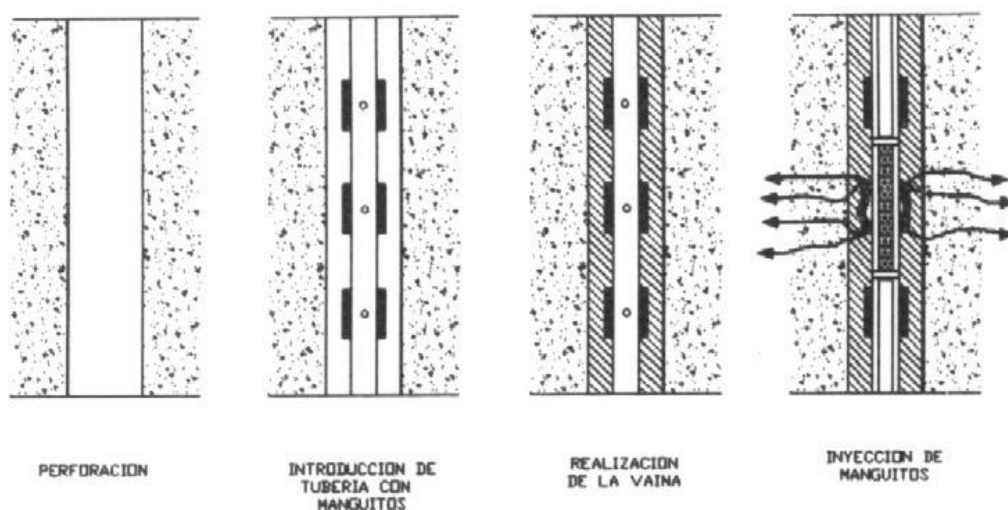


Figura Nº 2.- Metodología de inyección

La lechada deberá controlarse antes de entrar en el conducto y a la salida del mismo, comprobándose por una parte las características de la mezcla, por lo menos una vez por cada anclaje. Durante la inyección, se controlarán las presiones del manómetro de la bomba, comprobando que los valores permanecen constantes: cualquier brusca variación en estos valores es indicativa de irregularidades en la inyección bien por existencia de fugas o de obstrucciones.

4.2.- Fundamentos teóricos. Cargas geotécnicas

4.2.1.- Cálculo frente al hundimiento

El valor de la resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento $R_{c,d}$, deberá ser mayor o igual que el esfuerzo axil (compresión) de cálculo transmitido por la estructura en la hipótesis más desfavorable $N_{c,Ed}$, es decir:

$$R_{c,d} \geq N_{c,Ed}$$

donde:

$R_{c,d}$: Resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento (esfuerzo axil de compresión).

$N_{c,Ed}$: Esfuerzo axil de cálculo (compresión), obtenido a partir de acciones mayoradas.

La resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento será la suma de las resistencias de cálculo por fuste y por punta en su caso, las cuales dependen tanto de las características del micropilote, como del terreno de su entorno.

Suelos

Para poder considerar la resistencia por punta es preciso que se verifique, simultáneamente, en la zona de influencia de la misma³, que:

- En terrenos **granulares** el índice N del ensayo SPT según UNE 103800 sea superior a treinta ($N > 30$), es decir, compacidad densa a muy densa. De acuerdo con lo especificado en la *Guía de cimentaciones en obras de carretera* (epígrafe 5.10.2), el valor de cálculo de un determinado parámetro resistente correspondiente a la punta —en este caso N ó q_u — será la semisuma del que se asigne a la zona activa inferior (desde el plano de la punta, hasta tres diámetros nominales bajo el mismo, 3D) y a la zona pasiva superior (desde seis diámetros nominales, 6D, sobre el plano de la punta, hasta alcanzar éste). A su vez, el valor que se asigne a cada una de estas dos zonas, debe ser una estimación prudente del parámetro en cuestión dentro de las mismas. Se considera terreno granular, aquel cuyo cernido por el tamiz 0,080 UNE sea inferior al quince por ciento ($\# 0,080 \text{ mm} < 15\%$), y terreno cohesivo aquel cuyo cernido por el tamiz 0,080 UNE sea superior al treinta y cinco por ciento ($\# 0,080 \text{ mm} > 35\%$). En los casos comprendidos entre los límites anteriores y, sobre todo, en suelos saturados, será conveniente efectuar ambas hipótesis de comportamiento y adoptar finalmente la más pesimista respecto a la seguridad. Los índices N del ensayo SPT deben ser corregidos por el efecto de la sobrecarga de tierras y normalizados a la energía estándar del sesenta por ciento (60%). En terrenos **cohesivos** la resistencia a compresión simple del terreno, según UNE 103400, o mediante correlación con otros ensayos, sea superior a cien kilopascales ($q_u > 100 \text{ kPa}$), es decir, consistencia firme, muy firme o dura.
- La longitud de empotramiento en el terreno de las características recién referidas, debe ser superior o igual a seis diámetros nominales ($L_{\text{emp}} \geq 6D$), medidos sobre el plano de la punta.

De acuerdo con lo inmediatamente expuesto, la resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento $R_{c,d}$, en micropilotes sometidos a esfuerzos de compresión habrá de determinarse de alguna de las dos maneras que se indican a continuación, según pueda o no considerarse la contribución de la punta:

a) Cuando no pueda considerarse la resistencia por punta habrá de tenerse en cuenta únicamente la resistencia por fuste de cálculo del micropilote $R_{fc,d}$:

$$R_{c,d} = R_{fc,d} = A_L \cdot r_{fc,d}$$

donde:

$R_{c,d}$: Resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento.

$R_{fc,d}$: Resistencia por fuste de cálculo frente a esfuerzos de compresión. Deberá deducirse de pruebas de carga o en su defecto, calcularse a partir de estimaciones del rozamiento unitario por fuste.

A_L : Área lateral del micropilote. Deberá determinarse a partir del diámetro nominal, D .

$r_{fc,d}$: Rozamiento unitario por fuste de cálculo frente a esfuerzos de compresión.

La expresión anterior resulta de aplicación en terrenos homogéneos; cuando se atraviesen horizontes de distinta naturaleza, deberá efectuarse una discretización y considerarse el producto del área lateral del micropilote en cada zona, por su rozamiento unitario por fuste de cálculo. Es decir:

$$R_{fc,d} = \sum_{i=1}^n A_{Li} \cdot (r_{fc,d})_i$$

donde:

n : Número de tramos que comprende la discretización.

