



Dirección General
de Infraestructuras y Servicios
CONSEJERÍA DE EDUCACIÓN Y JUVENTUD

Comunidad de Madrid

PROYECTO DE EJECUCIÓN DE

Ampliación de 4 Aulas en el CEIP Montelindo de Bustarviejo

SITUACION

Camino de Valdemanco, 9 / Calle Canencia, 4 28720 Bustarviejo. Madrid

PLANO

TOMO 3

AM8 ESTUDIO GEOTÉCNICO Y TOPOGRÁFICO



PROPIEDAD

D.G. Infraestructuras y Servicios de la
Consejería de Educación y Juventud
c/ Santa Hortensia, 30. 28002. Madrid

ESCALA

ARQUITECTO

Marta Sánchez Valencia

FECHA

REVISADO

jul 2021



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

SUPERVISADO



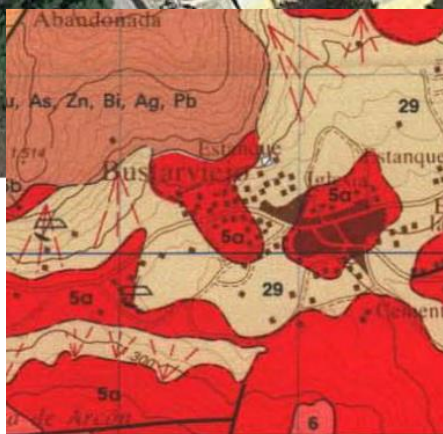
AM8

ESTUDIO GEOTÉCNICO Y TOPOGRÁFICO

INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA AMPLIACION DE CEIP MONTELINDO BUSTARVIEJO (MADRID)

Peticionario: **CONSEJERÍA DE EDUCACIÓN E INVESTIGACIÓN DE LA
COMUNIDAD DE MADRID**

Termino Municipal: **BUSTARVIEJO (MADRID)**



Expediente: **O/2005036/16/01**

Fecha: **Julio de 2021**



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



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

Estudios geotécnicos
del terreno
Estudios de estabilidad
de taludes
Patología de
cimentaciones

SUPERVISADO

TITULO DEL DOCUMENTO: INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE PARA AMPLIACIÓN DE CEIP MONTELINDO, BUSTARVIEJO (MADRID)

Edición número: 0 Fecha edición : Julio de 2021
Revisión número: 0 Fecha revisión : Julio de 2021
Revisión número: 1 Fecha revisión :
Revisión número: 2 Fecha revisión :

CONTROL DE CALIDAD

	Nombre	Firma	Fecha
Realizado por	Germán López Pineda		Julio de 2021
Revisado	Isidro Ocete Ruiz		Julio de 2021
Aprobado	Isidro Ocete Ruiz		Julio de 2021

REGISTRO DE MODIFICACIONES

Edic./Rev.	Fecha	Responsable modificación	Secc./Párrafo Modificado	Modificación efectuada
0/0	Julio de 2021	-	-	Edición inicial

MEMORIA

1.-	INTRODUCCIÓN	1
1.1.-	Datos previos consultados	1
2.-	ENTORNO GEOGRÁFICO	3
2.1.-	Datos generales	3
3.-	TRABAJOS REALIZADOS.....	4
3.1.-	Reconocimientos de campo	5
3.2.-	Resultados de los ensayos de penetración dinámica	7
3.3.-	Ensayos de campo y laboratorio	8
4.-	GEOLOGÍA	11
5.-	SISMOLOGÍA.....	13
5.1.-	Introducción	13
5.2.-	Mapa de peligrosidad sísmica. Aceleración sísmica básica.....	14
6.-	CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA Y GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES	15
6.1.-	Nivel piezométrico	17
6.2.-	UG.1 Relleno antrópico	18
6.3.-	UG.2 Arenas finas a medias.....	18
6.4.-	Muestras ensayada en la UG-2.....	19
6.4.1.-	Identificación	19
6.4.2.-	Parámetros de estado natural.....	22
6.4.3.-	Parámetros de resistencia	23
6.4.4.-	Resultados de los ensayos químicos.....	23
6.4.5.-	Resultados de los ensayos de caracterización de la expansividad/colapso y compactación.....	24
6.5.-	UG.3 Suelo de alteración de substrato granítico (jabre)	24
7.-	AGRESIVIDAD.....	25
7.1.-	Definición del tipo de ambiente	25
7.2.-	Clases generales de exposición ambiental en relación con la corrosión de armaduras	26

7.2.1.-	Clases específicas de exposición ambiental en relación con otros procesos de degradación distintos de la corrosión.....	26
7.3.-	Valores obtenidos en agresividad en suelos	29
7.4.-	Valores obtenidos en agresividad en agua	29
8.-	EXPANSIVIDAD.....	30
8.1.-	Valores y cuantificaciones obtenidas	32
9.-	PERMEABILIDAD	32
9.1.-	Movimiento del agua libre.....	33
9.2.-	Factores que influyen en la permeabilidad.....	34
9.3.-	Valores obtenidos.....	36
10.-	DETERMINACIÓN DE LA EXCAVABILIDAD	36
10.1.-	Metodología.....	36
10.2.-	Evaluación de la excavabilidad	40
11.-	JUSTIFICACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	41
11.1.-	Valores característicos de los parámetros resistentes	41
11.2.-	UG.01 Relleno antrópico	42
11.3.-	UG.02 Arenas finas a medias.....	43
11.3.1.-	Valor estimado de los parámetros resistentes y parámetros físicos.....	44
11.3.2.-	Parametrización resistente adoptada	44
11.3.3.-	Recomendación de parámetros de deformabilidad del terreno	45
11.4.-	UG.03 Suelo de alteración del substrato rocoso granítico	45
11.4.1.-	Valor estimado de la resistencia al corte y parámetros físicos	46
11.4.2.-	Parametrización resistente adoptada	46
11.4.3.-	Recomendación de parámetros de deformabilidad del terreno	46
12.-	CONDICIONANTES DE ELECCIÓN DE CIMENTACIÓN	46
12.1.-	Condicionantes geotécnicos.....	46
12.2.-	Tipología del edificio	47
12.3.-	Unidad de apoyo de la cimentación	47
13.-	MODELOS DE CIMENTACIÓN PLANTEADOS.....	47
14.-	SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN MEDIANTE ZAPATAS SOBRE POZOS.....	47
14.1.1.-	Concepto de presión de hundimiento	47
14.1.2.-	Concepto de bulbo de tensiones	49

14.1.2.1.-Cálculo de la presión vertical de hundimiento.....	50
14.1.3.- Situaciones transitorias de carga sin drenaje	53
14.1.4.- Comprobación de asientos	53
14.2.- Cálculo de la presión admisible de servicio.....	55
15.- ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN	57
15.1.- Parámetros para el dimensionado de elementos de contención. Pantalla de contención	57
15.1.1.- Empujes activo, pasivo y en reposo	57
15.1.2.- Ley de empujes unitarios	59
16.- RESUMEN Y CONCLUSIONES	60

ANEJOS

- ANEJO 1. PLANTA GENERAL Y DE SITUACIÓN
- ANEJO 2. MARCO GEOLÓGICO
- ANEJO 3. PERFILES GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS
- 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
- ANEJO 6. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

APENDICES

- APÉNDICE 1. HOJA DOCUMENTAL

1.- Introducción

El presente documento responde a **INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA AMPLIACIÓN DE CEIP MONTELINDO en BUSTARVIEJO (MADRID)** solicitado a **CEMOSA** por **CONSEJERÍA DE EDUCACIÓN DE EDUCACIÓN E INVESTIGACIÓN DE LA COMUNIDAD DE MADRID**.

El trabajo se establece con expediente O/2005036/16/01, y realizado por la delegación de CEMOSA en Madrid.

Según informaciones facilitadas por la Consejería de Educación e investigación de la Comunidad de Madrid se va a proceder a ampliar la capacidad del CEIP según los datos facilitados sobre el tipo de edificación a desarrollar son:

- Construcción de tipo C-0 de menos de 4 plantas y superficie construida de 250 m², menor de 300 m²

Para este cometido se han realizado los trabajos de campo, consistentes en un sondeo mecánico y rotativo, con extracción continua de testigo y penetraciones dinámicas y continuas.

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.

La parcela en la que se ubican las actuaciones corresponde al CEIP Santo Domingo

En la siguiente imagen se muestra la zona de las actuaciones:

1.1.- Datos previos consultados

Se ha consultado la siguiente documentación facilitada por la entidad peticionaria:

- Levantamiento toográfico y estudio geotécnico somero para la construcción de rampa y ascensor en el CEIP "Montelindo" en Bustarviejo (Madrid), redactado por Geonoc Colsultores S.L, para la Consejería de Educación de la Comunidad de Madrid, en julio de 2017.

En las siguientes imágenes se muestra la zona en la que se van a realizar la ampliación:



Figura Nº 1.- Localización de las actuaciones en el CEIP Montelindo.

En la siguiente imagen se muestra la planta del nuevo edificio.

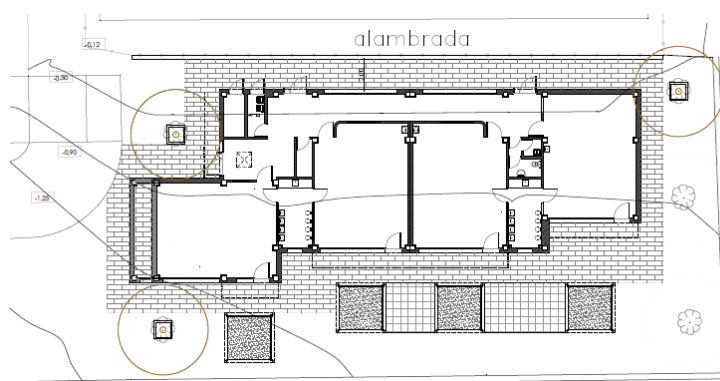


Figura Nº 2.- Planta del nuevo edificio

En la siguientes imagen se muestra la planta de la futura actuación.

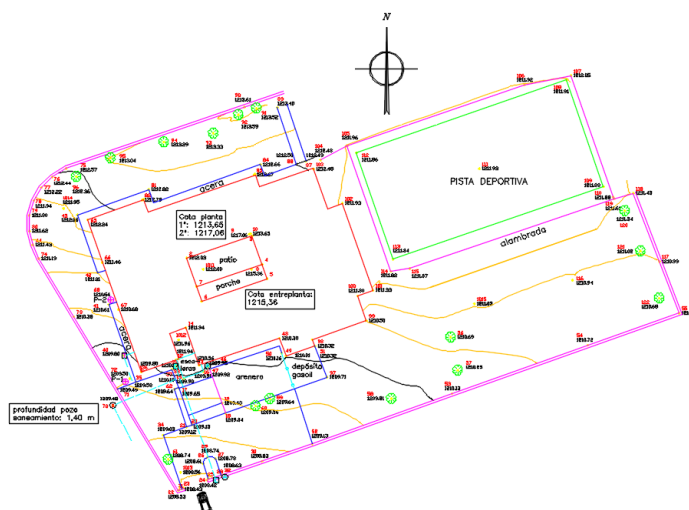


Figura Nº 3.- Levantamiento topográfico facilitado por la entidad peticionaria

2.- Entorno geográfico

2.1.- Datos generales

La zona estudiada se sitúa en el término municipal de BUSTARVIEJO.

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

Tabla 1. Coordenadas aproximadas UTM

UTM	
X	Y
440.831	4.523.527

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

En las fotografías siguientes se muestra la ubicación de la zona y sus características principales.



Figura Nº 4.- Fotografía aérea general de la zona de estudio.

3.- 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.

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. Una vez finalizados los sondeos se introdujo tubería PVC ranurada en cada uno de los mismos con objeto de poder realizar un seguimiento de los posibles niveles piezométricos y se instaló una tapa metálica como medida de protección de la embocadura de los sondeos.

Los ensayos de penetración SPT se utilizan en geotecnia para correlacionar diferentes parámetros resistentes en los suelos. Estos ensayos determinan la resistencia de los suelos a la penetración de un tomamuestras partido, permitiendo obtener muestras alteradas de suelo dentro de un sondeo para su identificación, y proporcionando a su vez información sobre la variabilidad y rigidez del suelo.

Este tipo de ensayos se realiza en el interior de sondeos, en los cuales es necesario limpiar previamente el fondo de la perforación, manteniendo la entubación por encima del nivel de comienzo del ensayo.

El equipo necesario para la realización de esta prueba consta de un tomamuestras bipartido de pared gruesa de 51 mm de sección acoplado a un varillaje rígido, en cuyo

extremo se coloca la cabeza de golpeo y contragolpe, sobre la que impacta una maza de 63,5 kg en caída libre, desde una altura de 76,2 cm. Este equipo suele ir montado sobre el camión de sondeos, acoplado a la sonda y con un funcionamiento automático.

Las muestras inalteradas se pueden obtener a percusión, a presión, o a rotación. En el primer caso, se trata de un ensayo parecido al S.P.T., con la diferencia de que el tomamuestras empleado es del tipo GMPV de pared gruesa, de mayor sección que el del S.P.T., diseñado especialmente para que la muestra se recupere en el interior de un tubo de plástico que cerrado herméticamente con tapas de goma, mantenga inalteradas largo tiempo las propiedades del suelo.

Al igual que en el ensayo S.P.T., se contabilizan los golpes necesarios para penetrar 30 cm, después de haber desechado los primeros 15 cm. Al número obtenido, se le denomina N_i , para diferenciarlo del ensayo Standard. También se pueden obtener muestras inalteradas con el tomamuestras anterior, introducido a presión.

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 PDP 2000P.

La resistencia a la penetración se define como el número de golpes requerido para hacer avanzar el penetrómetro una longitud de 20 cm designándose a este valor como N_{20} , representándose los resultados en gráficos que reflejan los diferentes golpes obtenidos en función de la profundidad. El ensayo se da por terminado cuando se alcanza el rechazo o se supera la profundidad en estudio.

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

3.1.- Reconocimientos de campo

Los trabajos de campo realizados se definen a continuación.

Tabla 2. Trabajos de campo

Tipo	Unidades	Profundidad mínima alcanzada (m.)	Profundidad máxima alcanzada (m.)
Sondeos mecánicos con recuperación de testigo	1	8,35	
Ensayos de penetración dinámica tipo DPSH	2	3,20	10,40

Las coordenadas geográficas de las perforaciones realizadas son las siguientes:

**Tabla 3. Coordenadas aproximadas
UTM**

Prospección	X	Y
S-01	440.828	4.523.534
P-01	440.817	4.523.521
P-02	440.848	4.523.535

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

La localización de las prospecciones se indica en la siguiente imagen:

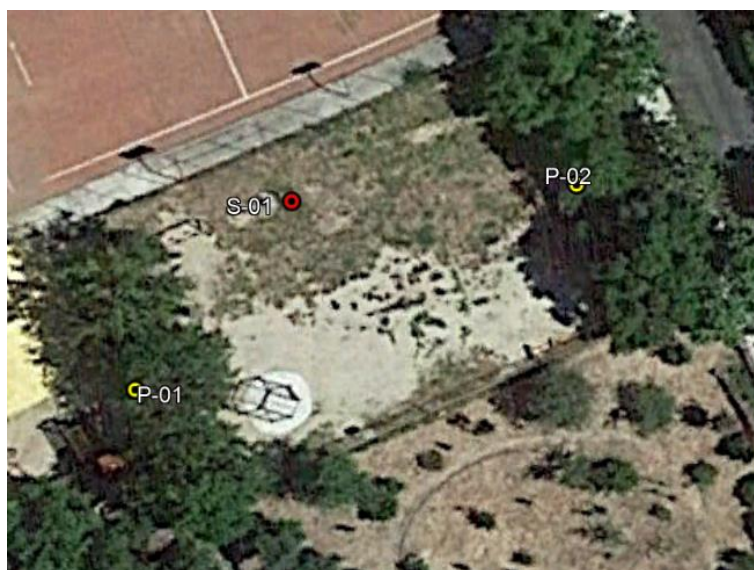


Figura Nº 5.- Localización de las prospecciones

Las imágenes de los emplazamientos se acompañan a continuación:



Figura Nº 6.- Imagen de la ejecución del sondeo a rotación S-01

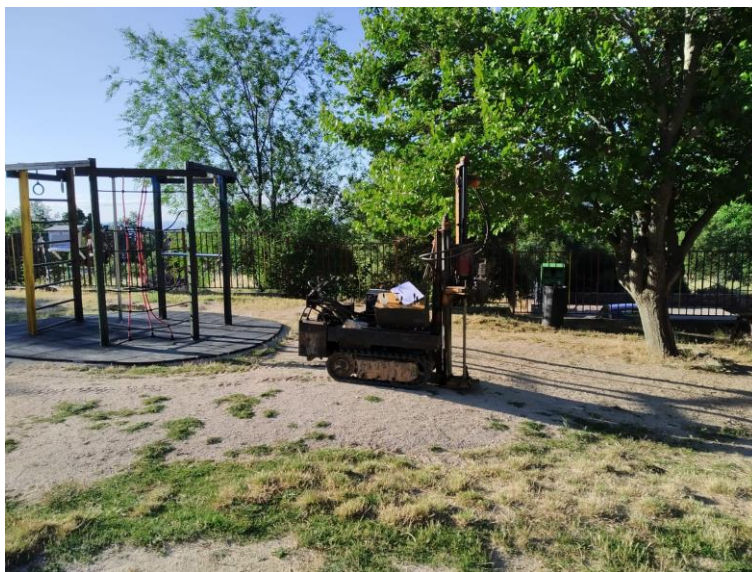


Figura Nº 7.- Imagen de la ejecución del ensayo de penetración dinámica P-01



Figura Nº 8.- Imagen de la ejecución del ensayo de penetración dinámica P-02

3.2.- Resultados de los ensayos de penetración dinámica

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

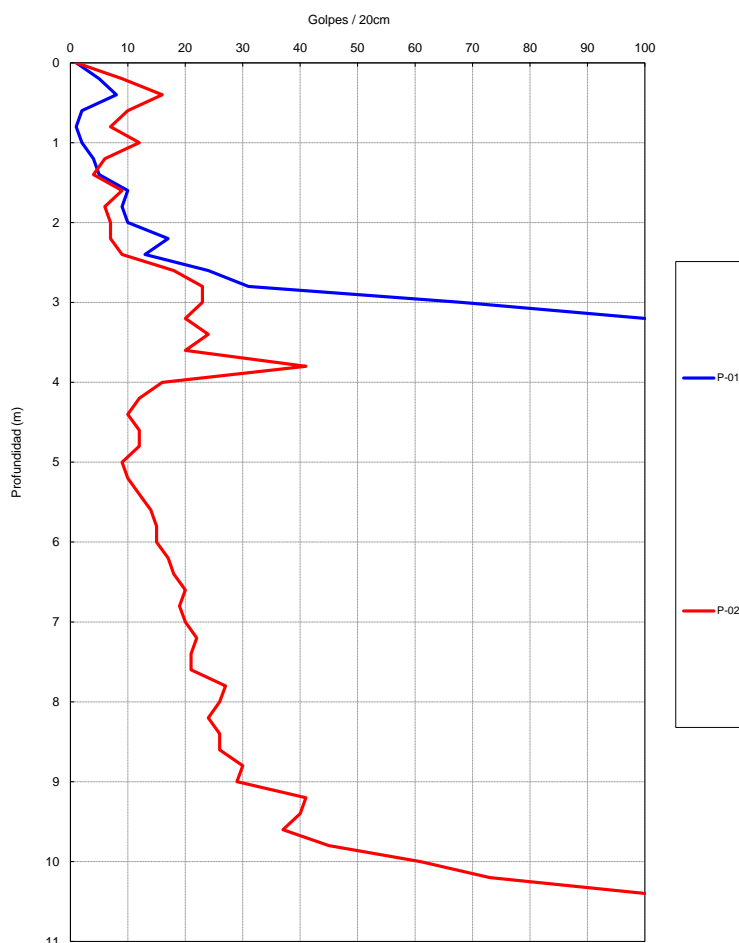


Figura Nº 9.- Resultados de los ensayos de penetración dinámica.

3.3.- 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 4. Ensayos y Trabajos de campo

Ensayo	unidades	norma
Toma de muestra inalterada con tomamuestras de tipo abierto	3	ASTM D6169-98, ASTM D3550-01, XP P94-202
Ensayo de penetración estándar (SPT)	4	UNE 103800

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

Tabla 5. Trabajos de laboratorio

Ensayo	unidades	norma
Clasificación USCS	5	ISSMGE
Análisis granulométrico por tamizado	5	UNE 103101
Determinación de los límites de Atterberg	5	UNE 103103 - 104
Determinación de humedad natural	2	UNE 103300
Determinación de peso específico aparente	1	UNE 103301
Ensayo de corte directo con drenaje	1	UNE 103401
Cambio potencial de volumen por el método Lambe	1	UNE 103600
Contenido de sulfatos (SO ₃)%	2	NLT 120:1972
Contenido de sulfatos	2	UNE 103202
Acidez Baumann-Gully	2	EHE
Agresividad en agua	1	EHE

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

Tabla 6. Valores de consistencia o compacidad

Muestra			Consistencia o Compacidad					
Reconocimiento	Tipo de muestra	Prof. Inicial muestra	Golpeo/15cm					
			V1	V2	V3	V4	N30 MI	N30 SPT
S-01	MI	2,00	12	13	19	23	32	
S-01	SPT	2,60	19	19	24	31		43
S-01	MI	4,00	14	12	20	21	32	
S-01	SPT	4,60	11	12	11			33
S-01	MI	6,00	50				50	
S-01	SPT	6,10	18	24	31	39		55
S-01	SPT	8,00	35	48	50			50

Tabla 7. 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		Indice Plasticidad
S-01	MI	2,00	96	92	81	48	29,5	18,7	51,8	29,5	38,7	17,8	20,9	SC
S-01	SPT	2,60	100	98	94	63	35,4	6,2	58,4	35,4	26,8	19,9	6,9	SC

Tabla 7. 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	MI	4,00	99	83	71	38	14,6	28,6	56,8	14,6	0,0	0,0	0	SM
S-01	SPT	4,60	100	84	71	42	20,4	29,4	50,2	20,4	0,0	0,0	0	SM

Tabla 8. 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 %	55Sales Solubles %	Carbonatos (CO ₃) %
S-01	MI	2,00		0,00	0	117			
S-01	MI	4,00		0,00	0	91,2			

Tabla 9. 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
			Corte Directo / Triaxial	Ang. Rozamiento Efectivo °	Cohesión Efectiva Kpa	Corte Directo / Triaxial				Ang. Rozamiento sin drenaje °	Cohesión Efectiva Kpa		
												P.Específico kN/m3	Densd.Seca kN/m3
S-01	MI	2,00		17,4	19,8	13,8		C-CD	40,8	34			
S-01	MI	4,00				12,4							

Tabla 10. Ensayos de expansividad/colapso y Compactación

Muestra			Expansividad y Colapso					Compactación				
Reconocimiento	Tipo de muestra	Prof. Inicial muestra	Edómetro	Presión de Preconsolidación Kpa	Presión de Hinchamiento Kpa	Hinchamiento Libre %	Clasificación Lambe	Asiento Ensayo Colapso %	Proctor	Densidad Máxima kN/m ³	Humedad óptima %	Indice CBR
			eo									
S-01	MI	2,00					NC					

NC No crítico

El resultado del ensayo de agresividad del agua frente al hormigón se indica en la siguiente imagen:

RESULTADOS

Los resultados de los ensayos se presentan en la siguiente tabla.

PARÁMETROS	NORMA	RESULTADO	TIPO DE EXPOSICIÓN		
			Qa - ATAQUE DEBIL	Qb - ATAQUE MEDIO	Qc - ATAQUE FUERTE
VALOR DEL pH	UNE 83952:2008	8,4	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	<4,5
CO ₂ AGRESIVO (mg CO ₂ /l)	UNE EN 13577:2008	NO CONTIENE	15 - 40	40 - 100	> 100
IÓN AMONIO (mg NH ₄ ⁺ /l)	UNE 83954:2008	0	15 - 30	30 - 60	> 60
IÓN MAGNESIO (mg Mg ²⁺ /l)	UNE 83955:2008	1	300 - 1000	1000 - 3000	> 3000
IÓN SULFATO (mg SO ₄ ²⁻ /l)	UNE 83956:2008	3	200 - 600	600 - 3000	> 3000
RESIDUO SECO (mg/l)	UNE 83957:2008	164	75 - 150	50 - 75	<50
EVALUACIÓN DE LA AGRESIVIDAD:		NO AGRESIVA			

Figura Nº 10.- Resultados de la analítica de agresividad del agua

La identificación de las litologías se indica en la siguiente imagen:




-  UG-01 Relleno antrópico
-  UG-02 Arenas finas a medias
-  UG-03 Suelo de alteración de substrato granítico

Figura Nº 11.- Leyenda de las unidades geotécnicas detectadas

4.- Geología

La ubicación geológica, a efectos gráficos, del término municipal de BUSTARVIEJO 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

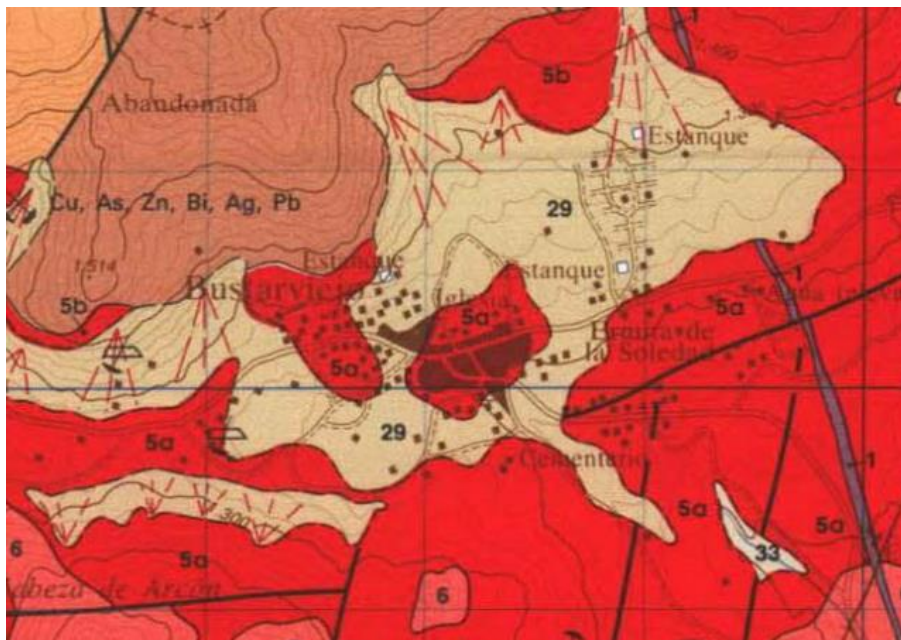


Figura 1.- Mapa geológico donde se sitúa el área estudiada en el término municipal de Buitrago de Lozoya. Fuente: Instituto Geológico y Minero de España.