A_{Li} : Área lateral del micropilote en la zona comprendida dentro del tramo i -ésimo de la discretización efectuada.

$(r_{fc,d})_i$: Rozamiento unitario por fuste de cálculo en el tramo i -ésimo de la discretización efectuada.

b) Cuando **pueda considerarse la resistencia por punta**, la resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento $R_{c,d}$, será la suma de las resistencias por punta y fuste:

$$R_{c,d} = R_{p,d} + R_{fc,d}$$

donde:

$R_{c,d}$: Resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento.

$R_{p,d}$: Resistencia por punta de cálculo.

$R_{fc,d}$: Resistencia por fuste de cálculo frente a esfuerzos de compresión.

Resistencia de cálculo por fuste

Sistemas de cálculo

La resistencia de cálculo por fuste $R_{fc,d}$, se puede obtener mediante ensayos de carga, o a partir del valor del rozamiento unitario por fuste de cálculo, deducido por métodos teóricos o correlaciones empíricas.

Los valores más representativos son los obtenidos en pruebas de carga realizadas sobre micropilotes del mismo tipo y dimensiones y en el mismo terreno que los que se vayan a ejecutar.

Para la adopción del valor de cálculo correspondiente al rozamiento unitario por fuste $r_{fc,d}$, se seguirá el siguiente orden de prelación:

- En primer lugar, y con carácter preferente, a partir de ensayos de carga «in situ».

- En ausencia de los referidos ensayos de carga, se adoptará el valor que se considere como más representativo de entre los siguientes:
 - El obtenido por el método teórico.
 - El obtenido por correlaciones empíricas.

En caso de que el micropilote atravesase cavidades o huecos, deberá considerarse nula la resistencia por fuste en el tramo en cuestión. También se considerará nula la resistencia por fuste en los tramos en los que, por cualquier circunstancia, se deje una tubería de revestimiento de forma permanente (camisa pérdida), salvo justificación del proyecto.

Pruebas de carga

Los cálculos asociados al estudio de las cimentaciones profundas pueden resultar, en ocasiones, poco precisos y por ello la realización de ensayos o pruebas de carga resulta especialmente recomendable.

Las pruebas de carga convienen que se realicen sobre micropilotes de las mismas dimensiones (longitud y diámetro) que aquellos a cuyo estudio vayan a aplicarse los resultados, para evitar la consideración del efecto escala. Asimismo, estas pruebas deben realizarse sobre micropilotes contruidos en terrenos semejantes a los del caso estudiado, preferiblemente en la propia obra y, sobre todo, deben ser contruidos con técnicas análogas.

La máxima utilidad de los ensayos de carga se obtiene cuando los micropilotes ensayados son aquellos cuyo comportamiento se quiere conocer. En tales circunstancias, aunque no se alcance la carga de hundimiento, puede definirse con bastante precisión la deformabilidad de la cimentación.

Los ensayos de carga vertical de compresión hasta provocar el hundimiento presentan el inconveniente de tener que proporcionar una reacción vertical suficientemente elevada, lo que normalmente se consigue con lastre o mediante el empleo de elementos de tracción contruidos en el entorno: por lo general, otros micropilotes o anclajes dispuestos con este propósito.

Método teórico

El rozamiento unitario por fuste de cálculo a una determinada profundidad z , podrá obtenerse como:

$$r_{fc,d}(z) = \frac{c'}{F_c} + \sigma'_H(z) \cdot \frac{\operatorname{tg} \delta}{F_\phi}$$

donde:

$r_{fc,d}$: Rozamiento unitario por fuste de cálculo frente a esfuerzos de compresión.

z : Profundidad, medida verticalmente desde la superficie del terreno.

c' : Cohesión efectiva del terreno natural a la profundidad z . Puede determinarse mediante ensayos triaxiales según UNE 103402, o de corte directo según UNE 103401, con consolidación y con drenaje (CD). También pueden emplearse datos deducidos de ensayos de campo, observación del comportamiento de estructuras enterradas, etc.

En general, salvo que se tenga un conocimiento muy exhaustivo acerca de este parámetro en el terreno concreto a estudiar, se recomienda reducir el valor de la cohesión efectiva deducida por estos sistemas, llegando incluso a considerarla nula ($c' = 0$) en el caso de valores poco representativos.

δ : Ángulo de rozamiento del contacto terreno-fuste del micropilote, a la profundidad z . Es una fracción del ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno φ' , que puede determinarse mediante ensayo de corte directo según UNE 103401, con consolidación y con drenaje (CD). También pueden emplearse datos deducidos de ensayos de campo, observación del comportamiento de estructuras enterradas, etc.

Resulta habitual considerar $\delta = k_r \cdot \varphi'$

donde:

k_r : Relación entre los ángulos de rozamiento del contacto terreno-fuste e interno del terreno. Es un coeficiente comprendido habitualmente, para micropilotes, entre dos tercios y la unidad.

$\sigma'_H(z)$: Presión horizontal efectiva del terreno a la profundidad z . Se determinará como se indica a continuación, dependiendo del tipo de inyección:

- Inyecciones tipo IR ó IRS, con registro de presiones de inyección, para profundidades superiores a cinco metros ($z > 5$ m):

$$\sigma'_H(z) = k_o \cdot \sigma'_V(z) + \frac{p_i}{3}$$

- Resto de casos:

$$\sigma'_H(z) = k_o \cdot \sigma'_V(z)$$

donde:

$\sigma'_V(z)$: Presión vertical efectiva del terreno a la profundidad z .

p_i : Presión de inyección. Sólo se considerará no nula (p_i distinto de 0) en micropilotes tipo IR ó IRS con registro de presiones de inyección, para zonas del fuste que se encuentren a una profundidad superior a cinco metros ($z > 5$ m); en caso contrario deberá considerarse de valor nulo ($p_i = 0$).

k_o : Coeficiente de empuje al reposo.