Las Sierras de Guadarrama y Somosierra se encuentran en la franja noroeste del territorio de la Comunidad de Madrid y forman parte del Sistema Central. El sustrato geológico de esta zona está formado por rocas muy diversas (magmáticas, metamórficas y sedimentarias) caracterizadas por su gran antigüedad (Paleozoico y Mesozoico). Las rocas más antiguas son los gneises, mármoles y esquistos. En algunos casos, la edad de estas rocas metamórficas puede superar los 500 millones de años, transcurridos desde su formación original como sedimentos en el fondo de un mar. Les siguen en antigüedad las pizarras y cuarcitas del norte de la Comunidad, rocas sedimentarias originalmente depositadas en el fondo de un océano durante el Ordovícico y Silúrico, cuando la Península Ibérica formaba parte del borde del supercontinente Gondwana, y que posteriormente sufrieron un metamorfismo menor que los esquistos y gneises. Los granitos de la Sierra de Guadarrama son rocas ígneas plutónicas que se formaron en el Carbonífero, durante la llamada Orogenia Varisca (antes también conocida como Hercínica), una época en la que se formaron relieves que obligaron al mar a retroceder. Las montañas formadas durante esta orogenia se fueron erosionando durante más de 200 millones de años hasta que, en el Cretácico, la zona central de la Península Ibérica (Madrid y Segovia) quedó más o menos plana y volvió a quedar cubierta por el mar. De esta forma, durante el transcurso de algunos millones de años, casi hasta el final del Cretácico, se sedimentaron arenas, calizas y dolomías en las costas y mares tropicales

que existían entonces en la Comunidad de Madrid. Las extensas capas que se depositaron en el fondo de este mar durante el Cretácico fueron después plegadas y fracturadas al levantarse el Sistema Central en el Cenozoico (Orogenia Alpina). Actualmente, podemos ver algunos restos de estas rocas marinas en pequeñas franjas adosadas a los relieves principales

5.- Sismología

5.1.- 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.

5.2.- 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 11. Aceleración sísmica básica

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

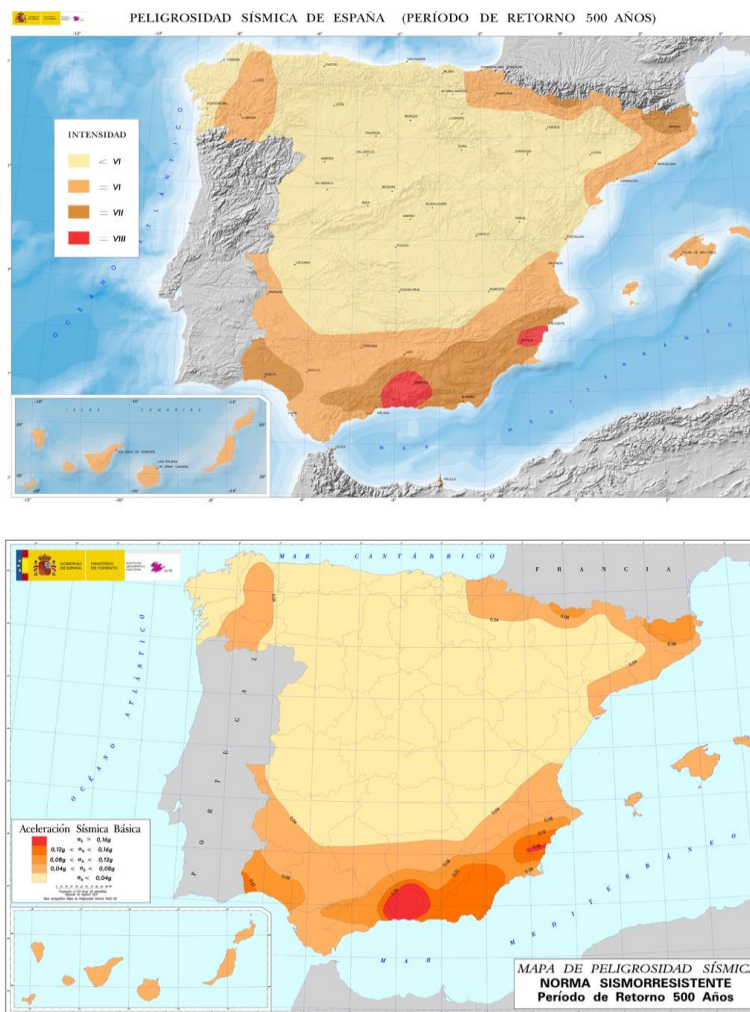


Figura Nº 12.- Peligrosidad sísmica de España (Periodo de retorno 500 años). Intensidad y aceleración sísmica básica.

6.- 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 12. Modelo estratigráfico

<i>Nivel</i>	<i>Material</i>	<i>Desde (m.)</i>	<i>Hasta (m.)</i>
UG-01	Relleno antrópico	0,00	2,40
UG-02	Arenas finas a medias	2,40	5,40
UG-03	Suelo de alteración de substrato granítico	5,40	Fin de reconocimientos

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

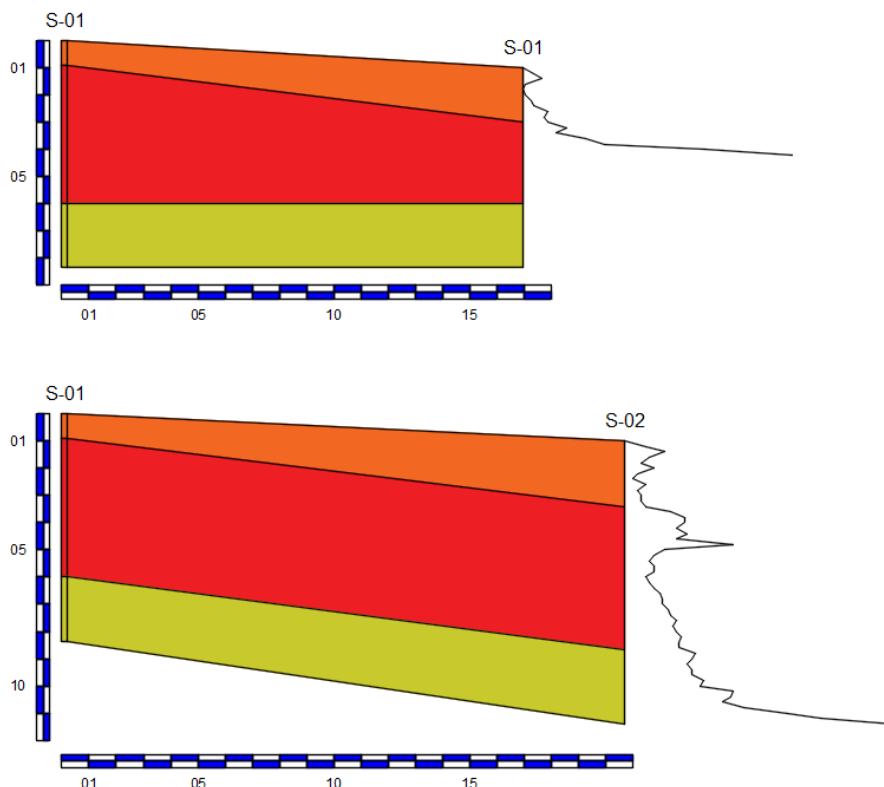


Figura N° 13.- Perfil esquemático.

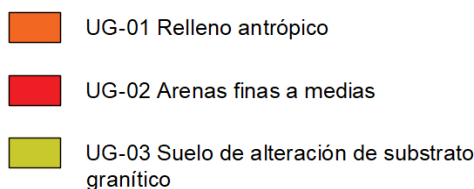


Figura N° 14.- Leyenda de las unidades geotécnicas detectadas

6.1.- Nivel piezométrico

Durante las labores de campo se detectó la presencia de los niveles piezométrico en el sondeo S-01:, concretamente a la profundidad de 4,10 m, desde la boca del sondeo.

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.

6.2.- UG.1 Relleno antrópico

La UG.1 está formada por arena fina con restos de ladrillo, 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 13. Distribución y potencia del nivel estudiado.

	S-01	P-01	P-02
UG-01	0,90	2,00	2,40
UG-02	5,10	3,00	5,25
UG-03	2,35	2,35	2,73

Este nivel, para la columna estratigráfica adoptada, se ha situado entre las cotas 0,00 m. a techo y 2,40 m. a muro en el caso más desfavorable, según el siguiente modelo:

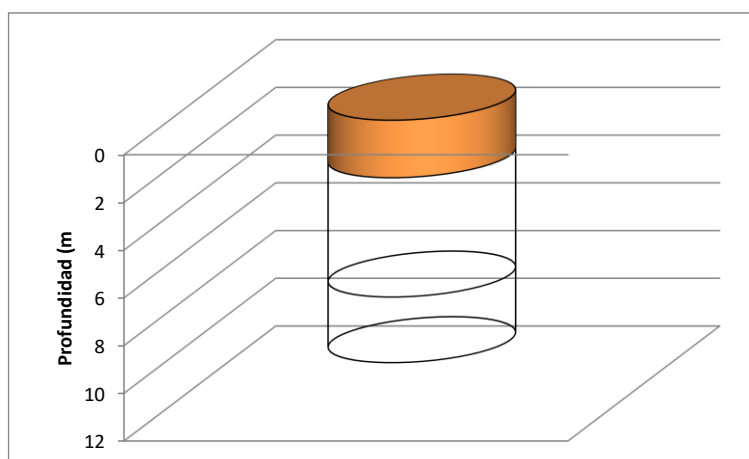


Figura Nº 15.- Distribución del nivel dentro del modelo establecido.

Nos se han realizado ensayos de campo en sondeos y/o laboratorio en esta unidad, dadas las características de baja compacidad, potencial de colapso y heterogeneidad lateral y verticalmente no se recomienda el apoyo de la cimentación en esta unidad.

6.3.- UG.2 Arenas finas a medias

La UG.2 está formada por arenas finas en matriz areno arcillosa, suelo de alteración del substrato rocoso formado por granito, 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 14. Distribución y potencia del nivel estudiado.

	S-01	P-01	P-02
UG-01	0,90	2,00	2,41
UG-02	5,10	3,00	5,25
UG-03	2,35	2,35	2,73

Este nivel, para la columna estratigráfica adoptada, se ha situado entre las cotas 2,41 m. a techo a 7,41 m en muro , según el siguiente modelo:

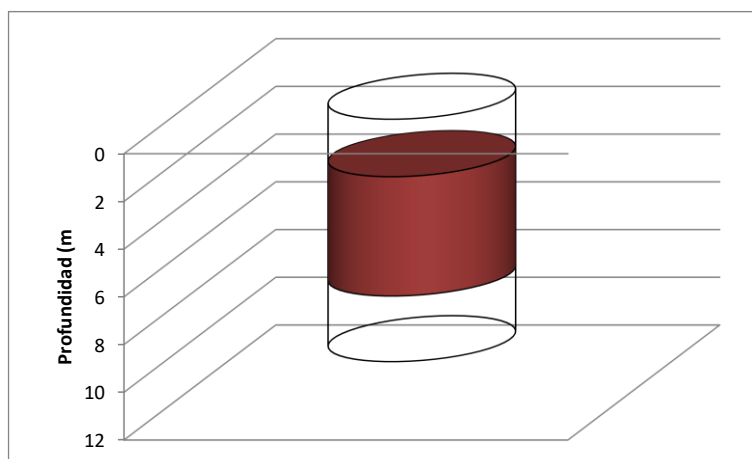


Figura Nº 16.- Distribución del nivel dentro del modelo establecido.

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

Tabla 15. 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	MI	2,00	12	13	19	23	32	
S-01	SPT	2,60	19	19	24	31		43
S-01	MI	4,00	14	12	20	21	32	
S-01	SPT	4,60	11	12	11			33

6.4.- Muestras ensayada en la UG-2.

6.4.1.- Identificación

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

Tabla 16. Valores granulométricos

Recon.	Prof. (m.)	Diámetro (mm.)				
		20,00	5,00	2,00	0,40	0,08
S-01	2,00	96	92	81	48	29,5
S-01	2,60	100	98	94	63	35,4
S-01	4,00	99	83	71	38	14,6
S-01	4,60	96	92	81	48	29,5

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

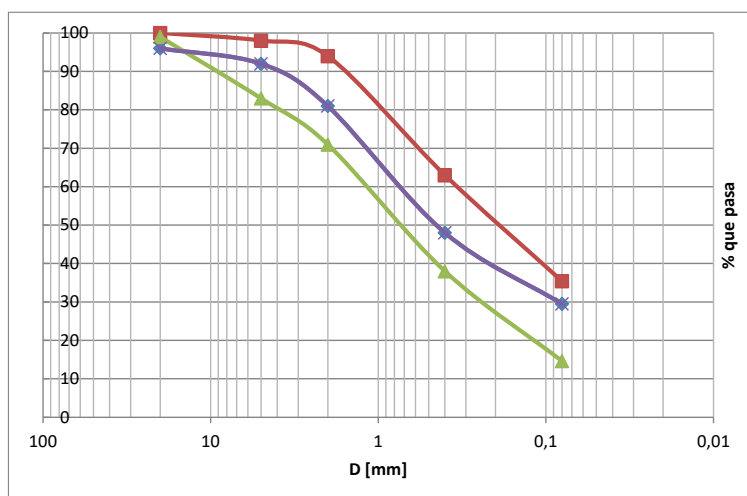


Figura Nº 17.- Distribución de curvas granulométricas.

Los valores medios obtenidos han sido los siguientes:

Tabla 17. Valores estadísticos granulométricos

	Diámetro (mm.)				
	20,00	5,00	2,00	0,40	0,08
Mínimo (%)	96,00	83,00	71,00	38,00	14,60
Máximo (%)	100,00	98,00	94,00	63,00	35,40
Media (%)	97,75	91,25	81,75	49,25	27,25
Desviación	1,79	5,36	8,17	8,93	7,69
Nº de ensayos	4	4	4	4	4

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

Tabla 18. Límites de Atterberg

Recon.	Prof. (m.)	Límite Líquido	Límite Plástico	Índice Plasticidad
S-01	2,00	38,7	17,8	20,9
S-01	2,60	26,8	19,9	6,9
S-01	4,00	NP	NP	NP
S-01	4,60	NP	NP	NP

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

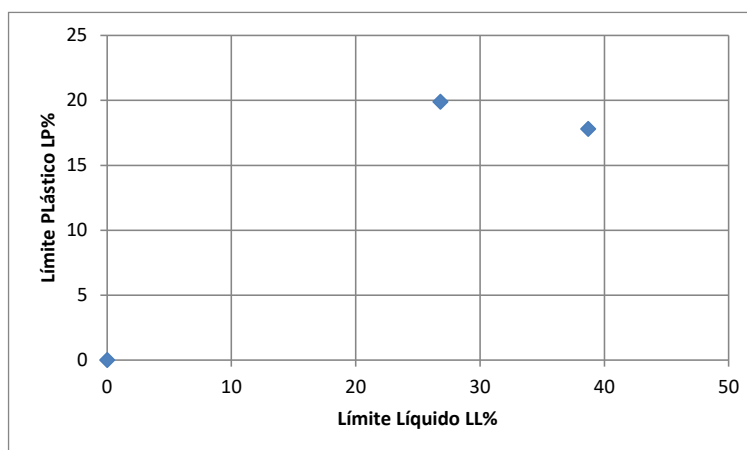


Figura Nº 18.- Variación de entre los límites líquido y plástico.

Por lo que se respecta a los materiales finos, se ha realizado ensayos para determinar los llamados Límites de Atterberg, cuyos resultados pueden observarse gráficamente en la representación de Casagrande.

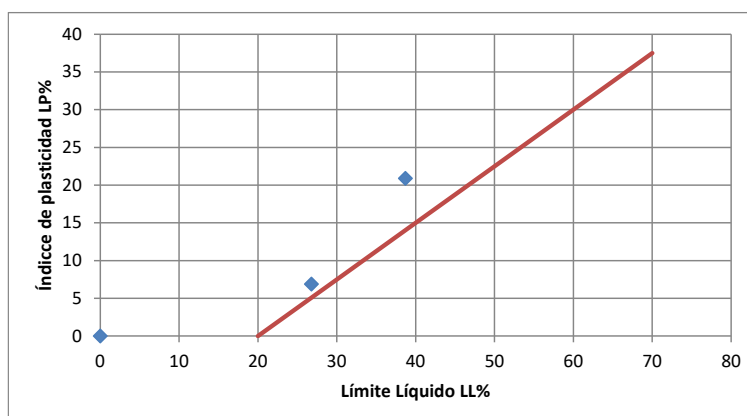


Figura Nº 19.- Carta de Casagrande.

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

**Tabla 19. Valores estadísticos
Límites de Atterberg**

	<i>L. Líquido</i>	<i>I. Plasticidad</i>
<i>Mínimo (%)</i>	NP	NP
<i>Máximo (%)</i>	38,7	20,9
<i>Media (%)</i>	21,8	9,3
<i>Desviación</i>	19,8	10,6
<i>Nº de ensayos</i>	4	4

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

**Tabla 20. Clasificación (Sistema
Unificado de Clasificación de
Suelos)**

<i>Recon.</i>	<i>Prof. (m.)</i>	<i>Clasificación</i>
S-01	2,00	SC
S-01	2,60	SC
S-01	4,00	SM
S-01	4,60	SM

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

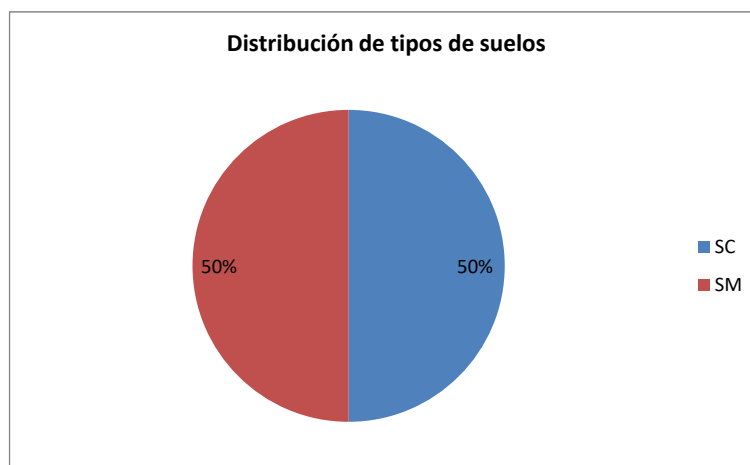


Figura Nº 20.- Clasificación.

6.4.2.- Parámetros de estado natural

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

Tabla 21. Valores obtenidos de estado natural

<i>Recon.</i>	<i>Prof. (m.)</i>	<i>Peso Específico (kN/m3)</i>	<i>Densidad seca (kN/m3)</i>	<i>Densidad aparente (kN/m3)</i>	<i>Humedad (%)</i>
S-01	2,00		17,4	19,8	13,8

Tabla 21. 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	4,00				12,40

Los valores estadísticos del estado natural son los siguientes:

Tabla 22. Valores estadísticos

	P.Específico (kN/m ³)	Densidad seca (kN/m ³)	Densidad aparente (kN/m ³)	Humedad (%)
Mínimo	--	17,40	19,80	12,40
Máximo	--	17,40	19,80	13,80
Media	--	17,40	19,80	13,10
Desviación	--	0,00	0,00	0,70
Nº de ensayos	--	1	1	2

6.4.3.- Parámetros de resistencia

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

Tabla 23. 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	2,00	--	CD	40,8	34	--	--	--

6.4.4.- Resultados de los ensayos químicos

Los valores obtenidos de en los ensayos realizados son:

Tabla 24. 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 %	55Sales Solubles %	Carbonatos (CO ₃) %
S-01	MI	2,00		0,00	0	117			
S-01	MI	4,00		0,00	0	91,2			

6.4.5.- Resultados de los ensayos de caracterización de la expansividad/colapso y compactación

Los valores obtenidos de en los ensayos realizados son:

Tabla 25. 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	MI	2.00					NC					

6.5.- UG.3 Suelo de alteración de substrato granítico (jabre)

La UG.3 está formada por suelo de alteración de substrato rocoso granítico, 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 26. Distribución y potencia del nivel estudiado.

	S-01	P-01	P-02
UG-01	0,90	2,00	2,41
UG-02	5,10	3,00	5,25
UG-03	2,35	2,35	2,73

Este nivel, para la columna estratigráfica adoptada, se ha situado entre las cotas 7,41 hasta fin de prospecciones, según el siguiente modelo:

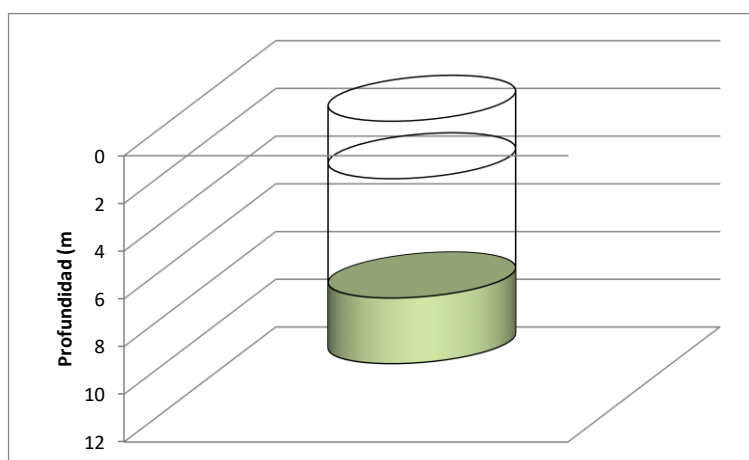


Figura Nº 21.- Distribución del nivel dentro del modelo establecido.

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

Tabla 27. Valores de consistencia o compacidad

Muestra			Consistencia o Compacidad					
Reconocimiento	Tipo de muestra	Prof. Inicial muestra	Golpeo/15cm					
			V1	V2	V3	V4	N30 MI	N30 SPT
S-01	MI	6,00	50				50	
S-01	SPT	6,10	18	24	31	39		55
S-01	SPT	8,00	35	48	50			50

No se han realizado ensayos de campo en sondeos y/o de laboratorio en esta unidad.

7.- Agresividad

7.1.- Definición del tipo de ambiente

El tipo de ambiente al que está sometido un elemento estructural viene definido por el conjunto de condiciones físicas y químicas a las que está expuesto, y que puede llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a los de las cargas y sollicitaciones consideradas en el análisis estructural.

El tipo de ambiente viene definido por la combinación de: armaduras.

- Las clases específicas de exposición relativas a los otros procesos de degradación que procedan para cada caso.

En el caso de que un elemento estructural esté sometido a alguna clase específica de exposición, en la designación del tipo de ambiente se deberán reflejar todas las clases, unidas mediante el signo de adición "+".

Cuando una estructura contenga elementos con diferentes tipos de ambiente, el Autor del Proyecto deberá definir algunos grupos con los elementos estructurales que presenten características similares de exposición ambiental. Para ello, siempre que sea posible, se agruparán elementos del mismo tipo (por ejemplo, pilares, vigas de cubierta, cimentación, etc.), cuidando además que los criterios seguidos sean congruentes con los aspectos propios de la fase de ejecución.

Para cada grupo, se identificará la clase o, en su caso, la combinación de clases, que definen la agresividad del ambiente al que se encuentran sometidos sus elementos.

7.2.- Clases generales de exposición ambiental en relación con la corrosión de armaduras

En general, todo elemento estructural está sometido a una única clase o subclase general de exposición.

A los efectos de esta Instrucción, se definen como clases generales de exposición las que se refieren exclusivamente a procesos relacionados con la corrosión de armaduras.

En el caso de estructuras marinas aéreas, el Autor del Proyecto podrá, bajo su responsabilidad, adoptar una clase general de exposición diferente de IIIa siempre que la distancia a la costa sea superior a 500m y disponga de datos experimentales de estructuras próximas ya existentes y ubicadas en condiciones similares a las de la estructura proyectada, que así lo aconsejen.

7.2.1.- Clases específicas de exposición ambiental en relación con otros procesos de degradación distintos de la corrosión.

Además de las clases recogidas, se establece otra serie de clases específicas de exposición que están relacionadas con otros procesos de deterioro del hormigón distintos de la corrosión de las armaduras.

Un elemento puede estar sometido a ninguna, a una o a varias clases específicas de exposición relativas a otros procesos de degradación del hormigón.

Por el contrario, un elemento no podrá estar sometido simultáneamente a más de una de las subclases definidas para cada clase específica de exposición.

En el caso de estructuras sometidas a ataque químico (clase Q), la agresividad se clasificará de acuerdo con los criterios recogidos en la tabla.

Tabla 28. Clase general de exposición.

Clase general de exposición				Descripción	Ejemplos
Clase	Subclase	Designac	Tipo de proceso		
No agresiva		I	Ninguno	- Interiores de edificios, no sometidos a condensaciones. - Elementos de hormigón en masa.	- Elementos estructurales de edificios, incluidos los forjados, que estén protegidos de la intemperie.



Tabla 28. Clase general de exposición.

Clase general de exposición				Descripción	Ejemplos
Clase	Subclase	Designac	Tipo de proceso		
Normal	Humedad alta	IIa	Corrosión de origen diferente de los cloruros	<ul style="list-style-type: none"> - Interiores sometidos a humedades relativas medias altas (>65%) o a condensaciones. - Exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. - Elementos enterrados o sumergidos 	<ul style="list-style-type: none"> - Elementos estructurales en sótanos no ventilados. - Cimentaciones. - Estribos, pilas y tableros de puentes en zonas, sin impermeabilizar con precipitación media anual superior a 600 mm. - Tableros de puentes impermeabilizados, en zonas con sales de deshielo y precipitación media anual superior a 600 mm. - Elementos de hormigón, que se encuentren a la intemperie o en las cubiertas de edificios en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. - Forjados en cámara sanitaria, o en interiores en cocinas y baños, o en cubierta no protegida.
	Humedad media	IIb	Corrosión de origen diferente de los cloruros	<ul style="list-style-type: none"> - Exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm. 	<ul style="list-style-type: none"> - Elementos estructurales en construcciones exteriores protegidas de la lluvia. - Tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm.
Marina	Aérea	IIIa	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> - Elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar. - Elementos exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5 km). 	<ul style="list-style-type: none"> - Elementos estructurales de edificaciones en las proximidades de la costa. - Puentes en las proximidades de la costa. - Zonas aéreas de diques, pantaneros y otras obras de defensa litoral. - Instalaciones portuarias.
	Sumergida	IIIb	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> - Elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar. 	<ul style="list-style-type: none"> - Zonas sumergidas de diques, pantaneros y otras obras de defensa litoral. - Cimentaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar.
	En zona de carrera de mareas y en zonas de salpicadura	IIIc	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> - Elementos de estructuras marinas situadas en la zona de salpicaduras o en zona de carrera de mareas. 	<ul style="list-style-type: none"> - Zonas situadas en el recorrido de marea de diques, pantaneros y otras obras de defensa litoral. - Zonas de pilas de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de marea.
Con cloruros de origen diferente del medio marino		IV	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> - Instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el mundo marino. - Superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas. 	<ul style="list-style-type: none"> - Piscinas e interiores de los edificios que las albergan. - Pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve. - Estaciones de tratamiento de agua.

Tabla 29. Clase específica de exposición (Cont.).

Clase específica de exposición				Descripción	Ejemplos
Clase	Subclase	Design	Tipo de proceso		
Química agresiva	Débil	Qa	Ataque químico	<ul style="list-style-type: none"> - Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad lenta (ver tabla 8.2.3.b) 	<ul style="list-style-type: none"> - Instalaciones industriales, con sustancias débilmente agresivas según tabla 8.2.3.b. - Construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad débil según tabla 8.2.3.b.

Tabla 29. Clase específica de exposición (Cont.).

Clase específica de exposición				Descripción	Ejemplos
Clase	Subclase	Design	Tipo de proceso		
	Media	Qb	Ataque químico	- Elementos en contacto con agua de mar. - Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad media (ver tabla 8.2.3.b)	- Dolos, bloques y otros elementos para diques. - Estructuras marinas, en general. - Instalaciones industriales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b. - Construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad media según tabla 8.2.3.b. - Instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b.
	Fuerte	Qc	Ataque químico	- Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad rápida (ver tabla 8.2.3.b)	- Instalaciones industriales con sustancias de agresividad alta de acuerdo con la tabla 8.2.3.b. - Instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3.b. - Construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad fuerte según tabla 8.2.3.b.
Con heladas	Sin sales fundentes	H	Ataque hielo-deshielo	- Elementos situados en contacto frecuente con agua, o zonas con humedad relativa media ambiental en invierno superior al 75% y que tengan una probabilidad anual superior al 50% de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de -5°C.	- Construcciones en zonas de alta montaña. - Estaciones invernales.
	Con sales fundentes	F	Ataque por sales fundentes	- Elementos destinados al tráfico de vehículos o peatones en zonas con más de 5 nevadas anuales o con valor medio de la temperatura mínima en los meses de invierno inferior a 0°C.	- Tableros de puentes o pasarelas en zonas de alta montaña, en las que se utilizan sales fundentes.
Erosión		E	Abrasión cavitación	- Elementos sometidos a desgaste superficial. - Elementos de estructuras hidráulicas en los que la cota piezométrica pueda descender por debajo de la presión de vapor del agua.	- Pilas de puentes en cauces muy torrenciales. - Elementos de diques, pantalanos y otras obras de defensa litoral que se encuentren sometidos a fuertes oleajes. - Pavimentos de hormigón. - Tuberías de alta presión.

Tabla 30. Tipo de exposición.

Tipo de medio agresivo	Parámetros	Tipo de exposición		
		Qa	Qb	Qc
		Ataque débil	Ataque medio	Ataque fuerte
Agua	Valor del PH, según UNE 83.952	6,5-5,5	5,5-4,5	< 4,5
	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

Tabla 30. Tipo de exposición.

Tipo de medio agresivo	Parámetros	Tipo de exposición		
		Qa	Qb	Qc
		Ataque débil	Ataque medio	Ataque fuerte
	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

7.3.- Valores obtenidos en agresividad en suelos

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

Tabla 31. Tipos de exposición obtenidos.

Unidad Geotécnica	Definición	Tipo de exposición
UG-01	Relleno antrópico	--
UG-02	Arena finas a medias	Ataque débil
UG-03	Suelo de alteración del substrato granítico	--

7.4.- Valores obtenidos en agresividad en agua

Según los trabajos realizados se ha obtenido el siguiente resultado:

- Muestra de agua obtenida en el sondeo S-01 a la profundidad de 4.10, con un resultado de NO AGRESIVA.

8.- 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.

Las arcillas expansivas, pertenecen a un grupo mineralógico muy amplio de materiales de naturaleza química silíceo denominados silicatos. Dentro de estos, en función de la distribución de los tetraedros de SiO_4 - (figura siguiente) se clasifican sistemáticamente dentro de los Filosilicatos o silicatos laminares. Así, a grandes rasgos y en función del tipo de arcilla, entre lámina y lámina, se emplazarán en mayor o menor medida las moléculas de agua que producirán el hinchamiento.

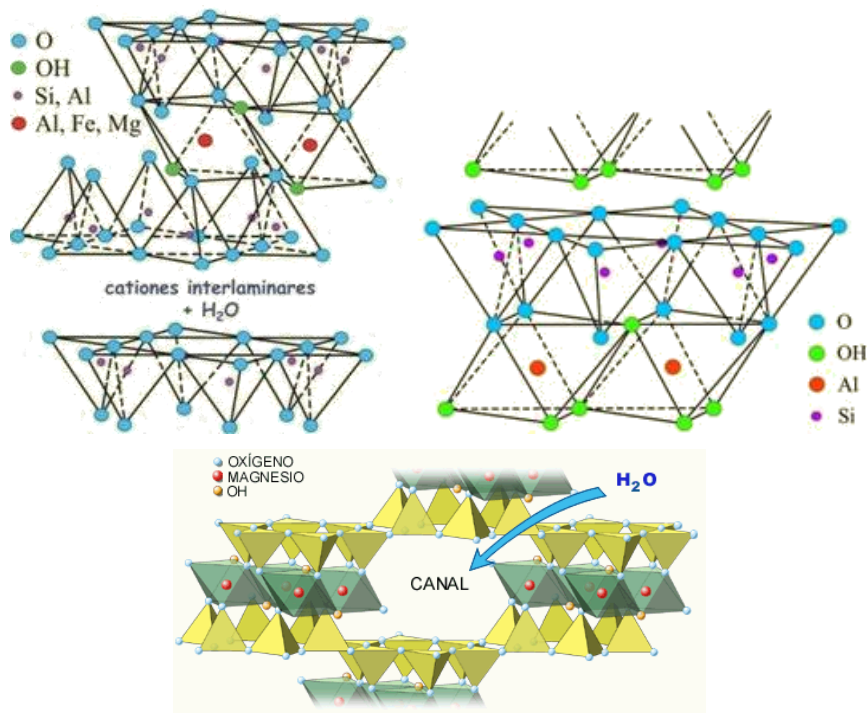


Figura Nº 22.- Estructura química general de las arcillas.

Desde el punto de vista geotécnico, los suelos plásticos o arcillosos, son aquellos capaces de deformarse sin agrietarse, ni producir rebote elástico, cambiando su consistencia al variar el contenido de agua. En función de los cambios de contenido de humedad se dan diferentes estados físicos, siendo los límites para cada estado de consistencia los conocidos como límites de Atterberg: límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad, que son el punto de partida para la estimación de la expansividad de un suelo.

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.

Cuando acaecen problemas en las construcciones como consecuencia de la expansividad del suelo bajo una cimentación, y alrededor de instalaciones auxiliares, pueden llegar a cobrar mucha importancia, provocando agrietamientos, rotura de tuberías de saneamiento y de drenajes, etc.

Por lo general aparecen en edificios de poca altura, en los que por las bajas presiones transmitidas al terreno, no pueden impedir el hinchamiento del suelo y, por otra parte, cuando debido a economías mal orientadas, no se cimenta a gran profundidad, donde los cambios volumétricos periódicos no se producen.

Los Ensayos de expansividad permiten obtener valores cuantitativos sobre la capacidad expansiva del suelo.

Generalmente se realizan ensayos que correlacionan parámetros básicos del suelo con su potencial expansivo, éstos permiten identificar y clasificar los suelos expansivos, los más utilizados son:

- Ensayos Directos. Cuando se necesita determinar el cambio de volumen del suelo se utiliza un aparato edométrico:

- Ensayo de Hinchamiento Libre: Obtención de las deformaciones que sufre el suelo sometido a niveles tensionales muy bajos.
- Ensayo de Presión Máxima de Hinchamiento: Presión máxima que sufre el suelo sin cambiar su volumen.

- Ensayos Indirectos. Estos ensayos se basan en la medición de una o más propiedades intrínsecas del suelo en complemento con datos disponibles sobre experiencias anteriores acerca del cambio potencial de volumen:

- Ensayo de Difracción de Rayos X : Es la determinación de la constitución de arcillas (minerales constitutivos).
- Plasticidad: determinación de correlaciones locales.
- Contenidos de Humedad, Granulometría, etc.

Los criterios de peligrosidad más aceptados son los siguientes:

Tabla 32. 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 33. Criterios de peligrosidad según Chen.

% Pasa por Tamiz 200	Límite líquido	S.P.T.	Expansión Probable %	Presión de Hinchamiento (kp/cm ²)	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

8.1.- Valores y cuantificaciones obtenidas

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

Tabla 34. Valoración de la expansividad.

Unidad Geotécnica	Definición	Criterio de peligrosidad
UG-01	Relleno antrópico	
UG-02	Arena finas a medias	Baja
UG-03	Suelo de alteración del substrato granítico	Baja (*)

(*) En base al conocimiento que se posee del comportamiento del material, concretamente del Jabre

9.- Permeabilidad

En el estudio de las propiedades hidráulicas del suelo, nos referiremos al movimiento del agua libre entre las partículas, cuya magnitud depende de la permeabilidad del material.

Se define un material permeable como aquel que tiene vacíos continuos. Siguiendo este concepto, todos los suelos y materiales constructivos, excluyendo los metálicos, son permeables.

El general distinguiremos dos tipos de flujo: laminar y turbulento. El flujo laminar es aquel en el cual las partículas de agua se mueven o desplazan sin interferencias, o sea, que las partículas no chocan entre sí. Es característico de los limos y las arcillas, pero puede ocurrir en las arenas bajo ciertas condiciones hidráulicas. Un flujo se definirá como turbulento cuando las líneas de flujo se juntan debido al choque de las partículas de agua que se mueven indisciplinadamente. Es propio de las gravas.

9.1.- Movimiento del agua libre

El escurrimiento del agua a través de un material permeable se realiza siguiendo aproximadamente las líneas de filtración. Hay una pérdida de energía (convertida en calor y sonido) debido a la fricción de las partículas de agua dentro de los poros del suelo que genera la sobrepresión hidrostática. Es ésta el elemento motor que provoca el movimiento del agua a través de la masa de suelo.

Definamos los siguientes términos:

Altura de posición o potencial: es la distancia medida desde un plano de referencia arbitrario.

Presión piezométrica: es la presión que provoca que el nivel del agua se eleve en el tubo.

Carga hidráulica: es la pérdida de altura h obtenida por la diferencia de alturas totales h_1 y h_2 .

Sobrepresión hidrostática: es la pérdida de energía determinable por el producto $h \cdot \gamma_w$, donde γ_w es el peso específico del agua (g/cm^3) y h la carga hidráulica.

Principio de Bernoulli.

"En un punto de un líquido, la energía total es igual a la suma de las energías de posición o potencial, piezométrica o de presión, y de velocidad".

Ley de Darcy

Una antigua fórmula empírica mide la cantidad de agua que circula en la unidad de tiempo a través de una superficie unitaria normal a las líneas de filtración, expresada como:

K : permeabilidad de un material poroso, función exclusiva de las características del suelo (cm^2)
 N : viscosidad del líquido que circula ($\text{g} \cdot \text{seg} / \text{cm}^2$)
 i : gradiente de presión (g/cm^3)
 v : velocidad de agua a través de la sección total del suelo.

La consideración de la sección total del suelo es irreal ya que el flujo de agua se efectúa a través de los vacíos del suelo.

Area total = área "ciega" + área de poros.

Reemplazando en la fórmula precedente el gradiente de presión por el gradiente hidráulico tenemos:

$$I_p = i \cdot Y_w$$

$$v = (K/h) \cdot i \cdot Y_w$$

Como K, h y Y_w son valores constantes los vamos a reunir del siguiente modo:

$$k = ((K \cdot Y_w)/h)$$

Sustituyendo en la ecuación anterior, donde k es el coeficiente de permeabilidad al cual le corresponden unidades de velocidad (cm/seg), nos queda:

$$v = k \cdot i \text{ Ley de Darcy}$$

Limitaciones de la Ley de Darcy

El flujo debe ser laminar, lo que implica que la Ley de Darcy sólo es aplicable en materiales finos y en algunos casos de arenas cuyas condiciones sean:

$i < 0.4$ en arenas densas $i < 0.2$ en arenas sueltas

La turbulencia no es congruente con la Ley de Darcy, por lo que no es aplicable a gravas.

Por otra parte, la Ley de Darcy supone que la forma y volumen de los poros por donde circula el agua son independientes de la presión y del tiempo.

Coeficiente de permeabilidad (k)

Se define el coeficiente de permeabilidad como la velocidad que adquiere el agua que fluye cuando el gradiente hidráulico es la unidad.

En la fórmula de Darcy, para $i = 1$ se tiene:

$$V = i \cdot k = k \text{ (cm/seg)}$$

Para llegar a la expresión simplificada de Darcy, asumimos que los factores del coeficiente de permeabilidad eran constantes, lo cual es válido sólo en los casos de filtración de agua a poca profundidad, donde la temperatura varía muy poco y el peso específico y la viscosidad del agua son prácticamente constantes. De modo que el coeficiente de permeabilidad no es un valor absoluto, sino que depende de la temperatura del agua.

En los problemas relativos al flujo de líquidos en general la determinación correcta del coeficiente de permeabilidad es un dato de importancia primordial. Existen diversos procesos en la obtención de la permeabilidad de los suelos: unos de prueba "in situ" (Lugeon/Lefranc) y otros de laboratorio (permeámetros).

9.2.- Factores que influyen en la permeabilidad

Los principales factores, tanto característicos del suelo como del líquido que circula, influyentes en la permeabilidad son:

- Forma y tamaño de la partículas
- Relación de vacíos del suelo
- Grado de saturación del suelo
- Cantidad de gases disueltos en el líquido, ya que el aire dificulta la filtración
- Propiedades, sobre todo la viscosidad, del líquido que fluye.

VALORES RELATIVOS DE PERMEABILIDAD (Según Terzaghi y Peck) Permeabilidad relativa valores de k Suelo típico (cm/seg).

**Tabla 35. Valores relativos de permeabilidad (Según Terzaghi y Peck)
Permeabilidad relativa valores de k Suelo típico (cm/seg)..**

Grado de permeabilidad	Valor de k (cm/s)
Elevada	Superior a 10^{-1}
Media	10^{-1} a 10^{-3}
Baja	10^{-3} a 10^{-5}
Muy baja	10^{-5} a 10^{-7}
Prácticamente impermeable	Menor de 10^{-7}

Tabla 36. Valores relativos de permeabilidad en función del tipo de material.

Material	Valor de k (cm/s)
Muy permeable: Grava gruesa	Superior a 10^{-1}
Moderadamente permeable: Arena, arena fina	10^{-1} a 10^{-3}
Poco permeable: Arena limosa, arena sucia	10^{-3} a 10^{-5}
Muy poco permeable: Limo, arenisca fina	10^{-5} a 10^{-7}
Impermeable Menor: Arcilla	Menor de 10^{-7}

Tabla 37. Valores relativos de permeabilidad en función del tipo de material.

Tipo de suelo	Valor de k (m/s)
Grava limpia	$> 10^{-2}$
Arena limpia y mezcla de grava y arena limpia	10^{-2} a 10^{-5}

Tabla 37. Valores relativos de permeabilidad en función del tipo de material.

Tipo de suelo	Valor de k (m/s)
Arena fina, limo, mezclas de arenas, limos y arcillas	10^{-5} a 10^{-9}
Arcilla	$< 10^{-9}$

9.3.- Valores obtenidos

Según los trabajos realizados se establecen los siguientes parámetros de permeabilidad:

Tabla 38. Valores de permeabilidad.

Unidad Geotécnica	Definición	K (m/seg)
UG-01	Relleno antrópico	-
UG-02	Arena finas a medias	10^{-2} a 10^{-5}
UG-03	Suelo de alteración del substrato granítico	10^{-2} a 10^{-5}

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 39. 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	Maquinaria común	600-1500	≥ 100

**Tabla 39. 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)
roca muy blanda o dura. Material con aspecto de roca			
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:

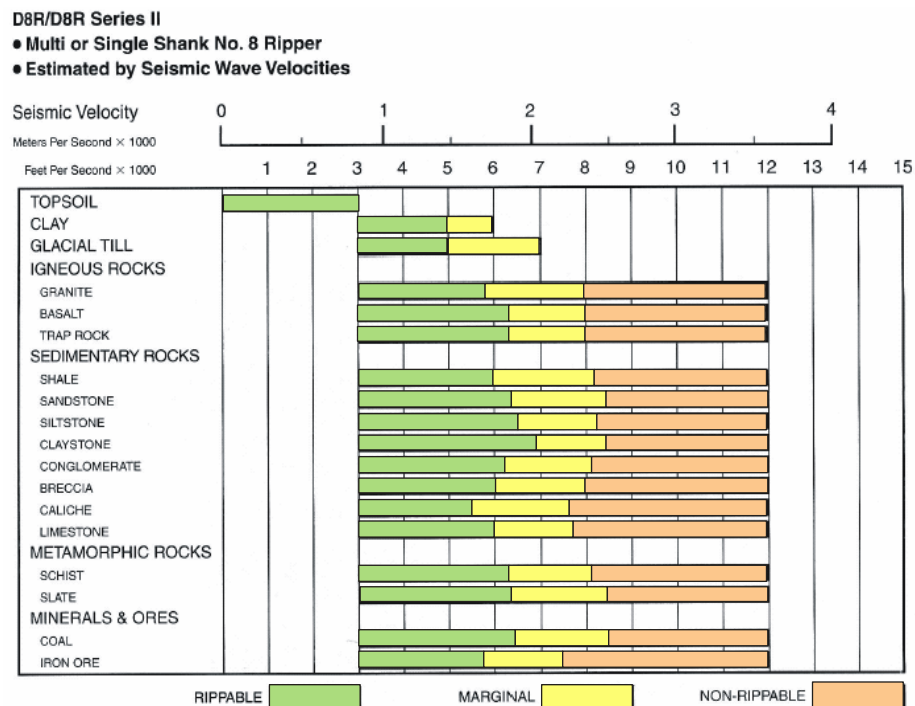


Figura Nº 23.- Ejemplo de gráfico de ripabilidad de Caterpillar para un bulldozer tipo D8.

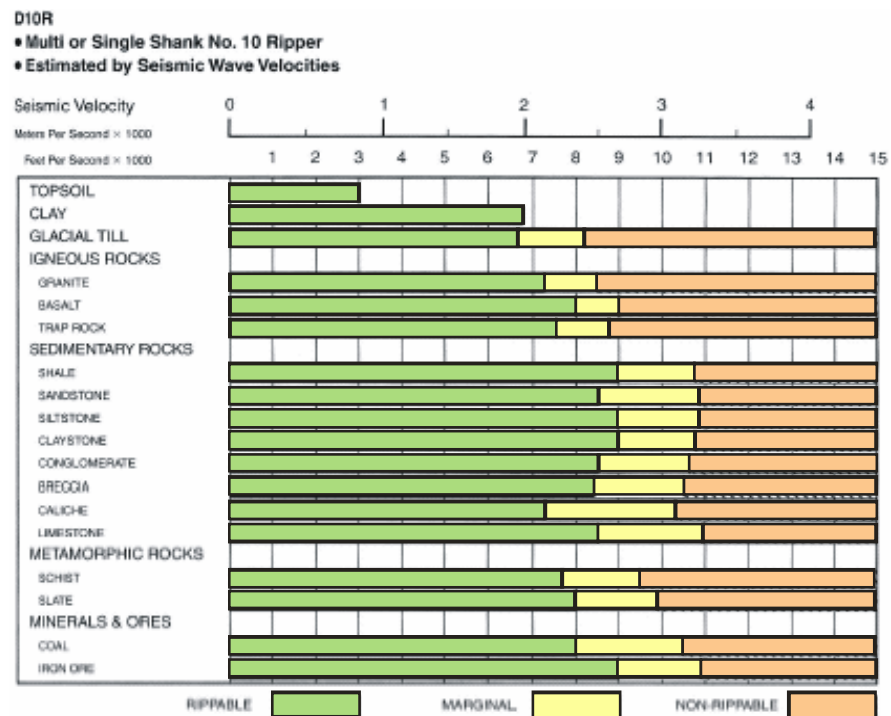


Figura Nº 24.- Ejemplo de gráfico de ripabilidad de Caterpillar para un bulldozer tipo D10.

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:

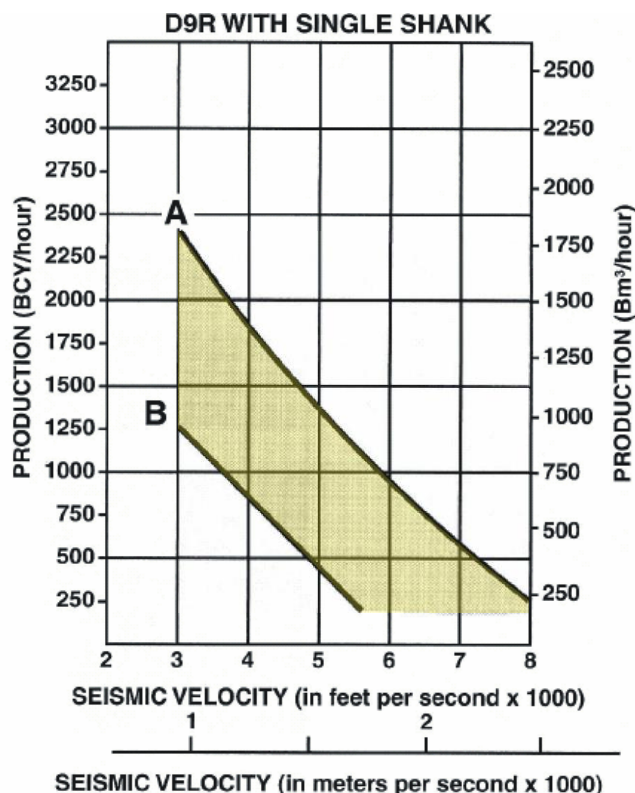


Figura Nº 25.- Ejemplo de gráfico de productividad de Caterpillar para un bulldozer tipo D9.

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 apartados:

En base a los datos obtenidos en las calicatas realizadas, se puede clasificar el terreno en:

Tabla 40. Excavabilidad.

Unidad Geotécnica	Definición	Excavabilidad
UG-01	Relleno antrópico	Maquinaria común
UG-02	Arena finas a medias	Maquinaria común
UG-03	Suelo de alteración del substrato granítico	Maquinaria común

11.- Justificación de parámetros geotécnicos

11.1.- Valores característicos de los parámetros resistentes

Para la obtención del valor característico de los parámetros resistentes, se va a usar el criterio del punto A-1.4 Características del terreno, concretamente lo indicado en la tabla A-1-1 1 que se reproduce en la siguiente imagen:

TABLA A-1.1. VALORES DEL COEFICIENTE ξ PARA OBTENER EL VALOR CARACTERÍSTICO DE UN PARÁMETRO GEOTÉCNICO A PARTIR DE SU VALOR MEDIO

PARÁMETRO	SÍMBOLO	NÚMERO DE DATOS UTILIZADOS PARA OBTENER EL VALOR MEDIO			
		n = 1	n = 2	n = 4	n = 9
Peso específico y densidad	γ	1,05	1,03	1,00	1,00
Tangente del ángulo de rozamiento efectivo	$\text{tg } \phi'$	1,15	1,10	1,05	1,00
Cohesión efectiva	c'	1,20	1,15	1,10	1,05
Resistencia al corte sin drenaje	s_u	1,25	1,18	1,12	1,07
Resistencia a compresión simple, suelos	q_u	1,30	1,20	1,15	1,10
Resistencia a compresión simple, rocas	R_c	1,60	1,40	1,30	1,20

NOTA: Para valores intermedios de n comprendidos entre los especificados, se puede interpolar linealmente.