F_c , F_ϕ : Coeficientes de minoración que dependen del tipo de aplicación y que pueden obtenerse de la tabla siguiente:

Tabla 2. Coeficientes F_c , F_ϕ

Tipo de aplicación	F_c	F_ϕ
Estructuras de cimentación de nueva construcción	1.50	1.50
Recalce de estructuras de cimentación preexistentes	1.20	1.20

Situaciones de corto plazo

Para el caso de micropilotes cuyo fuste esté en contacto con suelos arcillosos saturados y para el análisis concreto de situaciones de corto plazo, el rozamiento unitario por fuste de cálculo, se obtendrá como:

$$r_{fc,d} = \frac{s_u}{F_{cu}}$$

donde:

$r_{fc,d}$: Rozamiento unitario por fuste de cálculo frente a esfuerzos de compresión.

s_u : Resistencia al corte sin drenaje del terreno natural a la profundidad z . En general es equivalente a la mitad de la resistencia a la compresión simple del terreno en cuestión, salvo en arcillas fisuradas en las cuales se debe obtener a partir de ensayos triaxiales sin consolidación y sin drenaje (UU) según UNE 103402. También puede obtenerse «in situ», mediante el ensayo de molinete.

F_{cu} : Coeficiente de minoración, cuyo valor puede considerarse un noventa por ciento del coeficiente F_c , obtenido de la tabla referida.

Correlaciones empíricas

Utilizando correlaciones empíricas, el rozamiento unitario por fuste de cálculo se obtiene mediante la expresión:

$$r_{fc,d} = \frac{r_{f,lim}}{F_r}$$

donde:

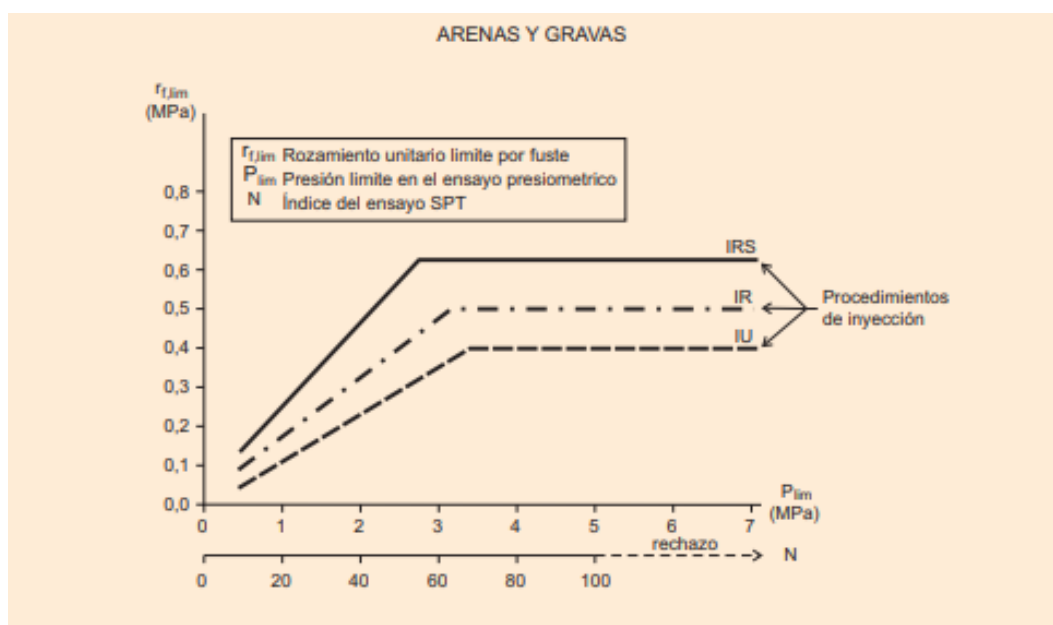
F_r : Coeficiente de minoración que tiene en cuenta la duración de la función estructural de los micropilotes, que puede obtenerse de la tabla siguiente.

Tabla 3. Coeficiente F_r

Duración	F_r
Obras donde los micropilotes tienen una función estructural de duración inferior o igual a seis (6) meses	1.45
Obras donde los micropilotes tienen una función estructural de duración superior a seis (6) meses	1.65

$r_{fc,d}$: Rozamiento unitario por fuste de cálculo frente a esfuerzos de compresión.

$r_{f,lim}$: Rozamiento unitario límite por fuste. Puede obtenerse a partir de la figura siguiente siempre que se cumplan los criterios de aplicabilidad de dicha figura, que se refieren en este mismo epígrafe.



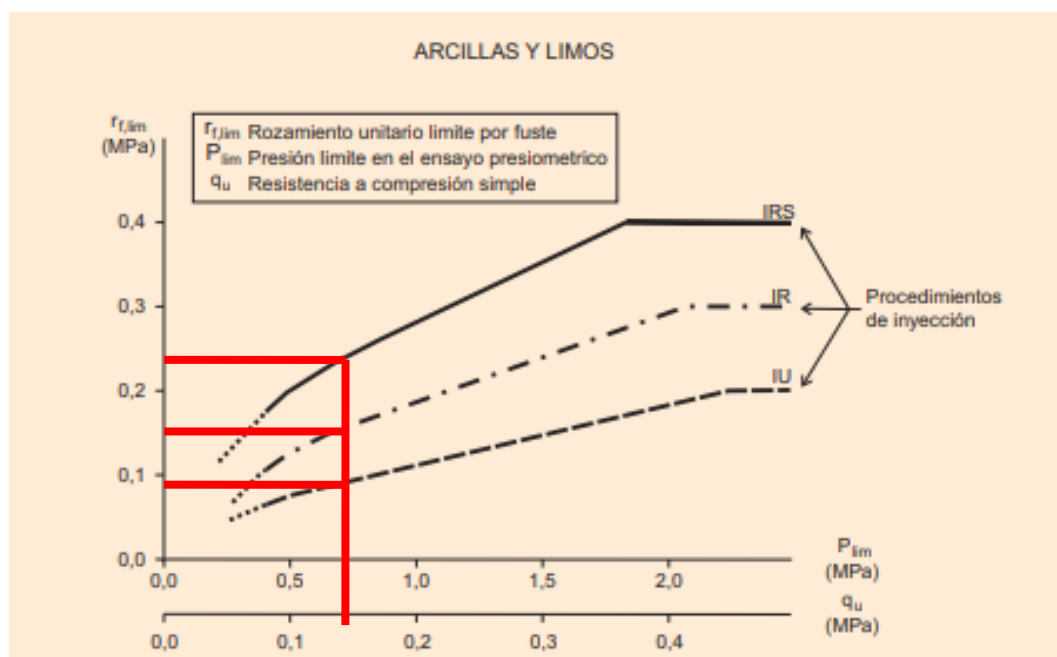


Figura Nº 3.- Rozamiento unitario límite por fuste

La figura relaciona el rozamiento unitario límite por fuste $r_{f,lim}$, con una serie de parámetros geotécnicos representativos como el índice N del ensayo SPT en terrenos granulares, la resistencia a compresión simple en los terrenos cohesivos q_u , o la presión límite del terreno en el ensayo presiométrico P_{lim} . Aunque en abscisas se usa una escala doble, ha de entenderse como una facilidad adicional para la obtención del rozamiento unitario límite por fuste $r_{f,lim}$, pero nunca como correlación entre las variables indicadas en dichos ejes paralelos.

Asimismo, cada figura incluye tres curvas correspondientes a otros tantos tipos de micropilotes, en función del tipo de inyección aplicada (IU, IR ó IRS). Debe tenerse en cuenta que si no se obtienen los límites inferiores que se establecen para las presiones de inyección, dichas curvas no resultarán de aplicación.

Para la parte del fuste que se encuentre a una profundidad, medida verticalmente desde la superficie del terreno, menor de cinco metros ($z < 5$ m), debe adoptarse en todo caso, e independientemente del procedimiento de inyección utilizado, el valor $r_{f,lim}$ correspondiente al de una inyección del tipo IU.

Para el empotramiento en roca se podrá valorar las resistencias unitarias con los parámetros propios de roca, (siguiente tabla):

- Resistencia unitaria por fuste: $F_{e,d}$ (MPa) 0,15-0,60
- Resistencia unitaria por punta: $q_{pe,d} = 0,07-0,10 \cdot q_u$

q_u =resistencia a la compresión simple de la roca.

Tabla 4. Resistencia unitaria de cálculo en el empotramiento en roca, por fuste y punta (Grado de meteorización \leq III según ISRM)

Tipo de roca	$F_{e,d}$ (MPa)	$q_{pe,d}$ (MPa)
Margas y margocalizas	0,15 - 0,40	0,07 q_u
Pizarras y otros esquistos	0,20 - 0,30	0,07 q_u
Areniscas	0,30 - 0,45	0,07 q_u
Calizas y dolomías	0,40 - 0,50	0,10 q_u
Granitos y basaltos	0,40 - 0,60	0,10 q_u

Resistencia por punta

En el caso de apoyo de los micropilotes en suelos, y dada la pequeña sección transversal de los mismos, resulta habitual no considerar la colaboración por punta del terreno.

No obstante, lo anterior y cuando, de acuerdo con lo especificado anteriormente, pueda considerarse la resistencia por punta $R_{p,d}$, habrá de adoptarse como valor máximo de la misma el quince por ciento (15%) de la resistencia de cálculo por fuste frente a esfuerzos de compresión $R_{fc,d}$, es decir:

$$R_{p,d} \leq 0,15 R_{fc,d}$$

donde:

$R_{p,d}$: Resistencia de cálculo por punta.

$R_{fc,d}$: Resistencia de cálculo por fuste frente a esfuerzos de compresión.

4.2.2.- Cálculo de asientos de los micropilotes

Consideraciones generales

El asiento de los micropilotes sometidos a esfuerzos de compresión deberá determinarse preferiblemente a través de pruebas de carga.

Cuando no se disponga de dichos ensayos puede calcularse de modo aproximado, según se especifica en este apartado, dependiendo de que el micropilote esté empotrado en roca, o situado en terreno granular o cohesivo.

A los solos efectos de este tipo de cálculos, se considerará terreno granular aquel cuyo cernido por el tamiz 0,080 UNE sea inferior al quince por ciento ($\# 0,080 \text{ mm} < 15\%$) y terreno cohesivo aquel cuyo cernido por el tamiz 0,080 UNE sea superior al treinta y cinco por ciento ($\# 0,080 \text{ mm} > 35\%$).

En los casos comprendidos entre los límites anteriores y, sobre todo, en suelos saturados, será conveniente efectuar ambas hipótesis de comportamiento, y adoptar finalmente la más pesimista respecto a la seguridad.

En el cálculo de asientos de cimentaciones nuevas o recalces, en que los micropilotes atraviesen suelos granulares y cohesivos, el trabajo principal corresponde a los niveles menos deformables, que son los primeros en entrar en carga de modo significativo. Por tanto, en el cálculo se recomienda tener en cuenta únicamente los suelos cohesivos de consistencia muy firme a dura ($q_u > 0,35$ MPa) y los granulares de compacidad media a densa y muy densa ($N > 20$).

Cuando ninguno de los dos tipos de terreno sea claramente más deformable que el otro, en ausencia de modelos numéricos más precisos, podrá calcularse un asiento considerando que todo el terreno atravesado fuese granular y otro considerando que todo el terreno atravesado fuese cohesivo.

El asiento total se estimará como media ponderada de dichos asientos, según la longitud relativa en cada tipo de terreno.

Micropilote en terreno granular

En terrenos granulares se puede emplear la siguiente expresión:

$$s_N = \left(\frac{9 N_{c,Ek}}{R_{c,d}} - 2 \right) \cdot \frac{D}{90}$$

donde:

s_N : Asiento del micropilote sometido al esfuerzo $N_{c,Ek}$, en terreno granular.

$N_{c,Ek}$: Esfuerzo axial característico, considerando las acciones sin mayorar.

$R_{c,d}$: Resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento.

D : Diámetro nominal del micropilote.

Micropilote en terreno cohesivo

En terreno cohesivo se puede emplear la siguiente expresión:

$$s_N = \frac{0,6 N_{c,Ek}}{L q_c}$$

donde:

s_N : Asiento del micropilote sometido al esfuerzo $N_{c,Ek}$, en terreno cohesivo.

$N_{c,Ek}$: Esfuerzo axial característico, considerando las acciones sin mayorar.

L: Longitud del micropilote.

q_c : Resistencia unitaria del terreno a la penetración estática (resistencia unitaria por punta al avance del cono). Se determinará preferiblemente a partir del ensayo de penetración del cono CPT, según UNE 103804, en defecto del cual se puede correlacionar con la resistencia al corte sin drenaje.