Figura Nº 26.- Valores usados para obtener el valor promedio de parámetros resistentes y de estado físico

Los valores de aceptación de los valores promedio se han tomado de la tabla 2.14.1 del documento R.O.M 05-05

Tabla 2.14.1. Unidades de referencia recomendadas y valores aproximados del coeficiente de variación de los parámetros geotécnicos para terrenos normalmente homogéneos

Parámetro	Símbolo	Ud. de referencia recomendada	Coeficiente de variación típica
Pesos específicos	γ_d	kN/m ³	0,05
Humedades	w	%	0,10
Ángulo de rozamiento (tangente)	tg ϕ	Adimensional	0,07
Cohesión	c	kPa	0,10
Resistencia al corte sin drenaje	c_u, s_u	kPa	0,15
Resistencia a compresión simple, suelos	q_u	MPa	0,15
Resistencia a compresión simple, rocas	R_c	MPa	0,20
Resistencia por punta de ensayos de penetración estática	q_c	MPa	0,15
Presión límite, ensayos presiométricos	p_l	MPa	0,15
Índice N (SPT)	N	Adimensional	0,15
Módulo de elasticidad	E	MPa	0,30
Módulo de Poisson	ν	Adimensional	0,05
Presión de preconsolidación	p_c	MPa	0,15
Índices de compresión y entumecimiento	C_c, C_s	Adimensional	0,10
Coeficiente de consolidación	c_v	cm ² /s	0,50
Coeficiente de permeabilidad (Darcy)	k	cm/s	*

Figura Nº 27.- Valores aproximados del coeficiente de variación de los parámetros geotécnicos en terrenos normalmente homogéneos.

11.2.- UG.01 Relleno antrópico

Los materiales que componen la unidad geotécnica definida como UG.01 son suelos formados por terreno vegetal y rellenos de naturaleza antrópica con restos de material cerámico, los cuales presentan de forma generalizada valores bajos de consistencia o compacidad. Además de bajos, estos valores son irregulares, dotándole a los materiales el carácter errático que los caracteriza e imposibilitando la determinación de su comportamiento.

En la siguiente imagen se muestran los resultados de los tres ensayos de penetración dinámica realizados:



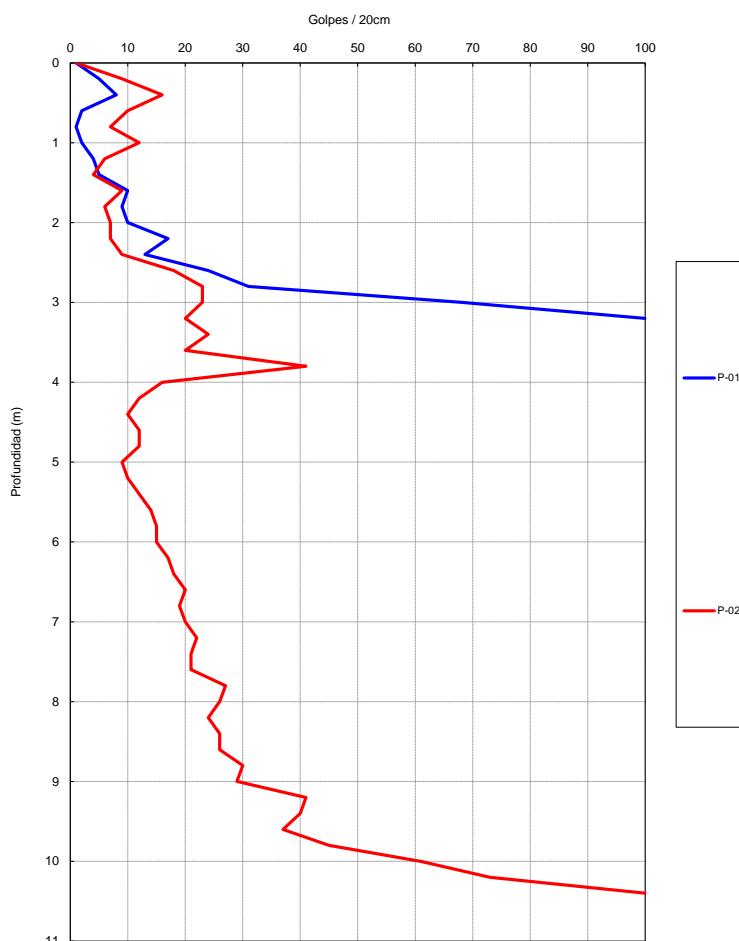


Figura Nº 28.- Resultados de los ensayos a penetración dinámica realizados

Con respecto a los resultados, comentar:

- En el ensayo P-01 se obtiene un golpeo con valores menores de 10 hasta la profundidad de 2,00 m, es decir existe una capa correspondiente a un relleno con muy baja compacidad.
- En el ensayo P-02, hasta la profundidad de 2,40 se ha obtenido un golpeo de menos de 10, por lo tanto esta zona corresponde a un relleno de muy baja compacidad

Por los motivos antes descritos descartamos apoyar la cimentación sobre esta unidad geotécnica y no se le asignan parámetros resistentes en lo que respecta al cálculo de carga admisible del terreno.

No obstante en muros si se le asignan parámetros de empuje.

11.3.- UG.02 Arenas finas a medias

Los valores de corte representativos así como los parámetros de deformabilidad se estiman en los siguientes apartados

11.3.1.- Valor estimado de los parámetros resistentes y parámetros físicos.

Se realiza la correlación entre el valor del N_{spt} y el valor del ángulo de rozamiento mediante las dos siguientes correlaciones:

- Correlación de Peck, $\phi = 27.1 + 0.30 N - 0.00054 N^2$.
- Correlación de Muromachi, $f = 20 + 3.51/2$

Los valores se indican en la siguiente tabla:

Tabla 41. Estimación ángulo de rozamiento / N_{spt}

Recon.	Prof. (m.)	Valor del golpeo	ϕ (Peck) (°)	ϕ (Muromachi) (°)
S-01	2,60	43	39,0	42,95
S-01	4,60	33	36,4	40,11

Los valores estadísticos se indican en la siguiente tabla:

Tabla 42. Valores estadísticos de los parámetros de fricción estimados.

	ϕ (Peck)	ϕ (Muromachi)
Mínimo (MPa)	36,41	40,11
Máximo (MPa)	39,00	42,95
Promedio (MPa)	37,71	41,53
Desviación (MPa)	1,831	2,012
Coefficiente de variación típica	0,049	0,048
Nº de ensayos	2	2

- Peso específico seco 17,40 kN/m³.
- Peso específico aparente 19,8 kN/m³.
- Ángulo de rozamiento efectivo: $\phi = 36$, se toma este valor teniendo en cuenta los valores promediados y los indicados en la tabla D.27 del documento CTE-DB-SE-Cimientos

11.3.2.- Parametrización resistente adoptada

Entendemos recomendable utilizar los parámetros geotécnicos que se indican en la tabla para las unidades geotécnicas reconocidas a raíz de los trabajos realizados y en función de las observaciones realizadas en este capítulo.

Tabla 43. Parámetros geotécnicos recomendados

Unidad geotécnica	γ KN/m ³	c' KPa	ϕ'_o	RCS KPa
----------------------	-------------------------------	-------------	-----------	------------

Tabla 43. Parámetros geotécnicos recomendados

Unidad geotécnica	γ KN/m ³	c' KPa	ϕ' °	RCS KPa
UG.02	19,80	--	36,00	--

11.3.3.- Recomendación de parámetros de deformabilidad del terreno

Para la estimación de los valores del módulo de deformabilidad de la UG-02, se van a considerar las correlaciones existentes para arenas, concretamente las de Denver y Webb para arenas arcillosas.

Las formulaciones usadas son las siguientes:

- Formulación de Denver (MPa), $E=7 (N_{spt})^{1/2}$.
- Formulación de Webb (kg/cm²), $E=5 (N_{spt}+15)$

Los valores obtenidos se indican en la siguiente tabla :

Tabla 44. Estimación E / N_{spt}

Recon.	Prof. (m.)	Valor del golpeo	E Denver (MPa)	E Webb (MPa)
S-01	2,60	43	26,23	28,45
S-01	4,60	33	22,98	23,54

Para cada una de las hipótesis contempladas, se tienen los siguientes valores:

Tabla 45. Valores estadísticos de los parámetros de deformabilidad estimados.

	Hipótesis Denver	Hipótesis Webb
Mínimo (MPa)	22,98	23,54
Máximo (MPa)	26,23	28,45
Promedio (MPa)	24,60	26,00
Desviación (MPa)	2,299	3,468
Coefficiente de variación típica	0,093	0,133
Nº de ensayos	2	2

El valor característico considerado es de **E=25 MPa**.

11.4.- UG.03 Suelo de alteración del sustrato rocoso granítico

Los valores de corte representativos así como los parámetros de deformabilidad se estiman en los siguientes apartados:

Se consideran desde el lado de la seguridad parámetros similares a los de la unidad anterior teniendo en cuenta que la unidad UG-02 presenta un nivel de alteración mayor que la UG-03

11.4.1.- Valor estimado de la resistencia al corte y parámetros físicos

Los valores considerados son:

- Peso específico seco $17,40 \text{ kN/m}^3$.
- Peso específico aparente $19,8 \text{ kN/m}^3$.
- Ángulo de rozamiento efectivo: $\phi=36$, se toma este valor teniendo en cuenta los valores promediados y los indicados en la tabla D.27 del documento CTE-DB-SE-Cimientos

11.4.2.- Parametrización resistente adoptada

Entendemos recomendable utilizar los parámetros geotécnicos que se indican en la tabla para las unidades geotécnicas reconocidas a raíz de los trabajos realizados y en función de las observaciones realizadas en este capítulo.

Tabla 46. Parámetros geotécnicos recomendados

Unidad geotécnica	γ KN/m ³	c' KPa	ϕ' °	c_u KPa
UG.03	19,80	--	36.00	--

11.4.3.- Recomendación de parámetros de deformabilidad del terreno

Se va a considerar el valor del módulo de elasticidad indicado en la tabla D.23 del documento CTE-DB-Cimientos, por lo que el valor característico considerado es **E=40.00 MPa**.

12.- Condicionantes de elección de cimentación

12.1.- Condicionantes geotécnicos

De cara a la elección del modelo de cimentación óptimo hay que tener en cuenta los siguientes condicionantes geotécnicos:

- No se recomienda apoyar la cimentación en la unidad UG-01 Rellenos antrópicos, dadas las características de deformabilidad, potencial de colapso, baja capacidad resistente y variabilidad de las características geotécnicas lateral y verticalmente, por lo que el apoyo de la cimentación se realizaría en la unidad UG-02, Suelo de alteración de substrato granítico, localizada a la profundidad de 2,40 m.
- El nivel freático se localiza a los 4,10 m de profundidad

12.2.- Tipología del edificio

Según las informaciones facilitadas por la entidad peticionaria, los datos del edificio son:

- Una sola altura
- Superficie de 250 m².

12.3.- Unidad de apoyo de la cimentación

En base a los datos de los condicionantes constructivos y los condicionantes geotécnicos, las unidades de apoyo de la cimentación serán:

- UG-02, Arenas finas a medias
- UG-03, Suelo de alteración de substrato granítico

13.- Modelos de cimentación planteados

En base a los datos aportados en el apartado anterior, se plantean los siguientes modelos de cimentación para las actuaciones

- Cimentación profunda mediante zapata sobre pozo

14.- Solución de cimentación mediante zapatas sobre pozos

14.1.1.- Concepto de presión de hundimiento

Aunque se han descrito diversos mecanismos del hundimiento de cimentaciones gran parte de las teorías existentes parten del modelo estudiado por Prandtl (1920) en el cual se considera al suelo como un medio perfectamente plástico. En la siguiente figura se reproduce el estado límite último de hundimiento de un suelo, sobre el cual se apoya una cimentación, y se puede observar la formación de posibles líneas de fractura en el terreno.

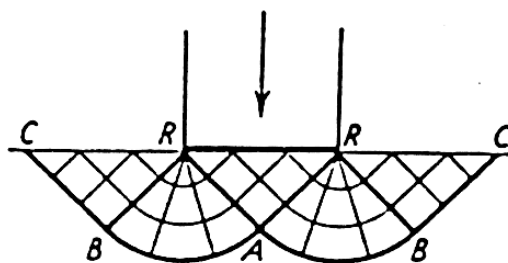


Figura Nº 29.- Mecanismo de rotura por hundimiento de una cimentación en medio plástico (Prandtl 1920)

Así, se define la presión de hundimiento de una cimentación como la presión actuante (total bruta) sobre el terreno bajo la cimentación que supera la resistencia característica del terreno frente a este modo de rotura.

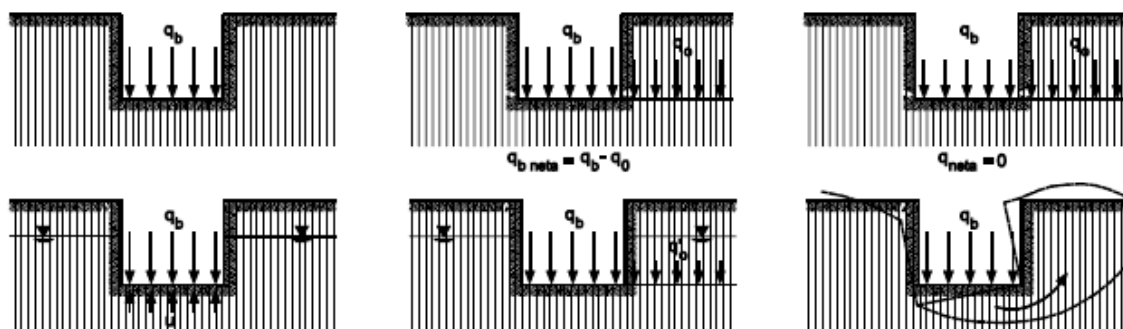


Figura N° 30.- Definición de presiones

Tabla 47. Definiciones para el estudio de cimentaciones directas

Símbolo	Variable y definición
q_b	Presión total bruta Presión vertical total que actúa en la base del cimiento, definida como el cociente entre la carga total actuante, incluyendo el peso del cimiento y aquello que pueda gravitar sobre él, y el área equivalente del cimiento.
$q_b' = q_b - u$	Presión efectiva bruta Diferencia entre la presión total bruta y la presión neutra al nivel de la base del cimiento
$q_{neta} = q_b - p_o$	Presión total neta Diferencia entre la presión total bruta y la presión vertical total en el terreno adyacente al nivel de la base del cimiento. Es por tanto, el incremento de presión vertical total a que se ve sometido el terreno por debajo del cimiento debido a las cargas de la cimentación.
$q'_{neta} = q_b' - p'_o = q_b - p_o = q_{neta}$	Presión efectiva neta Diferencia entre la presión efectiva bruta y la presión vertical efectiva al nivel de la base del cimiento, debida a la sobrecarga del terreno adyacente.
$q_h, q'_h = R_k$	Presión vertical de hundimiento Resistencia característica del terreno R_k para el estado límite de hundimiento. Puede ser expresada en términos totales o efectivos, como presión bruta o neta (ejemplo: $q'_{net,h}$ es la presión de carga efectiva neta que produce la rotura del terreno)
q_{adm}	Presión vertical admisible Es el valor de cálculo de la resistencia del terreno (R_d). Puede ser expresada en términos totales o efectivos, como presión bruta o neta

Tabla 47. Definiciones para el estudio de cimentaciones directas

<i>Símbolo</i>	<i>Variable y definición</i>
q_s, q_s'	Presión vertical admisible de servicio Es la presión vertical admisible de una cimentación teniendo en cuenta no sólo la seguridad frente al hundimiento, sino también su tolerancia a los asientos, por tanto igual o menor que la presión vertical admisible. Puede ser expresada en términos totales o efectivos, como presión bruta o neta

La presión admisible o valor de cálculo de la resistencia del terreno se determina mediante la siguiente expresión:

$$R_d = \frac{R_K}{\gamma_R}$$

Siendo

γ_R el coeficiente parcial de resistencia

R_K la resistencia característica del terreno o presión vertical de hundimiento (q_h)

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 directas, según la tabla 2.1 del DB-SE-C:

Tabla 48. Coeficientes de seguridad parciales de resistencia

<i>Situación de dimensionado</i>	<i>Coeficiente de seguridad parcial frente al hundimiento</i>
Persistente o transitoria	3,0
Extraordinaria	2,0

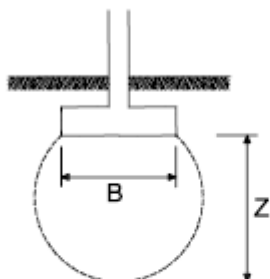
14.1.2.- Concepto de bulbo de tensiones

El incremento de presión transmitido al terreno por una cimentación directa disminuye progresivamente en profundidad con la distancia a ésta. A efectos de cálculo de asientos y salvo en el caso de suelos blandos, se podrá suponer que el límite de interés se circunscribe a una profundidad tal que el incremento de presión vertical originado en el terreno sea el menor de los siguientes valores:

- El 10% de la presión vertical neta transmitida por la cimentación
- El 5% de la presión efectiva vertical existente a esa profundidad antes de construir el edificio

El criterio apuntado en el anterior párrafo suele dar lugar a que, el citado límite de interés en el terreno tenga una profundidad aproximada de $2B$, siendo B el ancho o dimensión menor en planta de la cimentación correspondiente.

El lugar geométrico del espacio de suelo así definido se denomina “bulbo de tensiones”, cuya forma cualitativa se muestra en la figura siguiente. El incremento de presión recibido por el suelo más allá de este bulbo será, en la mayoría de los casos, los suficientemente pequeño como para que sus efectos sean comparativamente despreciables.



B: ancho de la cimentación (dimensión menor en planta en el caso de cimentaciones rectangulares, ancho medio en trapezoidales y diámetro en circulares).

Z: Profundidad de Influencia ($\approx 1,5$ a $2B$)

Figura Nº 31.- Concepto de bulbo de tensiones

Las observaciones anteriores indican que, a igualdad del resto de condiciones, el asiento que experimentará una cimentación directa dependerá de las dimensiones del área cargada.

Si el diseño de las cimentaciones da lugar a zapata relativamente próximas, los bulbos de tensiones se solaparán en profundidad, por lo que, a efectos de asiento, habrá que comprobar la cimentación como si tuviera el ancho total del conjunto de las zapatas.

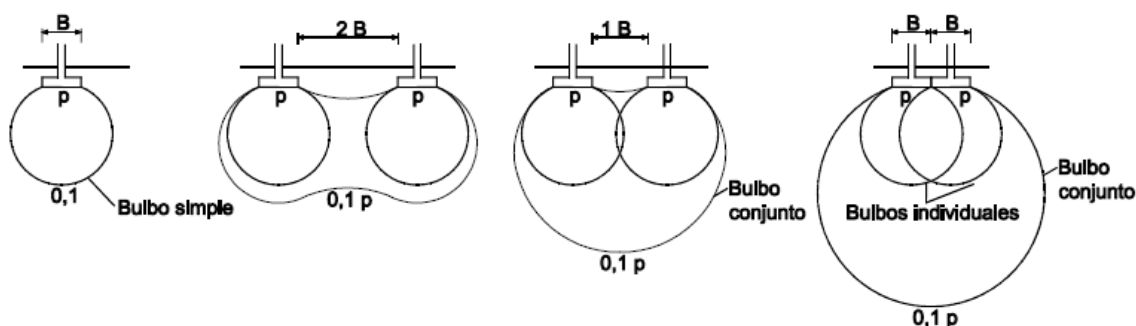


Figura Nº 32.- Influencia de la proximidad de zapatas

Será de gran interés en el cálculo de asientos disponer de suficiente información geotécnica referente al posible crecimiento del módulo de deformación del terreno con la profundidad, factor éste que puede contribuir a atenuar los asientos diferenciales asociados a la variación de las dimensiones de las zapatas.

14.1.2.1.- Cálculo de la presión vertical de hundimiento

La presión de hundimiento de una cimentación directa en todo tipo de suelos viene definida analíticamente por la expresión recogida en el apartado 4.3.2.1 del DB-SE-C, debida a Brinch-Hansen (1970):

$$q_h = c_K N_c d_c s_c i_c t_c + q_{0K} N_q d_q s_q i_q t_q + \frac{1}{2} B^* \gamma_K N_\gamma d_\gamma s_\gamma i_\gamma t_\gamma$$

Dicha fórmula podrá expresarse en términos de presiones totales o efectivas, brutas o netas. En la tabla siguiente se recoge el significado de cada una de las variables presentes en dicha expresión así como las fórmulas de los coeficientes correctores.

Tabla 49. Variables para el estudio de cimentaciones superficiales a largo plazo

Variable	Definición	Expresión
q_h	Presión vertical de hundimiento o resistencia característica del terreno R_K	
q_{0K}	Presión vertical característica alrededor del cimientto al nivel de su base	(véase nota 1)
c_K	Valor característico de la cohesión del terreno	
B^*	Ancho equivalente del cimientto	
γ_K	Peso específico característico del terreno por debajo de la base del cimientto	$\gamma_K = \gamma_{ap}$ si el N.F. se encuentra a profundidad mayor que B^* bajo el plano de cimentación $\gamma_K = \gamma'$ si el N.F. se encuentra en o sobre el plano de cimentación $\gamma_K = \gamma' + \frac{z}{B} (\gamma_{ap} - \gamma')$ si el NF se sitúa entre los anteriores
D	Profundidad del plano de cimentación	(véase nota 2)
N_c	Factor de capacidad de carga para la cohesión efectiva	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg \phi'$; para $\phi' = 0: N_c = 1$
N_q	Factor de capacidad de carga para la sobrecarga en el plano de cimentación	$N_q = \frac{1 + \sen \phi'}{1 - \sen \phi'} e^{\pi \cdot \tg \phi'}$
N_γ	Factor de capacidad de carga para el peso específico del terreno	$N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \cdot \tg \phi'$
d_c	Coefficiente corrector de influencia por profundidad	$d_c = 1 + 0,34 \cdot \arctg(D/B^*)$ (ver nota 3)
d_q	Coefficiente corrector de influencia por profundidad	$d_q = 1 + 2 \frac{N_q}{N_c} (1 - \sen \phi_k)^2 \arctan \frac{D}{B^*}$; para $\phi_k = 0: d_q = 1$
d_γ	Coefficiente corrector de influencia por profundidad	$d_\gamma = 1$
s_c	Coefficiente corrector de influencia de forma	$s_c = 1 + 0,2 \frac{B^*}{L^*}$ (véase nota 4)

Tabla 49. Variables para el estudio de cimentaciones superficiales a largo plazo

Variable	Definición	Expresión
s_q	Coefficiente corrector de influencia de forma	$s_q = 1 + 1,5 \cdot \text{tg} \phi_k \frac{B^*}{L^*}$
s_γ	Coefficiente corrector de influencia de forma	$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B^*}{L^*}$
i_c	Coefficiente corrector de influencia de inclinación de la resultante (δ)	$i_c = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1}$; para $\phi_k = 0$: $i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{B^* L^* c_k}} \right)$
i_q	Coefficiente corrector de influencia de inclinación de la resultante (δ)	$i_q = (1 - 0,7 \cdot \text{tg} \delta_B)^3 \cdot (1 - \text{tg} \delta_L)$ (véase nota 5)
i_γ	Coefficiente corrector de influencia de inclinación de la resultante (δ)	$i_\gamma = (1 - \text{tg} \delta_B)^3 \cdot (1 - \text{tg} \delta_L)$
t_c	Coefficiente corrector de influencia de la proximidad a un talud de inclinación β	$t_c = e^{-2\beta \text{tg} \phi_k}$ (véase nota 6)
t_q	Coefficiente corrector de influencia de la proximidad a un talud de inclinación β	$t_q = 1 - \text{sen} 2\beta$
t_γ	Coefficiente corrector de influencia de la proximidad a un talud de inclinación β	$t_\gamma = 1 - \text{sen} 2\beta$

Nota 1: La presión característica alrededor de la cimentación q_{0k} o sobrecarga debida al terreno en derredor del cimiento debe emplearse prudentemente en cimentaciones someras, debiendo asegurarse en su caso que las hipótesis realizadas se mantendrán durante la vida útil de la obra. Podrá incluirse además las siguientes cargas:

- En edificios cimentados con zapatas aisladas y corridas, edificios con forjados o cámaras sanitarias y soleras, puede añadirse a q_{0k} el peso del enchufe, la solera y demás cargas permanentes que pueda garantizarse que existirán durante la vida útil de la obra.
- En edificios cimentados con losa, puede añadirse a q_{0k} el peso de los elementos permanentes en el exterior de la misma.

Nota 2: La profundidad D a considerar en el cálculo de dicho coeficiente será la representada en la siguiente figura:



Figura N° 33.- Profundidad D a considerar en la determinación de la presión de hundimiento

Nota 3: El coeficiente corrector de influencia por profundidad no se tendrá en cuenta en los siguientes supuestos:

- Si se construyen zapatas poco profundas en terrenos arcillosos, de plasticidad elevada, que en épocas secas puedan desarrollar grietas por retracción.