Cuando se reunieran los requisitos especificados para poder considerar la resistencia por punta, al asiento calculado con la expresión inmediatamente anterior deberá agregarse el acortamiento elástico del micropilote s_e .

Consideraciones adicionales para el cálculo de asientos

Además de lo especificado en los epígrafes precedentes, deben efectuarse algunas consideraciones adicionales cuando se trate de obras de recalce, o deba considerarse el denominado efecto de grupo.

En general, en los recalces deberá perforarse el taladro del micropilote al amparo de revestimiento, tratando de utilizar aire en lugar de agua como fluido de perforación y disponiendo los apeos necesarios para la estructura a recalzar.

En lo que al cálculo de asientos se refiere, además de proceder a su evaluación con la formulación propuesta, se deberá tener en cuenta el asiento que la propia ejecución de los micropilotes puede inducir en la estructura a recalzar, debido al empleo de agua en la perforación (que deberá tratar de evitarse), colapso de estructuras térreas poco consistentes, etc.

Dicho asiento puede estimarse, en ausencia de otros datos más precisos, en un porcentaje del espesor de terreno afectado, que en el caso de suelos con potencial de colapso alto (rellenos antrópicos no consolidados, capas limosas, depósitos eólicos, etc.) puede llegar incluso al cinco por ciento (5%) si se utiliza agua en la perforación, o al uno o dos por ciento (1-2%) si se emplea aire.

4.2.3.- Grupo de micropilotes

Los apartados anteriores hacen referencia por lo general a micropilotes aislados, sin embargo, raramente se encuentran cimentaciones que se apoyen sobre un solo micropilote. Un elemento de cimentación se apoya generalmente sobre dos o tres micropilotes, como mínimo, para tener en cuenta eventuales excentricidades de carga.

Se llama grupo de micropilotes a un conjunto de micropilotes verticales, al que se pueden añadir, en ciertos casos, algunos micropilotes inclinados, unidos en cabeza por un mismo encepado.

El estado de los conocimientos y de la literatura técnica sobre grupos de micropilotes resulta, por el momento, menos completo que la correspondiente a grupos de pilotes, motivo por el cual, suele resultar habitual la consideración del problema desde planteamientos muy similares en ambos casos.

Una primera aproximación a algunos casos diferentes de los anteriores se desarrolla, para grupos de pilotes, en la **Guía de cimentaciones en obras de carretera** que, en ausencia de información más específica, el proyectista podría utilizar con carácter preliminar.

Comportamiento bajo carga vertical

Para analizar el comportamiento del grupo de micropilotes en comparación con el micropilote aislado, se puede definir el coeficiente de eficacia del grupo bajo carga vertical C_e , como:

$$C_e = \frac{R_{cg,d}}{n R_{c,d}}$$

donde:

C_e : Coeficiente de eficiencia del grupo de micropilotes bajo carga vertical.

$R_{cg,d}$: Resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento, del grupo de micropilotes.

n : Número de micropilotes que forman el grupo.

$R_{c,d}$: Resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento, del micropilote aislado.

En el comportamiento de los grupos de micropilotes pueden influir gran variedad de factores, como el número de micropilotes que forman el grupo, su espaciamiento, las características del terreno, el tipo de micropilote, la secuencia de ejecución, etc.

A continuación, se refieren las principales conclusiones obtenidas en ensayos sobre grupos de micropilotes del proyecto Forever (Institut pour la Recherche et L'Experimentation en Genie Civil (IREX) (2004): Syntèse des résultats et recommandations du Proyect national sur les micropieux) que ha incluido la campaña de experimentación sistemática más amplia realizada recientemente sobre el particular. En el citado proyecto se realizaron ensayos para estudiar el comportamiento de los grupos de micropilotes sometidos a carga vertical en arenas finas de granulometría bastante uniforme.

Como conclusión sobre la resistencia de los grupos de micropilotes, se obtiene que no es posible cuantificar con precisión el efecto de grupo aportado por un determinado parámetro, como podrían sugerir ciertos estudios teóricos o reglas de cálculo.

El estado actual de las investigaciones sobre grupos de micropilotes no presenta grandes diferencias en este sentido, con la relativa a grupos de pilotes, no obstante, resulta más fácil favorecer el efecto de confinamiento en grupos de micropilotes que de pilotes de gran diámetro.

Puede afirmarse que los resultados experimentales que muestran un efecto positivo ($C_e > 1$) para grupos compuestos por un número grande de micropilotes, se deben, en gran medida, al confinamiento del suelo entre los mismos. La mejora del comportamiento frente a carga vertical del grupo, puede explicarse por una densificación del macizo de arena entre los micropilotes. En el caso de los micropilotes ensayados, el aumento del número de micropilotes se traducía también en un aumento de la proporción de micropilotes centrales en el grupo, que se benefician más del efecto de confinamiento del suelo que los periféricos.

El efecto de grupo parece ser óptimo para valores del espaciamiento o entre-eje entre micropilotes, comprendidos entre dos y medio y cuatro veces su diámetro ($2,5 < S/D < 4$). Para valores inferiores, el confinamiento puede llegar a provocar una rotura en bloque del conjunto suelo- micropilotes, disminuyendo en consecuencia la resistencia global. Para valores superiores, el confinamiento se reduce y la resistencia del grupo tiende a la de los micropilotes aislados ($C_e = 1$).

En los ensayos de grupos compuestos por un pequeño número de micropilotes, que no aseguran un confinamiento suficiente del suelo entre ellos, se produce una disminución de la resistencia del grupo respecto a la de los micropilotes aislados ($C_e < 1$).

No obstante a lo anterior, conviene señalar que los coeficientes de eficacia referidos son globales (fuste y punta), con lo que enmascaran, en el caso de ensayos sobre pilotes cortos, el efecto de grupo positivo sobre el rozamiento lateral, con el negativo sobre la resistencia por punta. Es por ello que, aunque se hayan obtenido valores del coeficiente menores que la unidad ($C_e < 1$) para grupos reducidos, en los micropilotes con relaciones L/D altas y efecto de punta despreciable, se pueda no considerar el efecto de grupo ($C_e = 1$).

El confinamiento se puede mejorar con ciertos métodos de puesta en obra, a igualdad en el resto de factores. Así, en arenas de compacidad floja los micropilotes son susceptibles de desarrollar un buen rozamiento lateral por efecto del confinamiento.

En general, se observa que la capacidad resistente de un grupo aumenta, si los micropilotes centrales se ejecutan en último lugar. Este efecto de aumento de resistencia podría obtenerse en micropilotes tipo IR o IRS siguiendo secuencias de ejecución en varias fases, como se muestra en la figura siguiente:

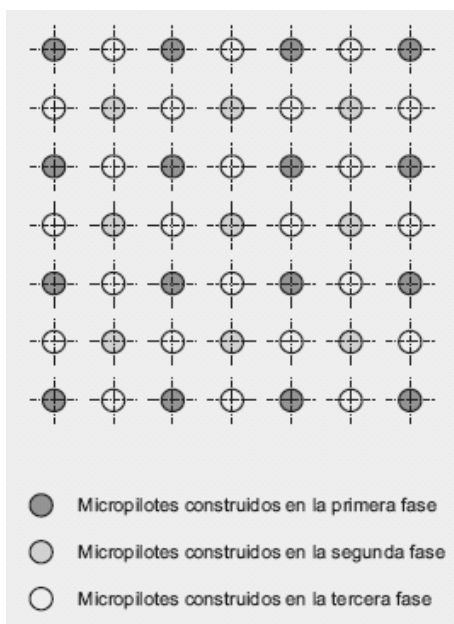


Figura Nº 4.- Ejemplo de secuencia de puesta en obra para micropilotes tipo IR o IRS

Asientos de los grupos de micropilotes

Para el cálculo de los asientos de los grupos de micropilotes se han de distinguir dos efectos de diferente naturaleza:

- Los efectos debidos a la puesta en obra de los micropilotes, que modifican las propiedades del suelo en masa y de las interfaces micropilotes-terreno, tanto en rigidez como en carga límite (rozamiento límite, presión última).
- El efecto de las interacciones mecánicas entre los micropilotes (superposición de desplazamientos).

Los métodos de cálculo de asientos de grupos de micropilotes pueden ser semejantes a los de pilotes en condiciones similares, teniendo en cuenta la mejora del terreno por efecto de la inyección, cuando pueda estimarse.

4.3.- Comprobación de resistencias

En función de la metodología presentada, se presentan a continuación los valores de las resistencias unitarias por fuste de las unidades geotécnica consideradas.

Tabla 5. Modelo de cálculo pésimo detectado

Unidad geotécnica	Profundidad (m)		Criterio de cálculo
	desde	hasta	
UG.1 Rellenos de naturaleza antrópica	0.00	6,50	No contribuye a la resistencia
UG.2 Arcillas limosas de tonos beige y marrones	6,50	-	$q_u = 140 \text{ KPa}$
Observaciones:			
qu: resistencia a compresión simple (arcillas y limos)			
<ul style="list-style-type: none"> Se adoptan las gráficas de las arcillas y limos para la unidad geotécnica UG.2 			

Tabla 6. Resistencias unitarias límite por fuste. MPa.

Unidad geotécnica	IU	IR	IRS
UG.1 Rellenos de naturaleza antrópica de tonos marrones.	-	-	-
UG.2 Limos arcilloso con intercalaciones arenosas	0,09	0,16	0,24
Observaciones:			
<u>La carga por punta dependerá de la carga por fuste siendo menor o igual al 15% de ésta.</u>			
En el caso de estimaciones basadas en Correlaciones Empíricas, las resistencias unitarias aportadas no tienen aplicado el correspondiente coeficiente de minoración.			
<u>De forma generalizada, los rellenos antrópicos UG.1 no son susceptibles de sufrir rozamiento negativo debido al grado de compacidad que presenta.</u>			

4.4.- Cálculo de asientos

Cuando se produzca la situación de empotramiento en los materiales portantes, el asiento se corresponderá aproximadamente con el acortamiento elástico del micropilote.

En lo que al cálculo de asientos se refiere, además de proceder a su evaluación mediante el acortamiento del pilote, se deberá tener en cuenta el asiento que la propia ejecución de los micropilotes puede inducir en la estructura a recalzar, debido al empleo de agua en la perforación, colapso de estructuras térreas poco consistentes, etc.

Dicho asiento puede estimarse, en ausencia de otros datos más precisos, en un porcentaje del espesor de terreno afectado, que en el caso de suelos con potencial de

colapso alto (rellenos de aporte no consolidados) puede llegar incluso al cinco por ciento (5%) si se utiliza agua en la perforación, o al uno o dos por ciento (1-2%) si se emplea aire.

4.5.- Grupos de micropilotes

El efecto de grupo parece ser óptimo para valores del espaciamiento o entre-eje entre micropilotes, comprendidos entre dos y medio y cuatro veces su diámetro ($2.5 \leq S/D \leq 4$). Para valores inferiores el confinamiento puede llegar a provocar una rotura en bloque del conjunto suelo-micropilote, disminuyendo en consecuencia la resistencia global. Para valores superiores, el confinamiento se reduce y la resistencia del grupo tiende a la de los micropilotes aislados.

4.6.- Rozamiento negativo

La situación de rozamiento negativo se produce cuando el asiento del terreno circundante del micropilote es mayor que el asiento de la cabeza del mismo. En esta situación, el micropilote soporta, además de la carga que le transmite la estructura, parte del peso del terreno. Como consecuencia, el rozamiento negativo hace que la carga total de compresión que el micropilote ha de soportar aumente. Coloquialmente se dice que el terreno “se cuelga del micropilote”.

El rozamiento unitario negativo en el fuste se puede calcular con la expresión:

$$F_{s,neg} = \sum \beta_i \cdot \sigma'_v$$

Donde:

β = se puede tomar igual a 0.25 en arcillas y limos blandos, a 0.1 en arenas flojas y a 0.8 en arenas densas.

σ'_v = es la tensión efectiva en el punto de fuste considerado.

Cuando se trate de micropilotes que atraviesen suelos blandos y que se alcance un substrato denso, el rozamiento negativo se aplicará a toda la superficie del fuste comprendida entre la cabeza del pilotaje y el techo del sustrato competente.

Para los rellenos se podrá adoptar un coeficiente β =de 0.4.