- b) Si la profundidad de cimentación D es inferior a 2m
- c) Si la cimentación está cercana a un talud
- d) Si no se puede garantizar la permanencia, en el tiempo, del terreno situado por encima de la base de cimentación

Nota 4: En el caso de zapatas circulares los coeficientes correctores de influencia de la forma toman los siguientes valores: $s_c=s_q=1,2$; $s_r=0,6$

Nota 5: Podrá despreciarse la influencia de la inclinación de la resultante cuando la componente horizontal de la misma sea inferior al 10% de la vertical. Cuando se pueda asegurar cierta cohesión en el contacto de la cimentación con el terreno se podrá emplear un ángulo de inclinación de la resultante menor:

$$\operatorname{tg} \delta^* = \frac{\operatorname{tg} \delta}{1 + \frac{B \cdot L \cdot c_k}{V \cdot \operatorname{tg} \phi_k}}$$

Nota 6: Podrá despreciarse la influencia de la proximidad a un talud si su inclinación es igual o inferior a 5°. Por el contrario, para inclinaciones superiores a $\phi/2$ debe llevarse a cabo un estudio específico de estabilidad global.

14.1.3.- Situaciones transitorias de carga sin drenaje

En suelos finos (limos y arcillas), saturados y de baja permeabilidad, suelen ser más desfavorables las **situaciones de dimensionado transitorias de carga sin drenaje**. Bajo esta hipótesis se supone que los incrementos de presión intersticial generados por las cargas del edificio no se disipan instantáneamente tras su aplicación. En términos generales, esta situación de dimensionado se da si el coeficiente de permeabilidad del terreno saturado resulta inferior a $K=10^{-6}$ m/s. Para el cálculo de la presión de hundimiento en estas situaciones se entran en cuenta las siguientes consideraciones:

- La presión de hundimiento se expresará en términos de tensiones totales, estando la resistencia al corte del terreno representada por $\phi_k=0$ y $c_k=c_u$.
- El valor de q_{0k} será la presión vertical total debida a la sobrecarga

En caso de que la resistencia al corte sin drenaje de suelo aumente linealmente con la profundidad según una ley de tipo $c_u=c_0+m \cdot z$, se podrá adoptar para el cálculo de la presión de hundimiento el valor de c_u a una profundidad $B/4$ bajo la cimentación, siempre que dicho valor no supere $2 \cdot c_0$.

14.1.4.- Comprobación de asientos

En el caso de arcillas sobreconsolidadas en las que con las presiones aplicadas por la cimentación no se llegue a superar la presión de preconsolidación y no se produzcan plastificaciones locales, la estimación de asientos se llevará a cabo por medio de métodos elásticos, como por ejemplo el método aproximado de Steinbrenner (1936), que considera el terreno situado bajo la cimentación como un semiespacio elástico. Según este método, el asiento viene dado por la siguiente expresión:

$$S_z = \frac{q_b \cdot B}{2 \cdot E} (A \cdot N_1 \cdot (a, b, c) - B \cdot N_2 \cdot (a, b, c))$$

siendo:

- q_b = Presión bruta (efectiva) transmitida por la cimentación al terreno.
- B = Ancho de la cimentación.

- E = Módulo de Elasticidad.
- A y B = Coeficientes dependientes del módulo de Poisson considerado.
- N_1, N_2 = Funciones dependientes de las dimensiones de la cimentación y de la profundidad estimada.

A efectos prácticos, este método será aplicable en suelos cuya resistencia a compresión simple sea superior a la presión transmitida al terreno por la cimentación, así como en todo tipo de suelos cuyo comportamiento pueda suponerse elástico y lineal, representado por sus parámetros elásticos E y ν .

Lógicamente, la primera cuestión a resolver es cuál es el asiento que pueden soportar las estructuras a cimentar.

A título orientativo la norma NBE-AE-88 fija los asientos admisibles según se indica en la siguiente tabla.

Tabla 50. Asientos generales admisibles según NBE-AE-88

Características del edificio	Asiento general máximo (mm)	
	Terrenos sin cohesión	Terrenos cohesivos
Obras de carácter monumental	12	25
Edificios con estructura de hormigón armado de gran rigidez	35	50
Edificios con estructura de hormigón armado de pequeña rigidez		
Estructuras metálicas hiperestáticas	50	75
Edificios con muros de fábrica		
Estructuras metálicas isostáticas		
Estructuras de madera	50 *	75 *
Estructuras provisionales		

Nota (*) : comprobando que no se produce
desorganización en la estructura ni en los cerramientos

Por otra parte, los daños en la estructura están asociados a los asientos diferenciales entre los distintos apoyos. Los criterios más habituales de limitación de asientos diferenciales se recogen en la siguiente tabla.

Tabla 51. Asientos admisibles en función de la distorsión angular

Características del edificio	Distorsión angular β
Estructuras isostáticas y muros de contención	1 / 300
Estructuras reticuladas con tabiquería de separación	1 / 500

Tabla 51. Asientos admisibles en función de la distorsión angular

<i>Características del edificio</i>	<i>Distorsión angular β</i>
Estructuras de paneles prefabricados	1 / 700
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia arriba	1 / 1000
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia abajo	1 / 2000
Muros de carga	1 / 2000

Observaciones: se define distorsión angular como la diferencia de asientos entre dos puntos dividida por la distancia en planta entre dichos puntos

En este estudio se ha operado en sentido inverso: fijado el asiento máximo admisible para la estructura proyectada se ha calculado la denominada **presión vertical admisible por asientos**, simplemente despejando el término q_b en la expresión enunciada al inicio de este apartado. Dicha presión podrá ser neta, de utilidad para las cimentaciones compensadas (ap. 4.4 del DB-SE-C).

14.2.- Cálculo de la presión admisible de servicio

Se define la presión admisible de servicio como aquella que cumple el criterio de seguridad frente al hundimiento y que no genera asientos inadmisibles. En definitiva, la presión admisible de la cimentación es el menor valor de entre la presión admisible frente al hundimiento y la presión admisible por asientos.

Las hipótesis para el cálculo de presiones admisibles, tanto por hundimiento como por asientos, se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 52. Hipótesis de cálculo

Tipología de cimentación	-	Zapata sobre pozo
Profundidad de empotramiento de la cimentación en el material portante	m	0.50
Situación de dimensionado	-	Transitoria Corto plazo (con drenaje)
Peso específico aparente	kN/m ³	19,80
Ángulo de rozamiento	°	36,00
Modelo constitutivo para estimación de asientos	-	Elástico – largo plazo
Asiento admisible	cm	3,50 cm
Compresibilidad del terreno bajo la cimentación	Potencia	E' v

Tabla 52. Hipótesis de cálculo

	m	MPa	(coef. poisson)
UG 2	3.00	25.0	0.33
UG.3	Inf.Cim.	30,0	0,33

El cálculo completo de dichas presiones y otros parámetros intermedios, según la metodología descrita anteriormente, está desarrollado en el anejo correspondiente.

La representación gráfica de los valores obtenidos de carga admisible por hundimiento y asientos es la siguiente:

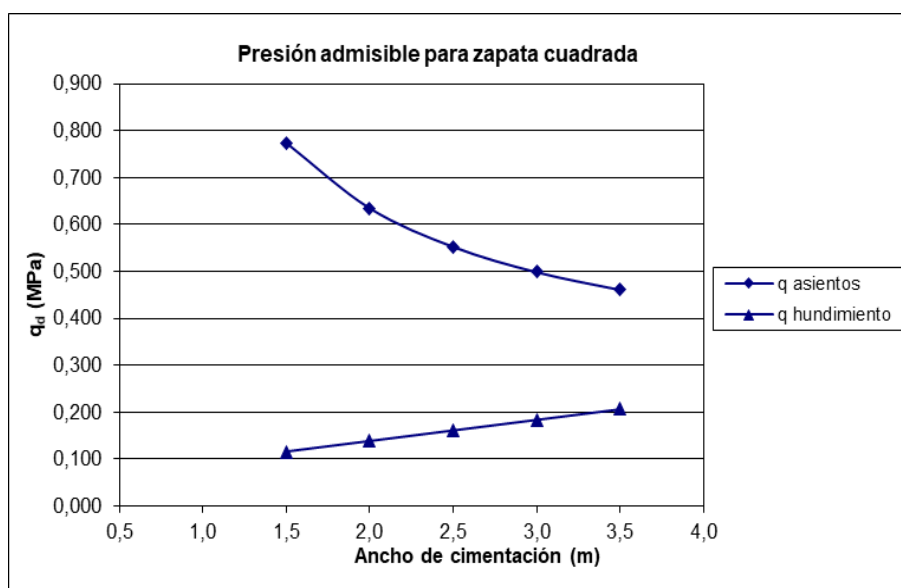


Figura Nº 34.- Presión admisible de servicio para zapata cuadrada sobre pozo

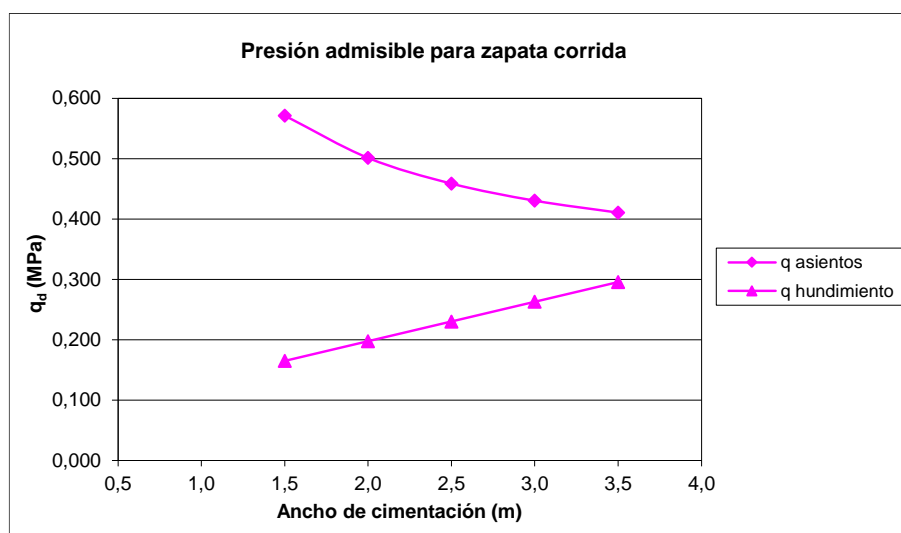


Figura Nº 35.- Presión admisible de servicio para zapata corrida sobre pozo

Los valores obtenidos para la carga admisible se detallan a continuación:

Tabla 53. Presión vertical admisible de servicio para zapatas sobre pozos

Ancho de zapata	Pozo cuadrado		Viga corrida	
	q'_s	Criterio	q'_s	Criterio
<i>m</i>	MPa	-	MPa	-
1,50	0,115	Hundimiento	0,165	Hundimiento
2,00	0,138	Hundimiento	0,198	Hundimiento
2,50	0,161	Hundimiento	0,230	Hundimiento
3,00	0,184	Hundimiento	0,263	Hundimiento
3,50	0,207	Hundimiento	0,296	Hundimiento

Con carácter general puede adoptarse, para zapata cuadrada de dimensiones habituales de 2,0 m de anchura, una presión admisible de servicio de 0,138 MPa en la situación de dimensionado considerada, si bien podrá atenderse, en cualquier caso, a lo indicado en la tabla precedente.

15.- Estructuras de Contención

15.1.- Parámetros para el dimensionado de elementos de contención. Pantalla de contención

15.1.1.- Empujes activo, pasivo y en reposo

El cálculo de empujes sobre estructuras de contención debe realizarse a largo plazo y por lo tanto deben utilizarse parámetros drenados del terreno, que son los ofrecidos en la siguiente tabla:

Tabla 54. Parámetros para estructuras de contención

Peso Específico efectivo	Cohesión efectiva	Angulo rozamiento efectivo	Unidad geotécnica
γ KN/m ³	c' KPa	ϕ' °	-
18,00	5,00	18,00	UG-01 Relleno antrópica

Tabla 54. Parámetros para estructuras de contención

<i>Peso Específico efectivo</i>	<i>Cohesión efectiva</i>	<i>Angulo rozamiento efectivo</i>	<i>Unidad geotécnica</i>
γ KN/m ³	c' KPa	ϕ' °	-
19,8	0,00	36,00	UG-02 Arenas finas
19,8	0,00	36,00	UG-03 Suelo de alteración del substrato rocoso graníticos

γ' (peso específico efectivo), c' (cohesión efectiva) y ϕ' (ángulo de rozamiento interno efectivo)

Para el cálculo de empujes efectivos pueden adoptarse los valores definidos por las expresiones contenidas en la tabla siguiente:

Tabla 55. Definición de parámetros para empujes sobre estructuras de contención

<i>Variable</i>	<i>Definición</i>	<i>Expresión</i>
σ'_a	Empuje unitario activo	$\sigma'_a = K_A \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_A}$
σ'_{ah}	Componente horizontal del empuje unitario activo	$\sigma'_{ah} = \sigma'_a \cdot \sin(\beta + \delta)$
σ'_p	Empuje unitario pasivo	$\sigma'_p = K_P \cdot \sigma'_v + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_P}$
σ'_{ph}	Componente horizontal del empuje unitario pasivo	$\sigma'_{ph} = \sigma'_p \cdot \sin(\beta - \delta)$
σ'_v	Presión vertical efectiva	$\sigma'_v = \gamma z$
z	Altura del punto considerado respecto a la rasante del terreno en su acometida al muro	-
γ'	Peso específico efectivo del terreno o relleno del trasdós	-
c'	Cohesión efectiva del terreno o relleno del trasdós	-
ϕ'	Ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno o relleno del trasdós	-

Tabla 55. Definición de parámetros para empujes sobre estructuras de contención

Variable	Definición	Expresión
β	Inclinación del paramento del trasdós	
i	Inclinación de la superficie del trasdós	
δ	Ángulo de rozamiento entre el muro y el terreno o relleno del trasdós	
K_a	Coefficiente de empuje activo	$K_A = \left[\frac{\operatorname{cosec} \beta \cdot \sin(\beta - \phi')}{\sqrt{\sin(\beta + \delta) + \frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' - i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2$
K_p	Coefficiente de empuje pasivo	$K_P = \left[\frac{\operatorname{cosec} \beta \cdot \sin(\beta + \phi')}{\sqrt{\sin(\beta - \delta) - \frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' + i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2$
K_0	Coefficiente de empuje en reposo	$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot (R_{oc})^{3/2}$
R_{oc}	Razón de sobreconsolidación	$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot (R_{oc})^{3/2}$

15.1.2.- Ley de empujes unitarios

El empuje del terreno sobre la estructura de contención es la suma del empuje efectivo de la fase sólida del terreno más el empuje del agua.

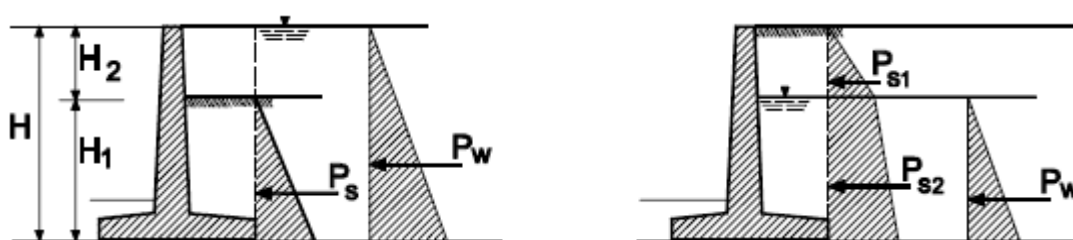


Figura Nº 1.- Empujes del terreno y del agua con trasdós vertical y superficie del terreno horizontal

La ley de empujes unitarios obedece a la siguiente expresión:

$$\sigma_h = K \cdot \sigma'_z + u_z$$

Si el terreno del trasdós está estratificado, cada estrato puede transformarse en una sobrecarga para el subyacente, deduciéndose la ley de empujes en forma acumulativa. Si el trasdós del elemento de contención es quebrado, la ley de empujes se obtendrá

aplicando para cada tramo el coeficiente K correspondiente a su inclinación. Cuando la superficie del terreno sea irregular, el empuje resultante sobre el elemento de contención se determinará tanteando diversas superficies de rotura.

Es importante destacar que la propia ejecución de las obras de desmonte producirá una liberación de tensiones en el terreno y facilitará la formación de juntas y la apertura de las ya existentes.

En cuanto a los empujes del agua debe tenerse en cuenta que, es posible que tras un periodo de lluvias se desarrollen niveles de agua en el trasdós de las estructuras de contención. La mejor medida a considerar consiste en dotar a todas las estructuras de contención de elementos de drenaje consistentes en la ejecución de mechinales y la colocación de un material filtrante en el trasdós de los muros. De no ejecutarse dichas medidas será preceptivo considerar una ley hidrostática de empujes de agua con origen en la coronación de los muros.

16.- 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 **INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA AMPLIACIÓN DE CEIP MONTELINDO en BUSTARVIEJO (MADRID)** solicitado a **CEMOSA** por **CONSEJERÍA DE EDUCACIÓN DE EDUCACIÓN E INVESTIGACIÓN DE LA COMUNIDAD DE MADRID**
- 🕒 El trabajo se establece con expediente O/2005036/16/01, y realizado por la delegación de CEMOSA en Madrid.
- 🕒 Los trabajos de campo realizados se definen a continuación.

Tabla 56. Trabajos de campo

Tipo	Unidades	Profundidad mínima alcanzada (m.)	Profundidad máxima alcanzada (m.)
Sondeos mecánicos con recuperación de testigo	1	8,35	
Ensayos de penetración dinámica tipo DPSH	2	3,20	10,40

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

Tabla 57. Trabajos de laboratorio

Ensayo	unidades	norma
Clasificación USCS	5	ISSMGE
Análisis granulométrico por tamizado	5	UNE 103101
Determinación de los límites de Atterberg	5	UNE 103103 - 104
Determinación de humedad natural	2	UNE 103300
Determinación de peso específico aparente	1	UNE 103301
Ensayo de corte directo con drenaje	1	UNE 103401
Cambio potencial de volumen por el método Lambe	1	UNE 103600
Contenido de sulfatos (SO ₃)%	2	NLT 120:1972
Contenido de sulfatos	2	UNE 103202
Acidez Baumann-Gully	2	EHE
Agresividad en agua	1	EHE

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

Tabla 58. Modelo estratigráfico

Nivel	Material	Desde (m.)	Hasta (m.)
UG.-01	Relleno antrópico	0,00	2,40
UG-02	Arenas finas a medias	2,40	5,40
UG-03	Suelo de alteración de substrato granítico	5,40	Fin de reconocimientos

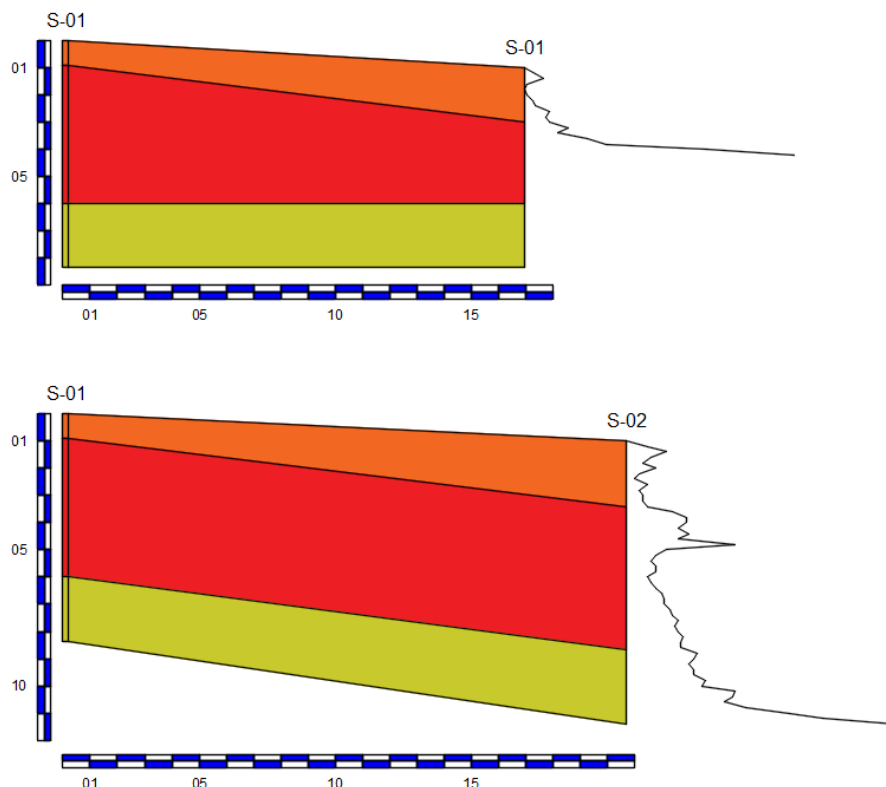


Figura Nº 36.- Perfil esquemático

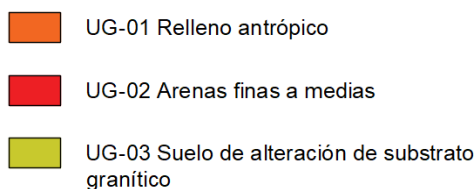


Figura Nº 37.- Leyenda de las unidades geotécnicas detectadas

- 🕒 Durante las labores de campo se detectó la presencia de los niveles piezométricos en el sondeo S-01 a la profundidad de 4,10 m desde la boca del sondeo 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.
- 🕒 Según los trabajos realizados se establecen los siguientes tipos de exposición obtenidos:

Tabla 59. Tipos de exposición obtenidos en suelos

Unidad Geotécnica	Definición	Tipo de exposición
-------------------	------------	--------------------

Tabla 59. Tipos de exposición obtenidos en suelos

Unidad Geotécnica	Definición	Tipo de exposición
UG-01	Relleno antrópico	--
UG-02	Arena finas a medias	Ataque débil
UG-03	Suelo de alteración del substrato granítico	--

En lo que respecta a la agresividad del agua el resultados ha sido:

- Muestra de agua obtenida en el sondeo S-01 a la profundidad de 4.10, con un resultado de NO AGRESIVA.

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

Tabla 60. Valoración de la expansividad.

Unidad Geotécnica	Definición	Criterio de peligrosidad
UG-01	Relleno antrópico	
UG-02	Arena finas a medias	Baja
UG-03	Suelo de alteración del substrato granítico	Baja (*)

(*) En base al conocimiento que se posee del comportamiento del material, concretamente del Jabre

- Según los trabajos realizados se establecen los siguientes parámetros de permeabilidad:

Tabla 61. Valores de permeabilidad.

Unidad Geotécnica	Definición	K (m/seg)
UG-01	Relleno antrópico	-
UG-02	Arena finas a medias	10^{-2} a 10^{-5}
UG-03	Suelo de alteración del substrato granítico	10^{-2} a 10^{-5}

- 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 apartados:

Tabla 62. Excavabilidad.

Unidad Geotécnica	Definición	Excavabilidad
UG-01	Relleno antrópico	Maquinaria común
UG-02	Arena finas a medias	Maquinaria común
UG-03	Suelo de alteración del substrato granítico	Maquinaria común

- Entendemos recomendable utilizar los parámetros geotécnicos que se indican en la tabla para las unidades reconocidas a raíz de los trabajos realizados:

Tabla 63. Parámetros geotécnicos recomendados

Unidad geotécnica	γ KN/m ³	c' KPa	ϕ' °	RCS KPa
UG.01	18	No se le asigna capacidad resistente en zapata		
UG.02	19,80	--	36,00	--
UG.03	19,80	--	36,00	--

- Los condicionantes geotécnicos para la selección del tipo de cimentación

De cara a la elección del modelo de cimentación óptimo hay que tener en cuenta los siguientes condicionantes geotécnicos:

- No se recomienda apoyar la cimentación en la unidad UG-01 Rellenos antrópicos, dadas las características de deformabilidad, potencial de colapso, baja capacidad resistente y variabilidad de las características geotécnicas lateral y verticalmente, por lo que el apoyo de la cimentación se realizaría en la unidad UG-02, Suelo de alteración de substrato granítico.
 - El nivel freático se localiza a los 4,10 m de profundidad
- En base a las consideraciones realizadas, se estima como más adecuada el uso de cimentación con la tipología zapata sobre pozo profunda mediante pilotes empotrada en la unidad UG-02, que se localiza a la profundidad de 2,40 m
- Las hipótesis para el cálculo de presiones admisibles, tanto por hundimiento como por asentos, se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 64. Hipótesis de cálculo

Tipología de cimentación	-	Zapata sobre pozo	
Profundidad de empotramiento de la cimentación en el material portante	m	0.50	
Situación de dimensionado	-	Transitoria Corto plazo (con drenaje)	
Peso específico aparente	kN/m ³	19,80	
Ángulo de rozamiento	º	36,00	
Modelo constitutivo para estimación de asientos	-	Elástico – largo plazo	
Asiento admisible	cm	3,50 cm	
Compresibilidad del terreno bajo la cimentación	Potencia	E'	v
	m	MPa	(coef. poisson)
UG 2	3.00	25.0	0.33
UG.3	Inf.Cim.	30,0	0,33

Los resultados de los cálculos, se indican en las siguientes gráficas y tablas:

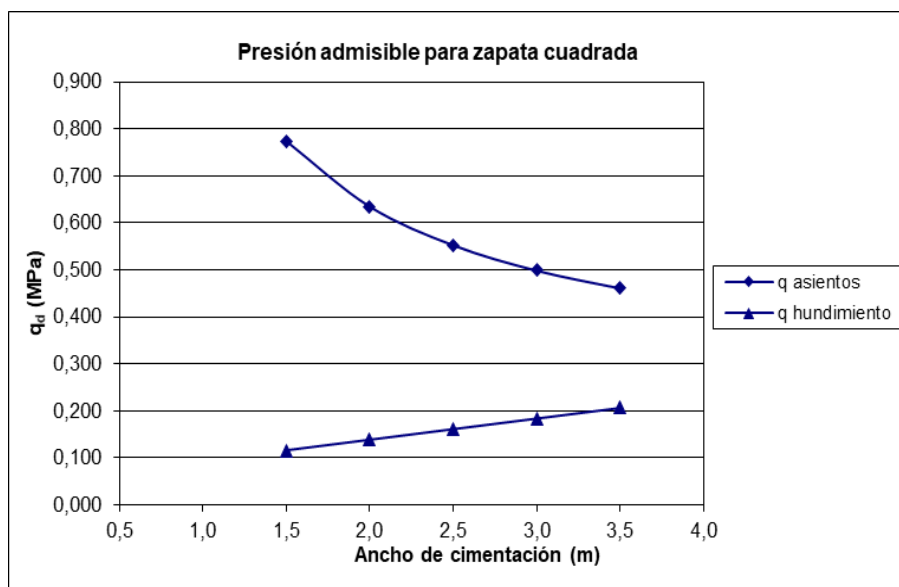


Figura Nº 38.- Presión admisible de servicio para zapata cuadrada sobre pozo

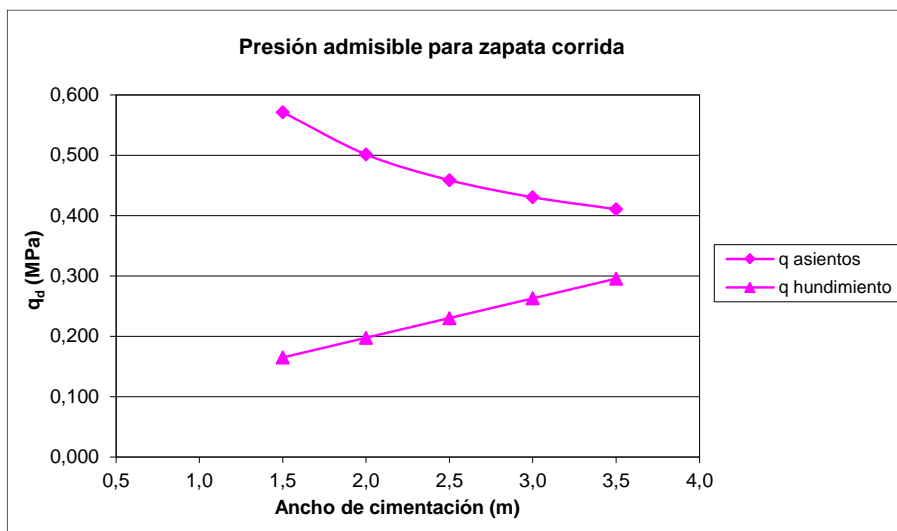


Figura Nº 39.- Presión admisible de servicio para zapata corrida sobre pozo

Los valores obtenidos para la carga admisible se detallan a continuación:

Tabla 65. Presión vertical admisible de servicio para zapatas sobre pozos

Ancho de zapata	Pozo cuadrado		Viga corrida	
	q'_s	Criterio	q'_s	Criterio
<i>m</i>	<i>MPa</i>	-	<i>MPa</i>	-
1,50	0,115	Hundimiento	0,165	Hundimiento
2,00	0,138	Hundimiento	0,198	Hundimiento
2,50	0,161	Hundimiento	0,230	Hundimiento
3,00	0,184	Hundimiento	0,263	Hundimiento
3,50	0,207	Hundimiento	0,296	Hundimiento

Con carácter general puede adoptarse, para zapata cuadrada de dimensiones habituales de 2,0 m de anchura, una presión admisible de servicio de 0,138 MPa en la situación de dimensionado considerada, si bien podrá atenderse, en cualquier caso, a lo indicado en la tabla precedente.

- 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 68 páginas, 6 anejos a la memoria y un apéndice.

En Madrid y firmado en Julio de 2021



Carlos Álvarez Calvo
Grado Ingeniería Civil
Técnico redactor



Germán López Pineda
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Técnico redactor



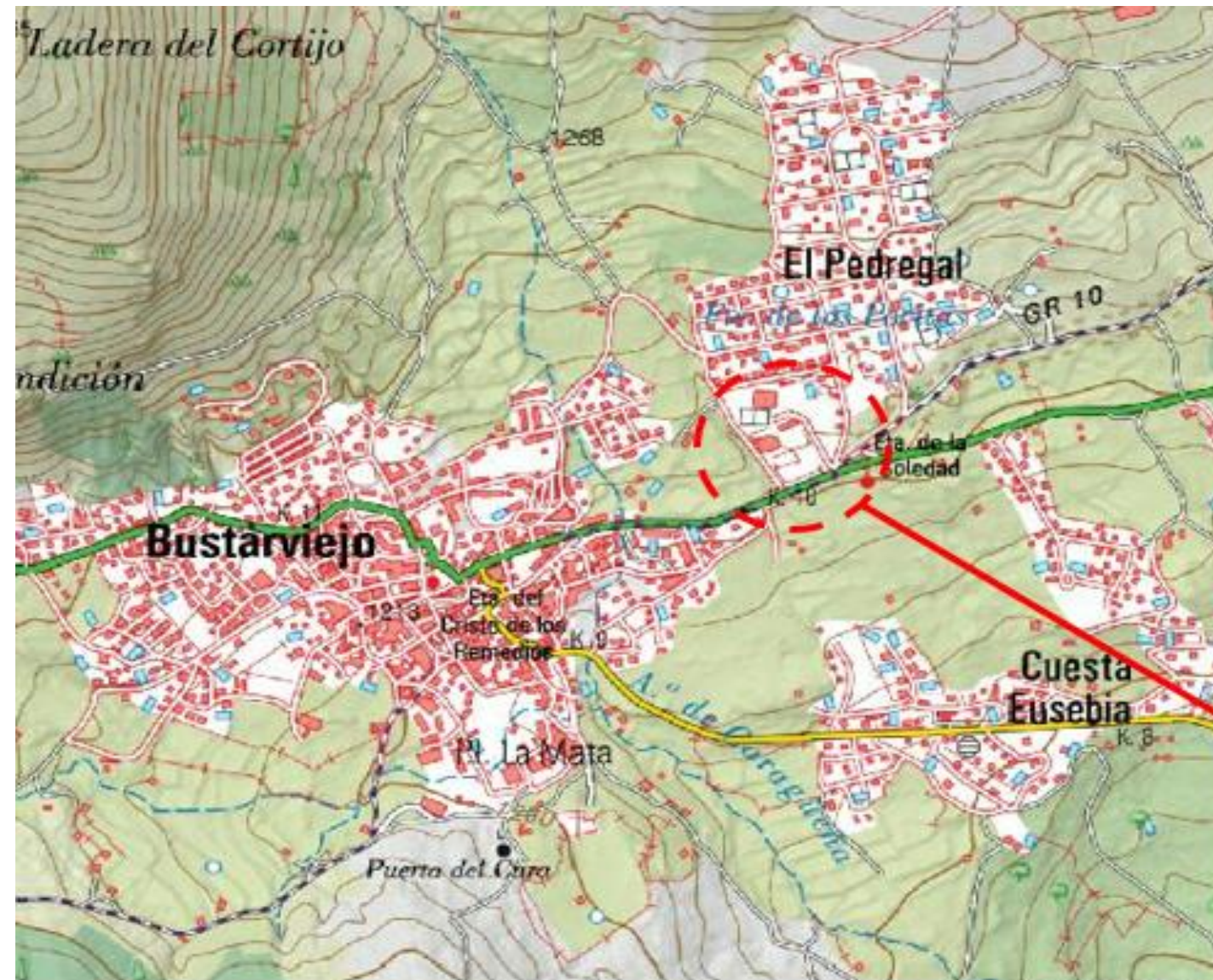
Juan Alfonso Delgado Capllonch
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Supervisor




Isidro Ocete Ruiz
Ldo. en CC. Geológicas
Director Técnico Dpto. Geotecnia
Supervisor

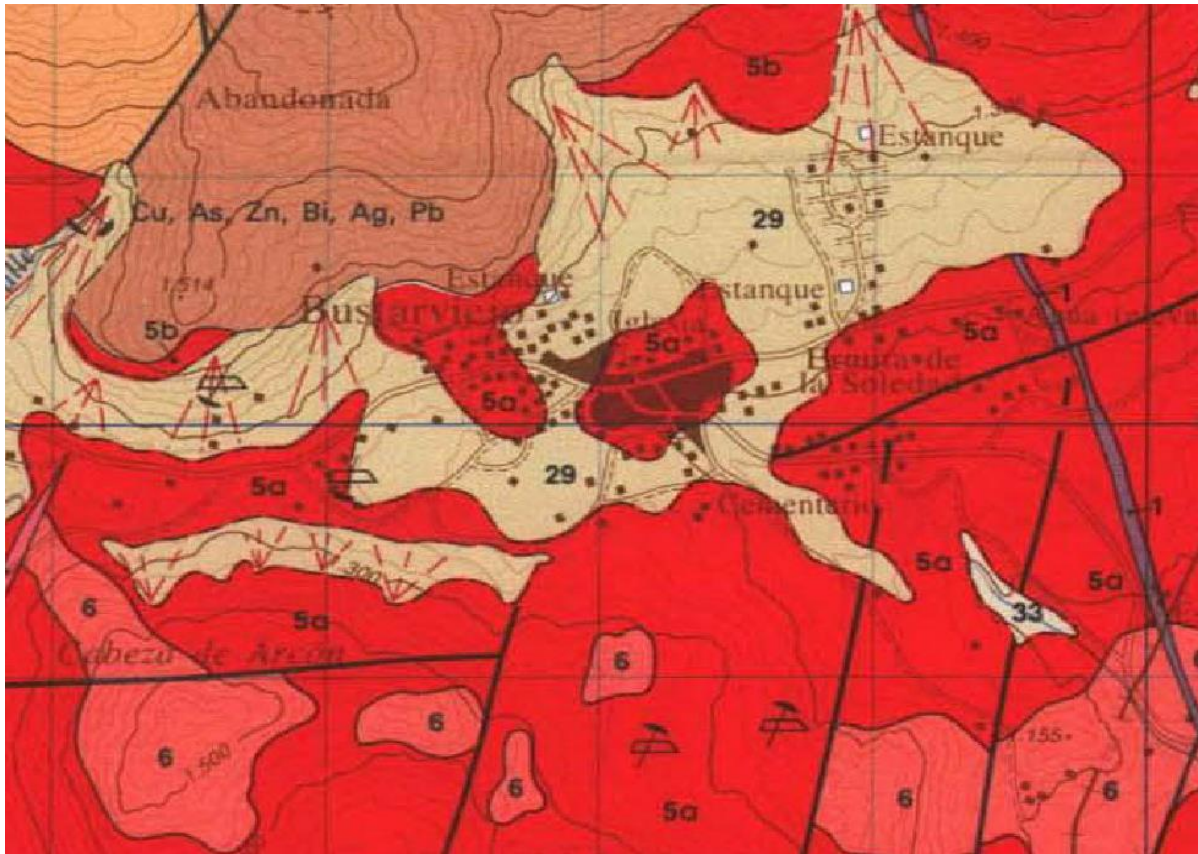


ANEJO 1. PLANTA GENERAL Y DE SITUACIÓN



PETICIONARIO: CONSEJERÍA DE EDUCACIÓN E INVESTIGACIÓN COMUNIDAD DE MADRID	EJECUTADO POR: 	TÍTULO DEL TRABAJO INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA AMPLIACION DE CEIP MONTELINDO BUSTARVIEJO (MADRID)	SUSTITUYE A: SUSTITUIDO POR:	PRESUPUESTO: EXPEDIENTE: O/2005036/16/01	ESCALA: S/E	TÍTULO: LOCALIZACIÓN DE PROSPECCIONES	NÚMERO: FICHA:
--	---	--	---------------------------------	--	----------------	---	-------------------

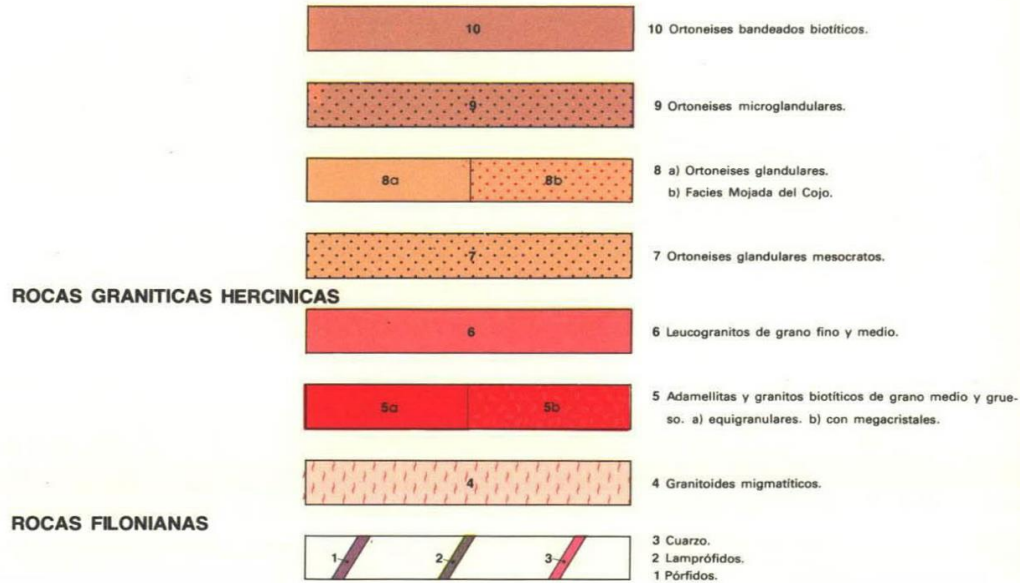
ANEJO 2. MARCO GEOLÓGICO



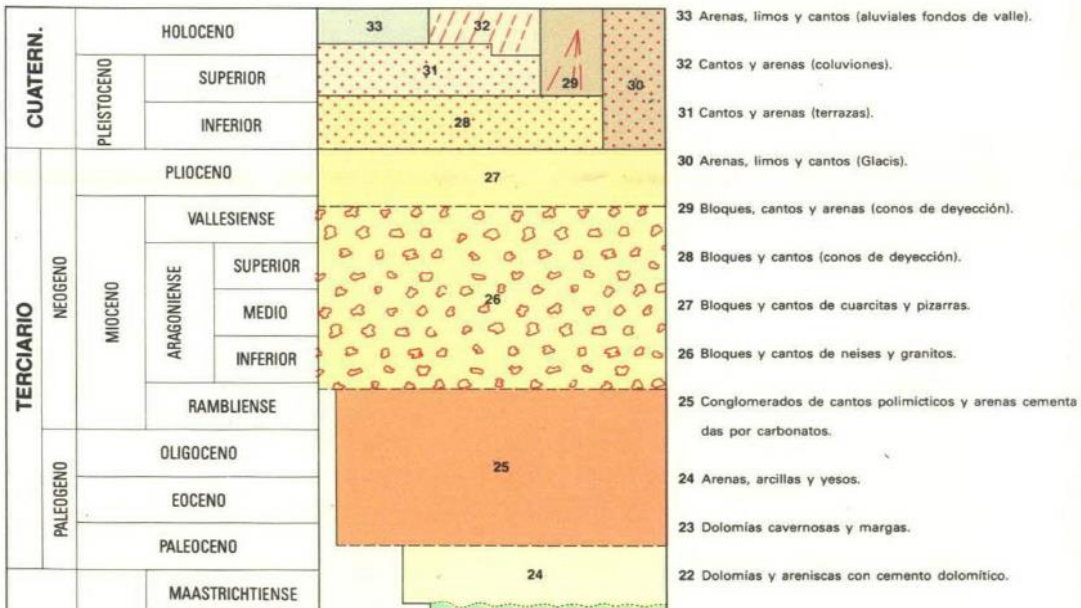
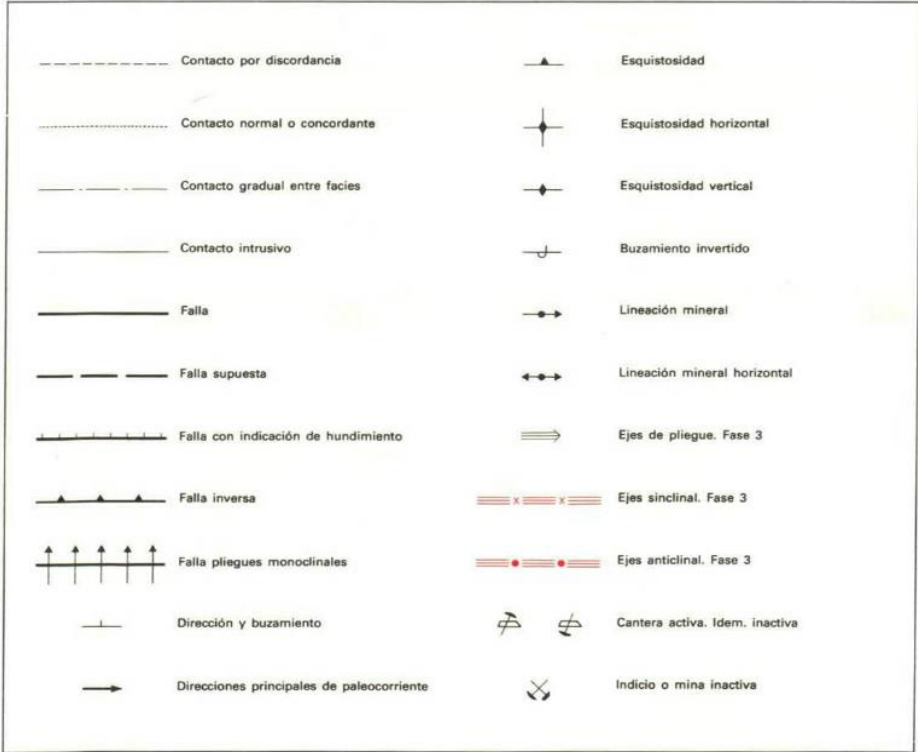
BUITRAGO DEL LOZOYA

484

19-19



SIGNOS CONVENCIONALES



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

SUPERVISADO

PETICIONARIO:
CONSEJERÍA DE EDUCACIÓN E INVESTIGACIÓN COMUNIDAD DE MADRID

EJECUTADO POR:
cemosa Ingeniería y Control

TÍTULO DEL TRABAJO
INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA AMPLIACION DE CEIP MONTELINDO BUSTARVIEJO (MADRID)

SUSTITUYE A:
SUSTITUIDO POR:
PRESUPUESTO:
EXPEDIENTE:
O/2005036/16/01

ESCALA:

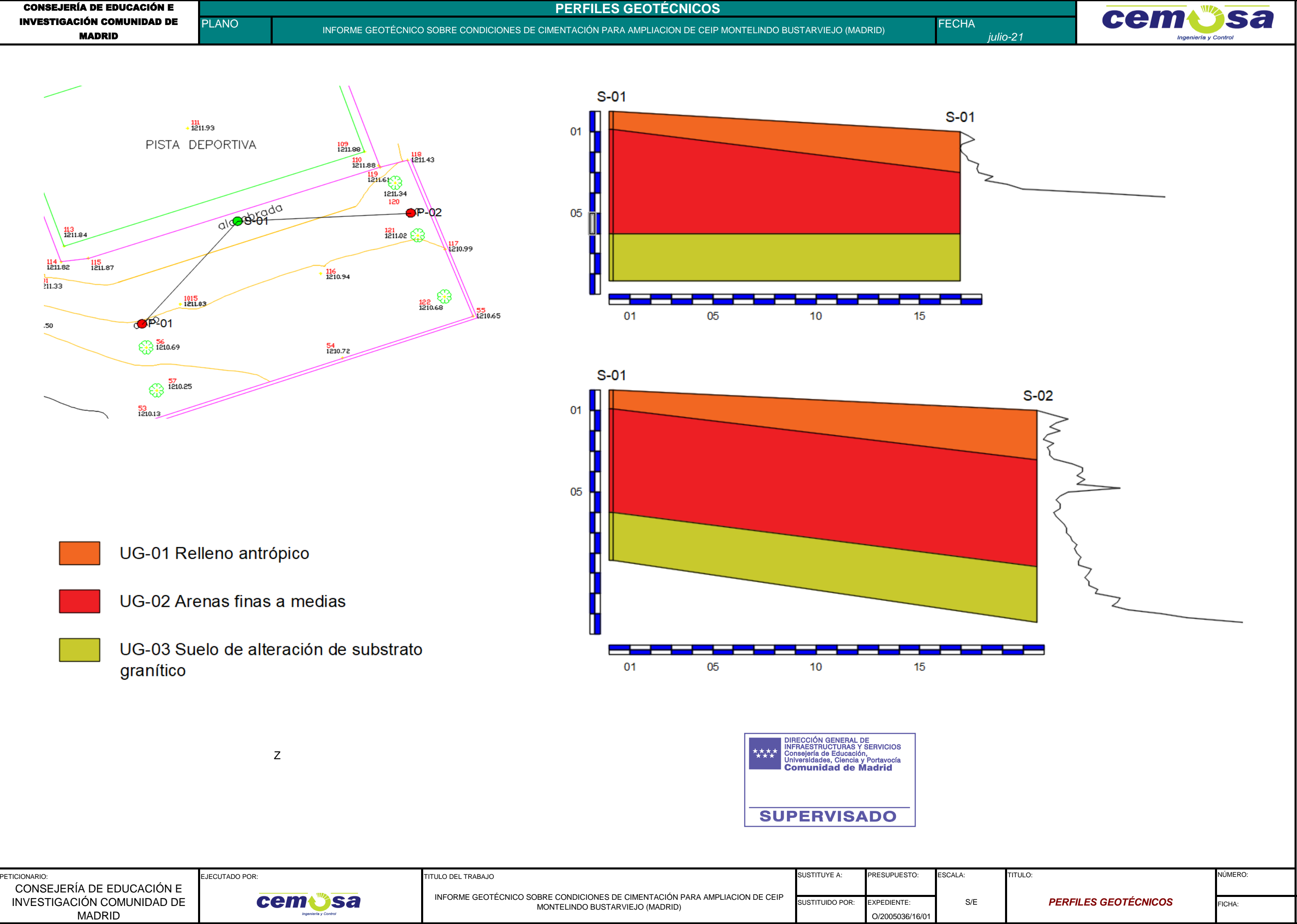
S/E

TÍTULO:
GEOLOGÍA GENERAL

NÚMERO:

FICHA:


ANEJO 3. PERFILES GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS



ANEJO 4. TRABAJOS DE CAMPO

ANEJO 4.1 Registro de sondeos a rotación

[illegible]

	REGISTRO FOTOGRÁFICO	Ensayo:
	Sondeo Mecánico Rotativo	S-01



Realización del sondeo 1.



Foto de testigo de sondeo. Sondeo 1, Caja 1.


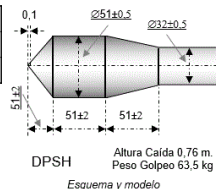
	REGISTRO FOTOGRÁFICO	Ensayo:
	Sondeo Mecánico Rotativo	S-01



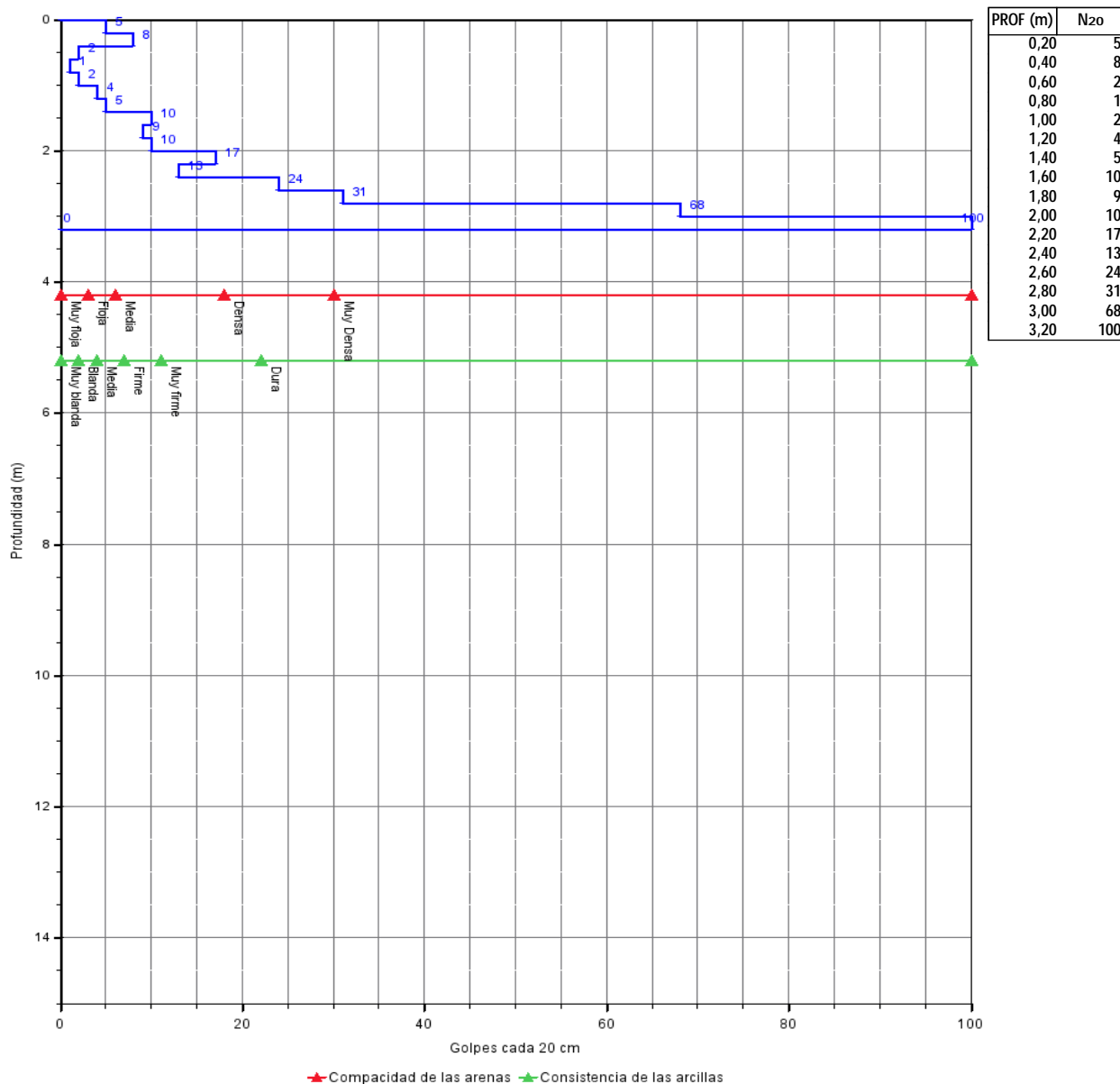
Foto de testigo de sondeo. Sondeo 1, Caja 2.