El efecto de “rozamiento negativo” podría producirse por consolidación natural en el caso de rellenos recientes, por consolidación provocada al colocar un terraplenado sobre un terreno compresible, por una variación en el nivel freático, etc., teniéndose que evaluar cada caso en particular.

- Las conclusiones alcanzadas en el presente estudio geotécnico se basan en reconocimientos puntuales en campo y del análisis de laboratorio realizado sobre muestras, también puntuales, extraídas del terreno. De este modo cabe la posibilidad de que existan diferencias, en cuanto a las características geológicas y geotécnicas del terreno, entre la interpretación que se expone en el presente estudio y los condicionantes realmente presentes en el subsuelo.

5.- Relleno estructural

Los criterios de selección del material adecuado para su utilización en un relleno se basan en la obtención, tras el proceso de compactación, de la resistencia, rigidez y permeabilidad necesarias en el relleno. Estos criterios dependerán, por tanto, del propósito del relleno y de los requisitos del servicio o construcción a disponer sobre el mismo.

Las estructuras livianas podrán apoyarse sobre un relleno de carácter estructural, hasta alcanzar la cota necesaria, que estará conformado por materiales de calidad igual o superior a los suelos “Adecuados”, según referencia del PG3.

Deberá procederse al “pisado” mediante rulo y a la humectación de la superficie resultante.

Se considerarán como tales los que no pudiendo ser clasificados como suelos seleccionados cumplan las condiciones siguientes:

- Contenido en materia orgánica inferior al uno por ciento ($MO < 1\%$), según UNE 103204.
- Contenido en sales solubles, incluido el yeso, inferior al cero con dos por ciento ($SS < 0,2\%$), según NLT 114.
- Tamaño máximo no superior a cien milímetros ($D_{max} \leq 100 \text{ mm}$).
- Cernido por el tamiz 2 UNE, menor del ochenta por ciento ($\# 2 < 80\%$).
- Cernido por el tamiz 0,080 UNE inferior al treinta y cinco por ciento ($\# 0,080 < 35\%$).
- Límite líquido inferior a cuarenta ($LL < 40$), según UNE 103103.
- Si el límite líquido es superior a treinta ($LL > 30$) el índice de plasticidad será superior a cuatro ($IP > 4$), según UNE 103103 y UNE 103104.

Se emplearán suelos adecuados, siempre que su CBR según UNE 103502, correspondiente a las condiciones de compactación exigidas, sea superior a diez (10) y en el caso de trasdós de obra de fábrica superior a veinte (20).

Se estará, en todo caso, a lo dispuesto en la legislación vigente en materia medioambiental, de seguridad y salud, y de almacenamiento y transporte de productos de construcción.

Los materiales de relleno se extenderán en tongadas sucesivas de espesor uniforme y paralelas. El espesor de estas tongadas será lo suficientemente reducido para que, con los medios disponibles, se obtenga en todo su espesor el grado de compactación exigido. Salvo especificación en contra del Proyecto o del Director de las Obras, el espesor de las tongadas medido después de la compactación no será superior a veinticinco centímetros (25 cm).

Una vez extendida cada tongada, se procederá a su humectación, si es necesario. El contenido óptimo de humedad se determinará en obra, a la vista de la maquinaria disponible y de los resultados que se obtengan de los ensayos realizados.

En los casos especiales en que la humedad del material sea excesiva para conseguir la compactación prevista, se tomarán las medidas adecuadas, pudiéndose proceder a la desecación por oreo o a la adición y mezcla de materiales secos o sustancias apropiadas.

Conseguida la humectación más conveniente, se procederá a la compactación mecánica de la tongada.

Se exigirá una densidad después de la compactación, en coronación, no inferior al 100 por 100 (100%) de la máxima obtenida en el ensayo Próctor modificado según UNE 103501 y, en el resto de las zonas, no inferior al 95 por 100 (95%) de la misma.



Figura Nº 5.- Relleno estructural.

6.- Ejecución de Soleras

En primer lugar, conviene recordar que existen dos tipos de soluciones para resolver la base de apoyo del solado, a partir de un forjado sanitario, constituido por viguetas apoyadas sobre muros de carga o enanos de hormigón, y mediante solera de hormigón armado, vertido de sobre una base de materiales escogidos, previa compactación de los mismos. Esta forma de ejecución es la más usual por ser la más económica.

En los casos donde el suelo es particularmente sólido e indeformable como puede ser un suelo rocoso no hay riesgo de deformaciones.

6.1.- Descripción

En los solados contruidos sobre una solera se producen más daños que en los realizados sobre un forjado sanitario. En primer lugar, porque están realizados normalmente sobre bases no aptas. Y en segundo lugar porque hay que prestar especial atención a la ejecución de estas.

Se observa que ciertos solados de las plantas bajas de las viviendas unifamiliares sufren hundimientos localizados en los arranques de los tabiques, acompañados de pequeñas fisuras en paredes y acabados.

6.2.- Errores en la ejecución de soleras sobre terrenos no aptos

Lo ideal sería construir las soleras sobre terrenos consistentes, pero en la mayoría de los casos esto no es posible.

Así se debería tener en cuenta que los terrenos heterogéneos deberían ser rechazados a menos que se sometan a los acondicionamientos y estudios específicos para cada caso.

Esto atañe especialmente a:

- Suelos blandos o superficies rocosas con oquedades.
- Suelos de diferentes naturalezas, que pueden provocar asientos diferenciales.
- A suelos antrópicos constituidos por rellenos,

Son especialmente problemáticos los terrenos con un alto contenido de agua y son debidos a:

- El estancamiento del agua de lluvia, por ejemplo, terrenos en hondonadas o los que posean una capa arcillosa poco permeable justo bajo el nivel de la cimentación.
- A las variaciones del nivel freático, capaz de modificar el contenido de agua, y provocar compresiones o dilataciones o incluso empujes directos bajo el solado.

- A las inundaciones debidas a las crecidas de los ríos cercanos. Estos tres últimos tipos de terrenos deben ser objeto de trabajos previos de drenaje, que irán destinados a sanear la base donde se va a construir.

Estos puntos sintetizan el conjunto de causas que pueden provocar daños en una solera, siendo su origen el terreno. Sin embargo, existe otra clase de deficiencias, que se manifiestan, incluso cuando el terreno es apto, y que están ligados a la ejecución misma de la solera.