ANEJO 4.2 Registro de penetraciones dinámicas



Referencia: **P-01** Expediente: **O/2005036/16/01**
Peticionario: **CEIP MONTELINDO DE BUSTARVIEJO**
Coordenadas UTM: **COMUNIDAD DE MADRID**
Fecha: **21/07/2021 a** Y: **4523521.000**
Equipo: **TECOINSA PDP 3.10 DIN 05.19.018**

REGISTRO DE PENETRACIÓN DINÁMICA

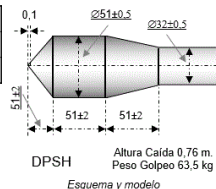


Fdo. JOSE SERRANO CORDOBA
Director Técnico de Laboratorio
Ldo. en Geología

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

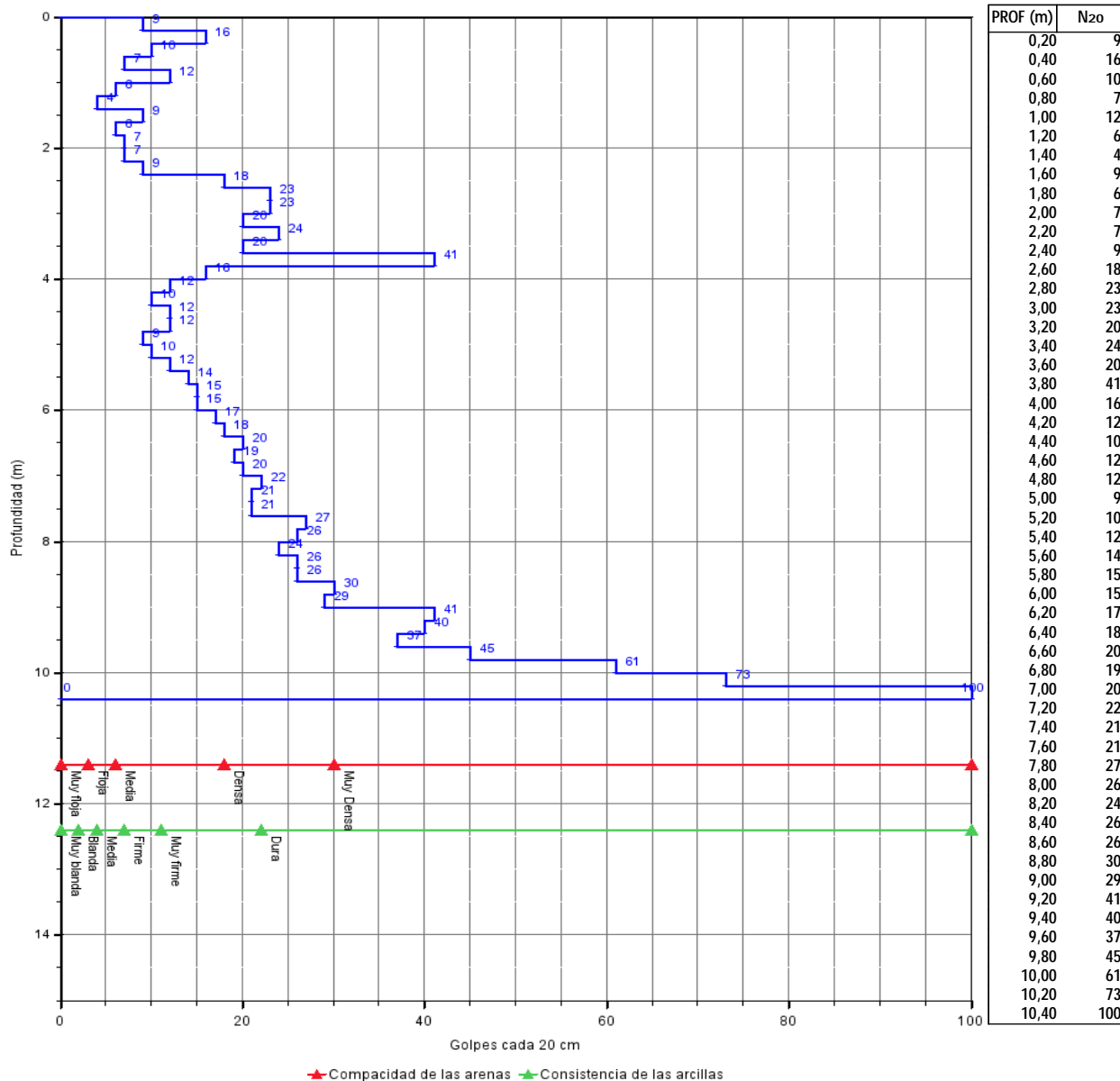
Madrid a 21/07/2021





Referencia: **P-02** Expediente: **O/2005036/16/01**
Peticionario: **CEIP MONTELINDO DE BUSTARVIEJO**
Coordenadas UTM: **COMUNIDAD DE MADRID**
X: 440848.000 Y: 4523535.000
Fecha: 21/07/2021 a Equipo: **TECOINSA PDP 3.10 DIN 05.19.018**

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 21/07/2021

ANEJO 5. ACTAS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Expediente: **O/2005036/16/01**
Nº acta: 017-21/007691/1
Obra: CEIP MONTELINDO DE BUSTARVIEJO
Peticionario: COMUNIDAD DE MADRID
Dirección: C/ MAUDES, 17- 1ª PTA 28003 MADRID
Contratista:
Dirección técnica:

ENSAYO DE IDONEIDAD DE SUELOS

ALBARÁN: **1637899**

CÓDIGO DE MUESTRA: **1201/017/2021/007732(1088938)**

FECHA TOMA: **29/06/2021-12:00**

MATERIAL

TIPO:	SUELO	MODALIDAD DE MUESTREO:	GEO - MUESTREO POR GEOTECNIA
DESCRIPCIÓN:	S-01 MI 2.00 - 2.60	MUESTREO POR:	MARIA DEL PRADO MORA AVILES
PROCEDENCIA:	S-01 MI 2.00 - 2.60	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
Determinación de la densidad aparente (balanza hidrostática) (suelos)	UNE 103301:1994
Análisis granulométrico (suelos)	UNE 103101:1995
Límites de Atterberg (suelos)	UNE 103103:1994; UNE 103104:1993
Clasificación e índice de grupo (suelos)	ASTM 2487:2000
Cambio potencial de volumen por el método Lambe (suelos)	UNE 103600:1996
Corte directo sobre muestra inalterada consolidado y drenado (suelos)	UNE 103401:1998
Determinación del contenido de sulfatos solubles (cuantitativo) (suelos)	UNE 103201:2019
Determinación de la acidez Bauman-Gully (suelos)	UNE 83962:2008

RESULTADOS

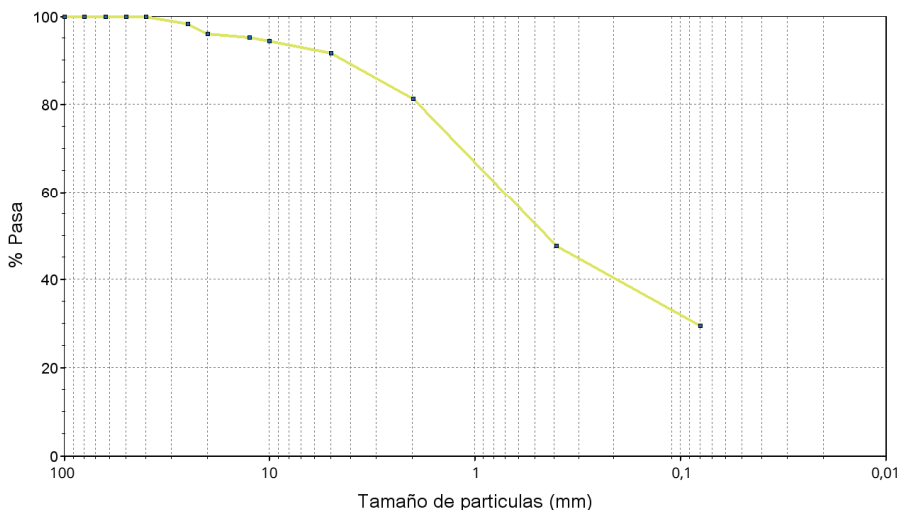
Los resultados de los ensayos se presentan en las siguientes páginas.

Expediente: **O/2005036/16/01**
Nº acta: 017-21/007691/1
Código de muestra: 1201/017/2021/007732(1088938)
Procedencia: S-01 MI 2.00 - 2.60

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	98,3
20	96,0
12,5	95,2
10	94,4
5	91,7
2	81,3
0,4	47,6
0,080	29,5



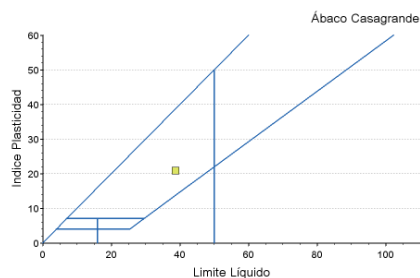
LÍMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LÍQUIDO: **38,7** LÍMITE PLÁSTICO: **17,8** ÍNDICE DE PLASTICIDAD: **20,9**

CLASIFICACIÓN

Arena Arcillosa

U.S.C.S.:	SC
AASHTO:	A-2-6
ÍNDICE DE GRUPO:	1



DENSIDAD Y HUMEDAD

DENSIDAD - UNE 103301

HÚMEDA (g/cm³):	1,98
SECA (g/cm³):	1,74

HUMEDAD - UNE 103201

HUMEDAD (%): **13,8**

ANÁLISIS QUÍMICO

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

Expediente: **O/2005036/16/01**
Nº acta: 017-21/007691/1
Código de muestra: 1201/017/2021/007732(1088938)
Procedencia: S-01 MI 2.00 - 2.60

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

CORTE DIRECTO

DATOS DE ENSAYO

ESTADO DE LA MUESTRA: **INALTERADA**

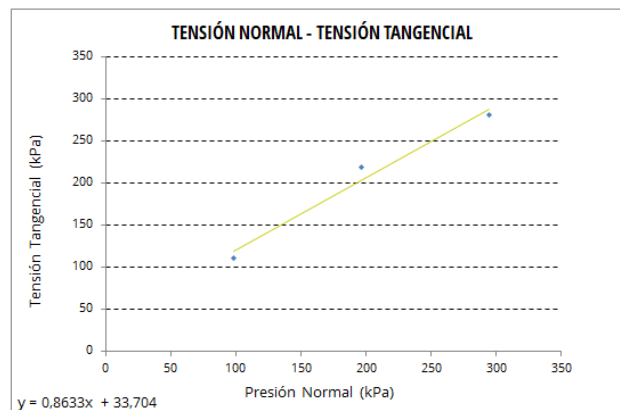
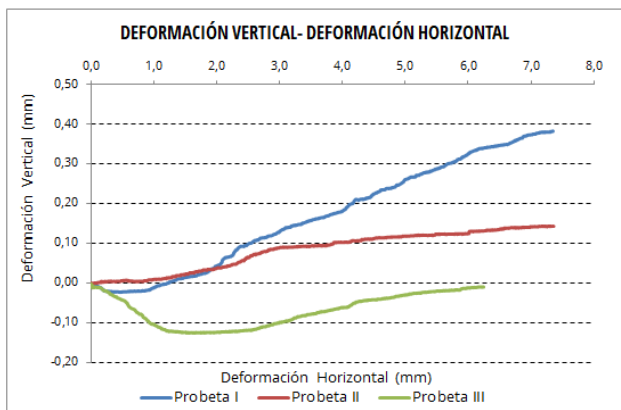
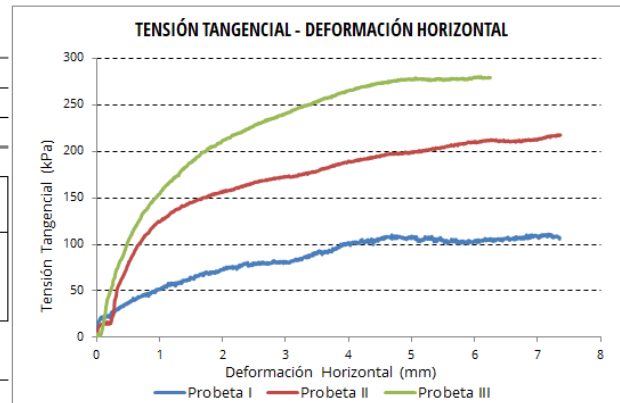
TIPO DE CAJA: **CILINDRICA**

TIPO DE ENSAYO: **CD**

Nº PROBETA	TENSIÓN TANGENCIAL (kg/cm ²)	HUMEDAD INICIAL (%)	HUMEDAD FINAL (%)	DENSIDAD HÚMEDA (g/cm ³)	DENSIDAD SECA (g/cm ³)
1	1,13	13,8	19,7	2,00	1,76
2	2,22	13,8	23,4	2,01	1,76
3	2,86	13,8	23,7	1,98	1,74

ÁNGULO DE ROZAMIENTO (°) **40,8**

COHESIÓN (kg/cm²) **0,34**



AGRESIVIDAD QUÍMICA DEL SUELO FRENTE AL HORMIGÓN

PARÁMETROS	NORMA	RESULTADO	TIPO DE EXPOSICIÓN		
			Qa - ATAQUE DÉBIL	Qb - ATAQUE MEDIO	Qc - ATAQUE FUERTE
ACIDEZ BAUMANN-GULLY (ml/kg):	UNE 83962	116,66	> 200	NO APLICABLE	NO APLICABLE
IÓN SULFATO (mg SO ₄ ⁻² /kg suelo seco):	UNE 83963	NO CONTIENE	2000 - 3000	3000 - 12000	> 12000
EVALUACIÓN DE LA AGRESIVIDAD:		NO AGRESIVA			

Expediente: **O/2005036/16/01**
Nº acta: 017-21/007691/1
Código de muestra: 1201/017/2021/007732(1088938)
Procedencia: S-01 MI 2.00 - 2.60

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

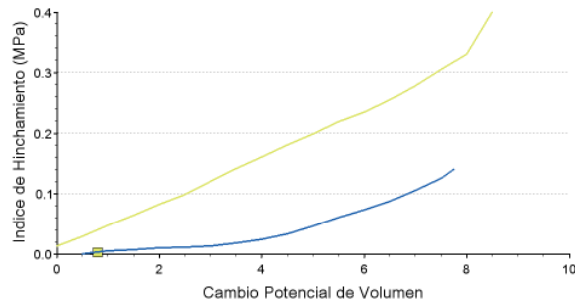
EXPANSIVIDAD DE UN SUELO EN APARATO LAMBE

DATOS DE LA CÉLULA

DIÁMETRO (mm): **70,00**
ALTURA (mm): **16,00**
ÁREA (mm²): **3848,45**

DATOS DE LA MUESTRA

HUMEDAD DE TRABAJO (%): **0,0**
HUMEDAD LÍMITE PLÁSTICO Wp (%): **17,7**
FUERZA A LAS 2 HORAS (N): **12090,26**



ÍNDICE DE HINCHAMIENTO (MPa): **0,0025**

CAMBIO POTENCIAL DE VOLUMEN: **0,8**

CALIFICACIÓN DEL CPV: **NO CRÍTICO**

Fdo. JOSE SERRANO CORDOBA

Director Técnico de Laboratorio
Ldo. en Geología

Madrid a 12/07/2021

Fdo. LIDIA FOLGADO FERNANDEZ

Responsable de Ensayos Físicos
Ldo. en Geología

SERRANO CORDOBA JOSE -
30829065A

Digital signed by SERRANO CORDOBA JOSE - 30829065A
DN: cn=SERRANO CORDOBA JOSE - 30829065A, sn=SERRANO CORDOBA,
givenName=JOSE, c=ES, serialNumber=IDCES-30829065A
Reason: I attest to the accuracy and integrity of this document
Date: 2021.07.12 13:27:05 +02'00'

FOLGADO FERNANDEZ LIDIA -
08926624W

Digital signed by FOLGADO FERNANDEZ LIDIA - 08926624W
DN: cn=FOLGADO FERNANDEZ LIDIA - 08926624W, sn=FOLGADO FERNANDEZ,
givenName=LIDIA, c=ES, serialNumber=IDCES-08926624W
Reason: I attest to the accuracy and integrity of this document
Date: 2021.07.12 13:26:58 +02'00'

Expediente: **O/2005036/16/01**
Nº acta: 017-21/007689/1
Obra: CEIP MONTELINDO DE BUSTARVIEJO
Peticionario: COMUNIDAD DE MADRID
Dirección: C/ MAUDES, 17- 1ª PTA 28003 MADRID
Contratista:
Dirección técnica:

ENSAYO DE IDONEIDAD DE SUELOS

ALBARÁN: **1637900**

CÓDIGO DE MUESTRA: **1201/017/2021/007733(1088939)**

FECHA TOMA: **29/06/2021-12:00**

MATERIAL

TIPO:	SUELO	MODALIDAD DE MUESTREO:	GEO - MUESTREO POR GEOTECNIA
DESCRIPCIÓN:	S-01 SPT 2.60 - 3.20	MUESTREO POR:	MARIA DEL PRADO MORA AVILES
PROCEDENCIA:	S-01 SPT 2.60 - 3.20	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
Límites de Atterberg (suelos)	UNE 103103:1994; UNE 103104:1993
Clasificación e índice de grupo (suelos)	ASTM 2487:2000

RESULTADOS

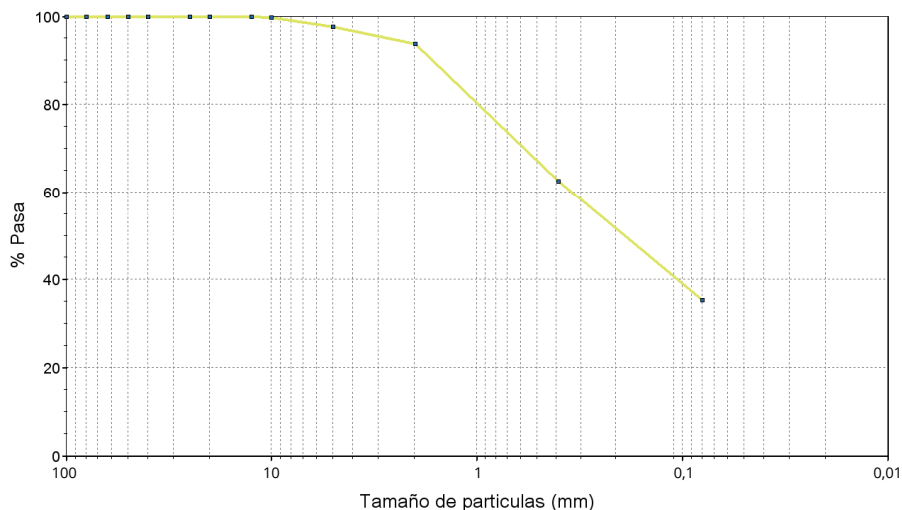
Los resultados de los ensayos se presentan en las siguientes páginas.

Expediente: **O/2005036/16/01**
Nº acta: 017-21/007689/1
Código de muestra: 1201/017/2021/007733(1088939)
Procedencia: S-01 SPT 2.60 - 3.20

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	99,7
5	97,7
2	93,8
0,4	62,5
0,080	35,4



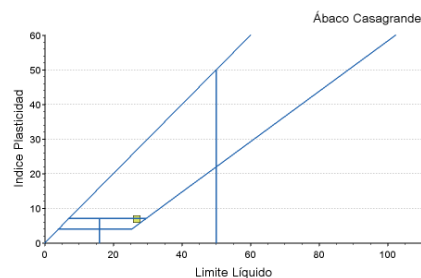
LÍMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LÍQUIDO: **26,8** LÍMITE PLÁSTICO: **19,9** ÍNDICE DE PLASTICIDAD: **6,9**

CLASIFICACIÓN

Arena Limoarcillosa

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



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

Madrid a 12/07/2021

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

SERRANO CORDOBA JOSE -
30829065A

Digitally signed by SERRANO CORDOBA JOSE - 30829065A
DN: cn=SERRANO CORDOBA JOSE - 30829065A, sn=SERRANO CORDOBA,
givenName=JOSE, c=ES, serialNumber=DCE=30829065A
Reason: I attest to the accuracy and integrity of this document
Date: 2021.07.12 13:28:21 +02'00'

FOLGADO FERNANDEZ LIDIA -
08926624W

Digitally signed by FOLGADO FERNANDEZ LIDIA - 08926624W
DN: cn=FOLGADO FERNANDEZ LIDIA - 08926624W, sn=FOLGADO FERNANDEZ,
givenName=LIDIA, c=ES, serialNumber=DCE=08926624W
Reason: I attest to the accuracy and integrity of this document
Date: 2021.07.12 13:28:15 +02'00'

Expediente: **O/2005036/16/01**
Nº acta: 017-21/007690/1
Obra: CEIP MONTELINDO DE BUSTARVIEJO
Peticionario: COMUNIDAD DE MADRID
Dirección: C/ MAUDES, 17- 1ª PTA 28003 MADRID
Contratista:
Dirección técnica:

ENSAYO DE IDONEIDAD DE SUELOS

ALBARÁN: **1637901** CÓDIGO DE MUESTRA: **1201/017/2021/007735(1088940)** FECHA TOMA: **29/06/2021-12:00**

MATERIAL

TIPO:	SUELO	MODALIDAD DE MUESTREO:	GEO - MUESTREO POR GEOTECNIA
DESCRIPCIÓN:	S-01 MI 4.00 - 4.60	MUESTREO POR:	MARIA DEL PRADO MORA AVILES
PROCEDENCIA:	S-01 MI 4.00 - 4.60	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
Límites de Atterberg (suelos)	UNE 103103:1994; UNE 103104:1993
Clasificación e índice de grupo (suelos)	ASTM 2487:2000
Determinación del contenido de sulfatos solubles (cuantitativo) (suelos)	UNE 103201:2019
Determinación de la acidez Bauman-Gully (suelos)	UNE 83962:2008

RESULTADOS

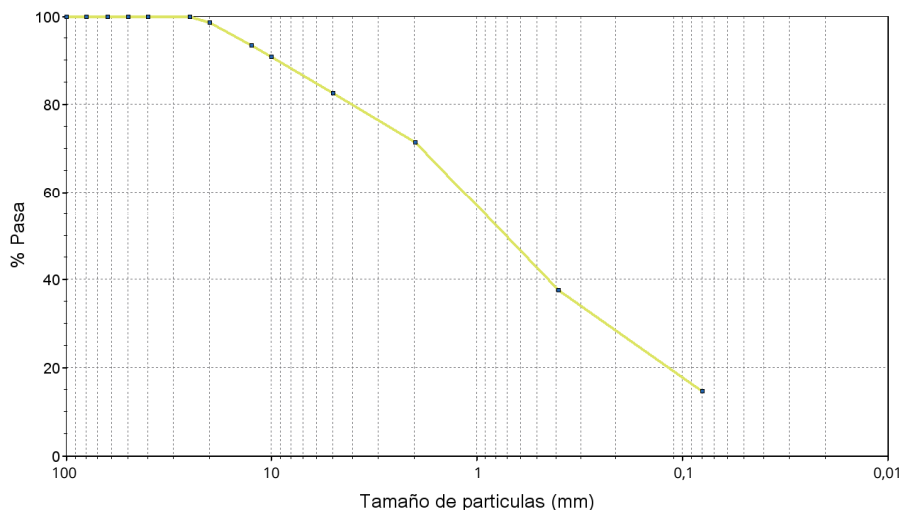
Los resultados de los ensayos se presentan en las siguientes páginas.