La realización de la solera puede ser origen de futuras patologías.

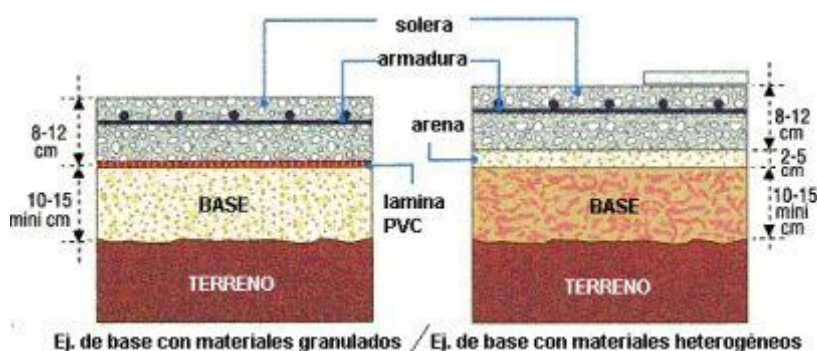
Una solera puede sufrir asentamientos diferenciales bajo el efecto de cargas aplicadas si se dan ciertos condicionantes. Un forjado de una vivienda transmite un esfuerzo repartido de alrededor de 500 Kg/m², o más localmente si soporta los tabiques de la planta baja.

Estas condiciones que a continuación se enumeran serán susceptibles de darse por dos motivos distintos y a veces concurrentes:

1.- La base de la solera ha sido realizada a partir de materiales inadecuados.

En líneas generales son empleados dos tipos de materiales:

- Los granulados (guijarros, gravas, arena) que provienen de las canteras o lechos de ríos, bien calibrados y limpios (exentos de impurezas arcillosas)
- Materiales heterogéneos. Son materiales inadecuados ya que a veces poseen un porcentaje altos de finos.



2.-La base ha sido mal compactada: La operación de compactación es el punto clave de la ejecución. En el caso de las viviendas unifamiliares de superficie reducida, esta se efectúa generalmente con la ayuda de pequeños equipos vibrantes, manipulados por un solo hombre (rana o bandeja vibrante) o por maquinaria de mayor magnitud (rodillos o apisonadoras). El objeto es aumentar la máxima compactación granular con el fin de otorgarle la capacidad portante adecuada, así como una buena resistencia a la deformación.

Esta compactación no puede realizarse en seco. Es necesario que el material a compactar presente un contenido mínimo de agua, para que haya cierta movilidad entre

los granos, y un máximo que se traduzca en problemas de hundimiento de la maquinaria de compactación.

Esta dosificación de agua es la primera dificultad de la operación, ya que debe tenerse en cuenta el contenido natural del agua de la base, así como su proporción de partículas finas, además de conocer la humedad ambiente en el momento de efectuar las obras.

Existe un método de trabajo que permite saber el contenido óptimo de agua necesario para conseguir una compactación máxima según la naturaleza de la base y la fuerza de compactación. Lo más frecuente es que en pequeñas obras no se cuente con este método y por tanto se corre el riesgo de equivocarse en la proporción.

En el momento de la ejecución de los trabajos se pueden cometer errores tales como:

- Compactar capas que son demasiado gruesas para la profundidad de la acción de la maquinaria de compactación.
- Efectuar un número insuficiente de pasadas de rodillo.
- Descuidar la compactación en los límites existentes entre el suelo y el terreno ocupado por las cimentaciones.
- Se observa muy a menudo que la compactación a lo largo de los muros de fachada es insuficiente.

6.3.- Preparación de la Explanada y la Capa Base de Apoyo de la Solera

La compactación de la explanada (subbase) y de la base constituye una operación básica para el buen funcionamiento de la solera. Para ello, debe realizarse un ensayo de compactación del material existente, para definir la densidad máxima y humedad óptima de compactación.

La densidad exigida en obra para la humedad óptima establecida deberá alcanzar un valor de, al menos, el 95% de la densidad. En aquellos casos que el terreno no reúna estas características, se deberá proceder a su sustitución o su estabilización.

6.4.- Conformación de la Capa Base

Los materiales para la conformación de la capa base pueden ser de los siguientes tipos.

Materiales granulares: Encachado de piedras o bolos, la zahorra natural y la zahorra artificial.

La capa de encachado de piedra suele tener un espesor de entre 15-20 cm y un tamaño de árido entre los 40-60 mm. Para eliminar las irregularidades en superficie, se extiende una capa de arena de entre 20-40 mm.

Con la zahorra se consigue una buena nivelación de la superficie, pero no unas buenas condiciones de drenaje. Por ello, no se recomienda esta solución constructiva en terrenos

con niveles freáticos próximos a la superficie. Sus espesores en este caso no son superiores a los 25 cm.

Materiales tratados con cemento: Grava encementada, suelo-cemento, hormigón compactado y hormigón magro. Aportan una gran estabilidad y resistencia, lo que permite reducir el espesor de la solera.

El presente documento consta de una memoria de 26 páginas, y un apéndice.

En Madrid y firmado en Octubre de 2025



Almudena Redondo Fernández
Graduada en Geología
Delegación de Málaga
Técnico Redactor



Gregorio Gemio del Río
Licenciado en CC. Geológicas
Delegación de Málaga
Técnico Redactor



Carlos Álvarez Calvo
Grado Ingeniería Civil
Equipo de Redacción
Supervisor



Isidro Ocete Ruiz
Ldo. CC. Geológicas, DEA. Ingeniería Terreno
Director Técnico Dpto. Geotecnia
Supervisor

APÉNDICE 1. HOJA DOCUMENTAL

FICHA DOCUMENTAL

El presente documento, de título **ADENDA AL INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA NUEVO INSTITUTO Y PISTA DEPORTIVA EN ARGANDA DEL REY** ha sido realizado por CEMOSA, en su delegación de **Madrid**, en la siguiente dirección:

Pol. Ind. Los Olivos. C/ Innovación,11 (28906)

MADRID - GETAFE

El teléfono y email de contacto son los siguientes:

Tel: 916 828 727 Fax: 916 019 683

madrid@cemos.es

Para cualquier consulta o aclaración, así como para cualquier cuestión relacionada con este documento habrá de dirigirse al siguiente técnico de contacto:

Almudena Redondo Fernández