Expediente: **O/2005036/16/01**
Nº acta: 017-21/007690/1
Código de muestra: 1201/017/2021/007735(1088940)
Procedencia: S-01 MI 4.00 - 4.60

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	98,6
12,5	93,4
10	90,8
5	82,6
2	71,4
0,4	37,6
0,080	14,6



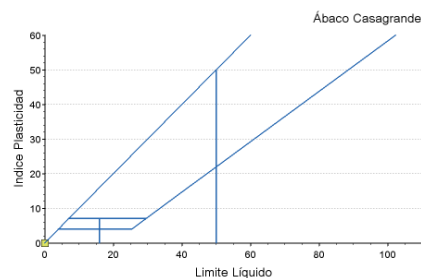
LÍMITES DE ATTERBERG

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

CLASIFICACIÓN

Arena Limosa

U.S.C.S.:	SM
AASHTO:	A-1-B
ÍNDICE DE GRUPO:	0



DENSIDAD Y HUMEDAD

DENSIDAD - UNE 103301

HÚMEDA (g/cm³):	-
SECA (g/cm³):	-

HUMEDAD - UNE 103201

HUMEDAD (%): **12,4**

ANÁLISIS QUÍMICO

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

Expediente: **O/2005036/16/01**
Nº acta: 017-21/007690/1
Código de muestra: 1201/017/2021/007735(1088940)
Procedencia: S-01 MI 4.00 - 4.60

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		
			Qa - ATAQUE DEBIL	Qb - ATAQUE MEDIO	Qc - ATAQUE FUERTE
ACIDEZ BAUMANN-GULLY (ml/kg):	UNE 83962	91,22	> 200	NO APLICABLE	NO APLICABLE
IÓN SULFATO (mg SO ₄ -2/kg suelo seco):	UNE 83963	NO CONTIENE	2000 - 3000	3000 - 12000	> 12000
EVALUACIÓN DE LA AGRESIVIDAD:		NO AGRESIVA			

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

Madrid a 12/07/2021

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

SERRANO CORDOBA JOSE -
30829065A

Digitally signed by SERRANO CORDOBA JOSE - 30829065A
DN: cn=SERRANO CORDOBA JOSE - 30829065A, sn=SERRANO CORDOBA,
givenName=JOSE, c=ES, serialNumber=DICES-30829065A
Reason: I attest to the accuracy and integrity of this document
Date: 2021.07.12 13:31:29 +02'00'

FOLGADO FERNANDEZ LIDIA -
08926624W

Digitally signed by FOLGADO FERNANDEZ LIDIA - 08926624W
DN: cn=FOLGADO FERNANDEZ LIDIA - 08926624W, sn=FOLGADO FERNANDEZ,
givenName=LIDIA, c=ES, serialNumber=DICES-08926624W
Reason: I attest to the accuracy and integrity of this document
Date: 2021.07.12 13:31:23 +02'00'

Expediente: **O/2005036/16/01**
Nº acta: 017-21/007692/1
Obra: CEIP MONTELINDO DE BUSTARVIEJO
Peticionario: COMUNIDAD DE MADRID
Dirección: C/ MAUDES, 17- 1ª PTA 28003 MADRID
Contratista:
Dirección técnica:

ENSAYO DE IDONEIDAD DE SUELOS

ALBARÁN: **1637902** CÓDIGO DE MUESTRA: **1201/017/2021/007736(1088941)** FECHA TOMA: **29/06/2021-12:00**

MATERIAL

TIPO:	SUELO	MODALIDAD DE MUESTREO:	GEO - MUESTREO POR GEOTECNIA
DESCRIPCIÓN:	S-01 SPT 4.60 - 5.20	MUESTREO POR:	MARIA DEL PRADO MORA AVILES
PROCEDENCIA:	S-01 SPT 4.60 - 5.20	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
Límites de Atterberg (suelos)	UNE 103103:1994; UNE 103104:1993
Clasificación e índice de grupo (suelos)	ASTM 2487:2000

RESULTADOS

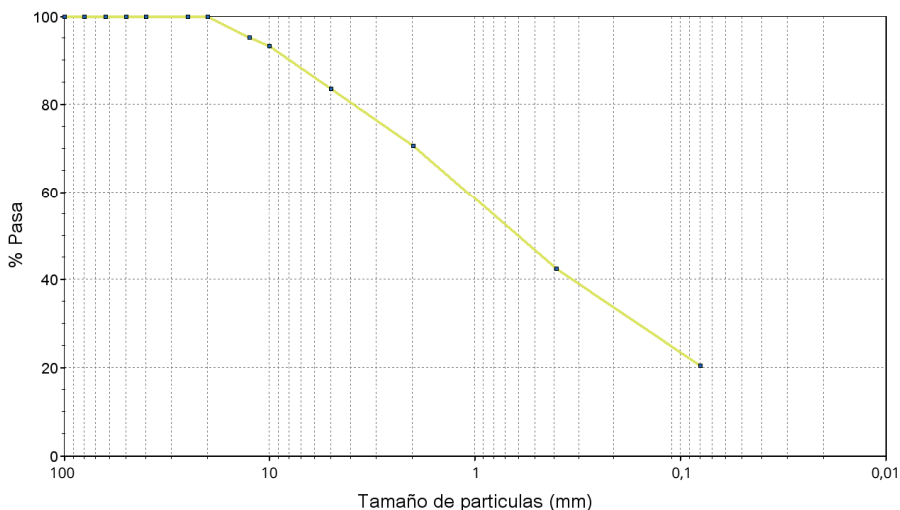
Los resultados de los ensayos se presentan en las siguientes páginas.

Expediente: **O/2005036/16/01**
Nº acta: 017-21/007692/1
Código de muestra: 1201/017/2021/007736(1088941)
Procedencia: S-01 SPT 4.60 - 5.20

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	95,3
10	93,3
5	83,6
2	70,6
0,4	42,4
0,080	20,4



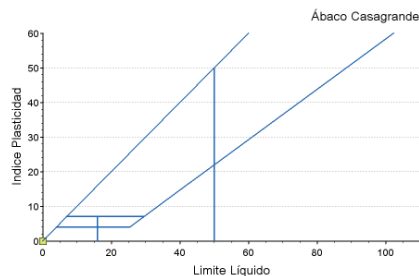
LÍMITES DE ATTERBERG

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

CLASIFICACIÓN

Arena Limosa

U.S.C.S:	SM
AASHTO:	A-1-B
ÍNDICE DE GRUPO:	0



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

Madrid a 12/07/2021

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

SERRANO CORDOBA JOSE -
30829065A

Digitally signed by SERRANO CORDOBA JOSE - 30829065A
DN: cn=SERRANO CORDOBA JOSE - 30829065A, sn=SERRANO CORDOBA,
givenName=JOSE, c=ES, serialNumber=DCE=30829065A
Reason: I attest to the accuracy and integrity of this document
Date: 2021.07.12 13:32:04 +02'00'

FOLGADO FERNANDEZ LIDIA -
08926624W

Digitally signed by FOLGADO FERNANDEZ LIDIA - 08926624W
DN: cn=FOLGADO FERNANDEZ LIDIA - 08926624W, sn=FOLGADO FERNANDEZ,
givenName=LIDIA, c=ES, serialNumber=DCE=08926624W
Reason: I attest to the accuracy and integrity of this document
Date: 2021.07.12 13:31:58 +02'00'

Expediente: **O/2005036/16/01**
Nº acta: 017-21/00814/3 Anula a: 017-21/00814/2
Obra: CEIP MONTELINDO DE BUSTARVIEJO
Peticionario: COMUNIDAD DE MADRID
Dirección: C/ MAUDES, 17- 1ª PTA 28003 MADRID
Contratista:
Dirección técnica:
Modalidad de control:

AGRESIVIDAD QUÍMICA DEL AGUA FRENTE AL HORMIGÓN (EHE 2008)

ALBARÁN: **1642914** CÓDIGO DE MUESTRA: **1201/017/2021/008855(1099342)** FECHA TOMA: **16/07/2021-12:00**

MATERIAL

TIPO:	AGUA	MODALIDAD DE MUESTREO:	GEO - Muestreado por Geotecnia
ORIGEN DE LA MUESTRA:		MUESTREO POR:	MARIA DEL PRADO MORA AVILES
PROCEDENCIA:	S-01 MAG 4.10	NORMA DE MUESTREO:	
LUGAR DE TOMA:	S-01	Tª AGUA EN LA TOMA (°C):	-
UBICACIÓN:	S-01	LOTE LABORATORIO:	
PROFUNDIDAD (m):	-	LOTE CLIENTE:	

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

Determinación de la agresividad potencial frente a hormigones. Incluye los ensayos: determinación del pH, ión magnesio, ión amonio, sulfatos, CO₂ y residuo seco (agua-análisis de agresividad al hormigón) **EHE 2008; UNE 83952:2008; UNE EN 13577:2008; UNE 83954:2008; UNE 83955:2008; UNE 83956:2008; UNE 83957:2008**

MOTIVO CAMBIO DE VERSIÓN DE ACTA:

-

RESULTADOS

Los resultados de los ensayos se presentan en la siguiente tabla.

PARÁMETROS	NORMA	RESULTADO	TIPO DE EXPOSICIÓN		
			Qa - ATAQUE DEBIL	Qb - ATAQUE MEDIO	Qc - ATAQUE FUERTE
VALOR DEL pH	UNE 83952:2008	8,4	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
CO ₂ AGRESIVO (mg CO ₂ /l)	UNE EN 13577:2008	NO CONTIENE	15 - 40	40 - 100	> 100
IÓN AMONIO (mg NH ₄ ⁺ /l)	UNE 83954:2008	0	15 - 30	30 - 60	> 60
IÓN MAGNESIO (mg Mg ²⁺ /l)	UNE 83955:2008	1	300 - 1000	1000 - 3000	> 3000
IÓN SULFATO (mg SO ₄ ²⁻ /l)	UNE 83956:2008	3	200 - 600	600 - 3000	> 3000
RESIDUO SECO (mg/l)	UNE 83957:2008	164	75 - 150	50 - 75	< 50
EVALUACIÓN DE LA AGRESIVIDAD:		NO AGRESIVA			

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

Madrid a 20/07/2021

Fdo. JOSE SERRANO CORDOBA
Responsable de Ensayos Químicos
Ldo. en Geología

SERRANO CORDOBA JOSE -
30829065A

Digital signed by SERRANO CORDOBA JOSE - 30829065A
DN: cn=SERRANO CORDOBA JOSE - 30829065A, sn=SERRANO CORDOBA,
givenName=JOSE, c=ES, serialNumber=IDCES-30829065A
Reason: I attest to the accuracy and integrity of this document
Date: 2021.07.20 12:31:01 +02'00'

SERRANO CORDOBA JOSE -
30829065A

Digital signed by SERRANO CORDOBA JOSE - 30829065A
DN: cn=SERRANO CORDOBA JOSE - 30829065A, sn=SERRANO CORDOBA,
givenName=JOSE, c=ES, serialNumber=IDCES-30829065A
Reason: I attest to the accuracy and integrity of this document
Date: 2021.07.20 12:31:01 +02'00'

ANEJO 6. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

Peticionario CONSEJERÍA DE EDUCACIÓN E INVESTIGACIÓN DE LA COMUNIDAD DE MADRID
Trabajo INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA AMPLIACION DE CEIP MONTELINDO BUSTARVIEJO (MADRID)
Expediente O//2005036/16/01

CÁLCULO DE LA PRESIÓN VERTICAL DE HUNDIMIENTO

EXPRESIÓN ANALÍTICA BÁSICA

$$q_h = c_K N_c d_c s_c i_c t_c + q_{0K} N_q d_q s_q i_q t_q + \frac{1}{2} B \cdot \gamma_K N_\gamma d_\gamma s_\gamma i_\gamma t_\gamma$$

SITUACIÓN DE DIMENSIONADO

Situación de dimensionado

Persistente a largo plazo

Forma de la cimentación

Rectangular

Ancho equivalente B* (m)

1,5 2,0 2,5 3,0 3,5

Profundidad de la base de la cimentación

D= 0,50 m

Nivel freático

1,5 m

¿Existe flujo ascendente?

No i_v= 0,4

Gradiente vertical medio en 1,5B bajo la base de la cimentación

Inclinación del terreno situado junto a la cimentación

β= 0,00 °

Si β>φ/2 se recomienda llevar a cabo un estudio específico de estabilidad global

¿Talud en situación transitoria y sin drenaje?

No

En situaciones transitorias y sin drenaje, puede calcularse la presión de hundimiento como en terreno horizontal y después reducirla en 2βc_u

2βc_u= 0,00 KPa

Factor de seguridad

Situación persistente

γ_R= 3

PARAMETROS CARACTERISTICOS DEL TERRENO

Resistencia al corte

φ_K= 36 °

c_K= KPa

c_K y φ_K representativos de una profundidad entre B y 1.5·B, a contar desde la base de la cimentación

En situaciones sin drenaje, ¿c_u aumenta linealmente con la proundidad?

No

z m	c_u kPa
0,0	50
10,0	150

Peso específico por debajo de la base de cimentación

γ'= 9,8 KN/m³

En cálculo a corto plazo considerar peso específico aparente

γ_ap= 19,8 KN/m³

B* m	c_k kPa	γ_K kN/m³
1,5	0,0	16,5
2,0	0,0	14,8
2,5	0,0	13,8
3,0	0,0	13,1
3,5	0,0	12,7

Sobrecarga al nivel de la base de la cimentación

¿Tener en cuenta?

No

γ_ap (sup)= 16,5 KN/m³

H= 3,00 m

q_0K= 0,0 KPa

Para contar con el término de sobrecarga q_0K se debe asegurar durante la vida útil de la obra que no se realizan excavaciones junto a las cimentaciones que pudieran dar lugar a una reducción, o incluso anulación, de la misma.

Resistencia al corte del terreno situado sobre la base de la cimentación

¿Tener en cuenta?

No

No se debe tener en cuenta en los siguientes casos:

- Cimentaciones someras en arcillas muy plásticas que en épocas secas puedan desarrollar grietas por retracción.
- Profundidades de cimentación D inferiores a 2m.
- Cimentaciones cercanas a taludes
- Cuando no se pueda garantizar la permanencia en el tiempo del terreno situado por encima de la base de cimentación

FACTORES CORRECTORES O DE INFLUENCIA

	Zapata cuadrada (L*=B*)					Zapata corrida (L*>>B*)				
B* (m)	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50
Influencia de la resistencia al corte del terreno situado sobre la base de la cimentación										
d_c=	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
d_q=	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
d_γ=	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Influencia de la forma de la cimentación										
s_c=	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
s_q=	2,09	2,09	2,09	2,09	2,09	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
s_γ=	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

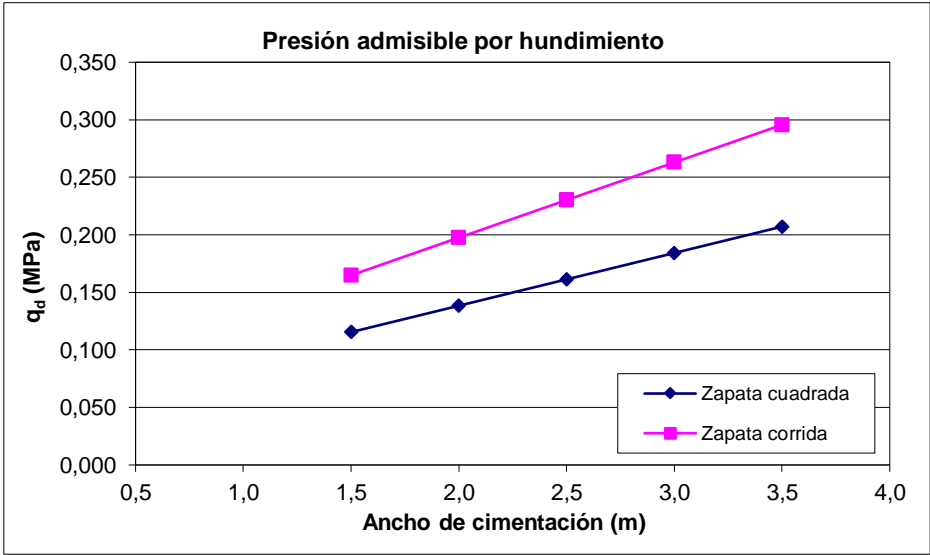
Factores de capacidad de carga	
N_c=	50,59
N_q=	37,75
N_γ=	40,05

Influencia de la proximidad de un talud a la cimentación	
t_c=	1,00
t_q=	1,00
t_γ=	1,00

Influencia de la inclinación de la resultante de acciones sobre la cimentación (A considerar en fase de proyecto)	
$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$; para φ_K = 0 : i_c = 0,5 · $\left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{B \cdot L \cdot c_K}}\right)$	
$i_q = (1 - 0,7 \cdot \text{tg} \delta_B)^3 \cdot (1 - \text{tg} \delta_L)$	
$i_\gamma = (1 - \text{tg} \delta_B)^3 \cdot (1 - \text{tg} \delta_L)$	

PRESIÓN VERTICAL ADMISIBLE POR HUNDIMIENTO

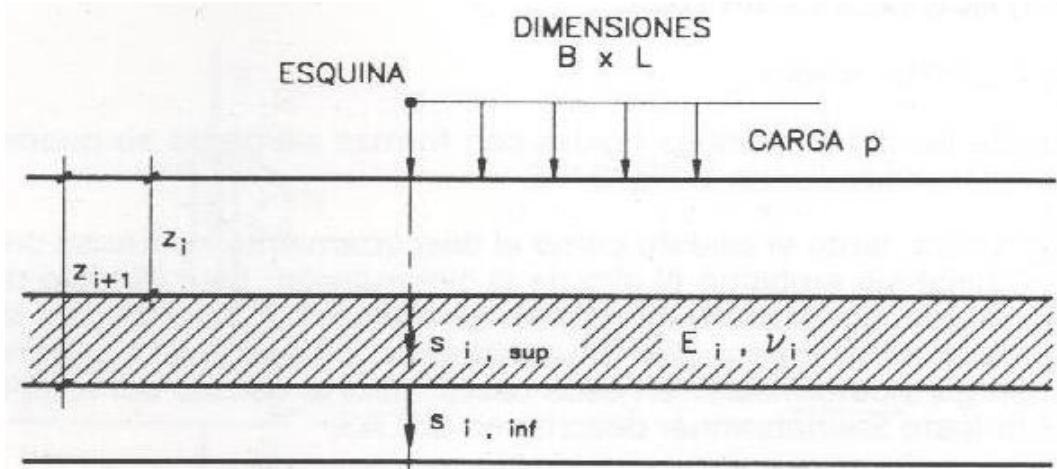
Ancho de cimentación m	Zapata cuadrada	Zapata corrida
	q_d MPa	q_d MPa
1,5	0,115	0,165
2,0	0,138	0,198
2,5	0,161	0,230
3,0	0,184	0,263
3,5	0,207	0,296



Peticionario CONSEJERÍA DE EDUCACIÓN E INVESTIGACIÓN DE LA COMUNIDAD DE MADRID
Trabajo INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA AMPLIACION DE CEIP MONTELINDO BUSTARVIEJO (MADRID)
Expediente O//2005036/16/01

CÁLCULO DE LA PRESIÓN VERTICAL ADMISIBLE DE SERVICIO

CÁLCULO ELÁSTICO DE ASIENTOS - MÉTODO DE STEINBRENNER



Asiento en profundidad

$$s(z) = \frac{p \cdot B}{2 \cdot E} \cdot (A \cdot \phi_1 - B \cdot \phi_2)$$

Acortamiento del estrato

$$\dot{i} = s_i(z_i) - s_i(z_{i+1})$$

siendo:

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

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

$$\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left(\ln \frac{t + n}{t - n} + n \cdot \ln \frac{t + 1}{t - 1} \right)$$

$$\phi_2 = \frac{m}{\pi} \arctg \frac{n}{t \cdot m}$$

$$m = \frac{z}{B}$$

$$n = \frac{L}{B}$$

$$t = (1 + n^2 + m^2)^{\frac{1}{2}}$$

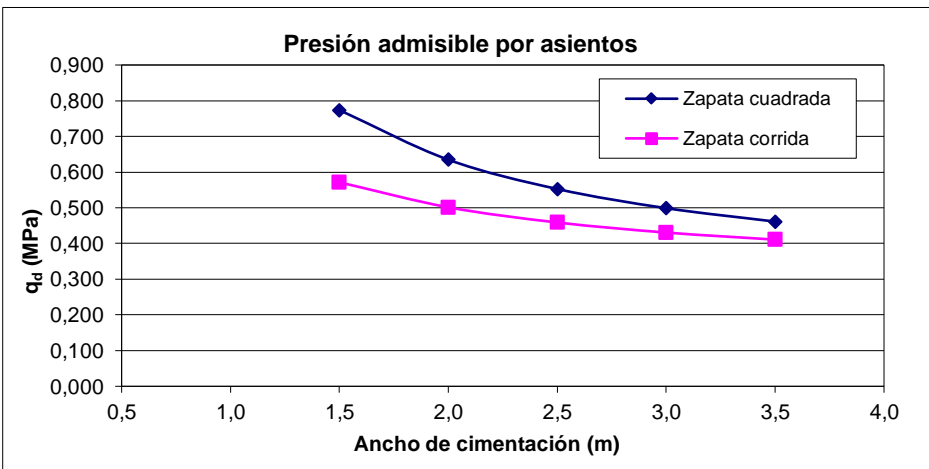
PARAMETROS CARACTERISTICOS DEL TERRENO

	UNIDAD GEOTÉCNICA	Prof. inicial m	Prof. final m	Espesor m	E MPa	ν
NIVEL 1	UG-02	0,0	3,0	3,0	25,0	0,33
NIVEL 2	UG-03	3,0	10,0	7,0	40,0	0,33
NIVEL 3				0,0		
NIVEL 4				0,0		
NIVEL 5				0,0		
			Total	10,0		

PRESION VERTICAL ADMISIBLE POR ASIENTOS

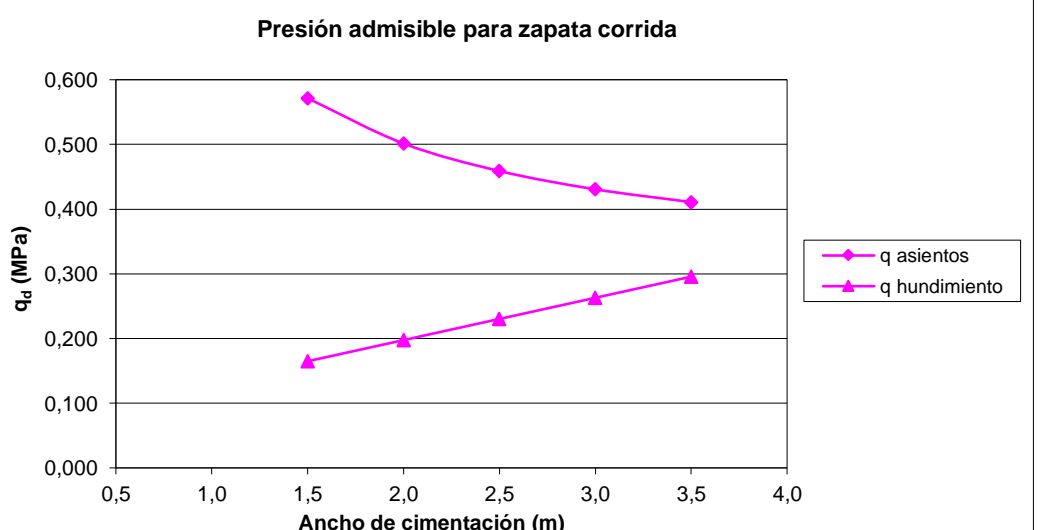
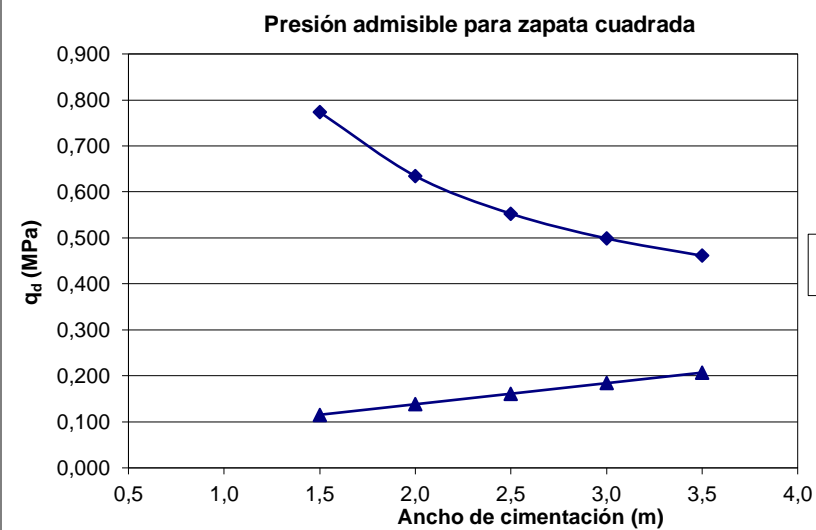
Asiento admisible
3,5 cm

Ancho de cimentación m	Zapata cuadrada	Zapata corrida	¿Espesor>=2·B?
	q _d MPa	q _d MPa	
1,5	0,774	0,571	SI
2,0	0,635	0,501	SI
2,5	0,553	0,459	SI
3,0	0,499	0,431	SI
3,5	0,461	0,411	SI



PRESIÓN VERTICAL ADMISIBLE DE SERVICIO

Ancho de cimentación m	Zapata cuadrada		Zapata corrida	
	q _d MPa	Limitación	q _d MPa	Limitación
1,5	0,115	Hundimiento	0,165	Hundimiento
2,0	0,138	Hundimiento	0,198	Hundimiento
2,5	0,161	Hundimiento	0,230	Hundimiento
3,0	0,184	Hundimiento	0,263	Hundimiento
3,5	0,207	Hundimiento	0,296	Hundimiento



VALORES DE K_{sp30} DEDUCIDOS DEL CALCULO DE ASIENTOS

Ancho de cimentación m	Zapata cuadrada		Zapata corrida	
	K _{sB} MN/m ³	K _{sp30} MN/m ³	K _{sBL} MN/m ³	K _{sp30} MN/m ³
1,5	22	111	16	82
2,0	18	121	14	96
2,5	16	132	13	109
3,0	14	143	12	123
3,5	13	154	12	137
	Valor medio	132	Valor medio	109

APÉNDICE 1. HOJA DOCUMENTAL

FICHA DOCUMENTAL

El presente informe, de título **INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA AMPLIACIÓN DE CEIP MONTELINDO en BUSTARVIEJO (MADRID)** solicitado a CEMOSA por **CONSEJERÍA DE EDUCACIÓN DE EDUCACIÓN E INVESTIGACIÓN DE LA COMUNIDAD DE MADRID** 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:

Manuel Bermejo Martínez



Centro de estudios de Materiales y Control de Obra S.A C.\Benaque Nº9, 29004 (Málaga) C.I.F.: A-29021334. R.J. de Málaga. T.185, L.98-SA, F.195, P.1356

SUPERVISADO