



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

TRABAJO DE FIN DE MASTER

ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LAS CIMENTACIONES DE
ESTRUCTURAS EN LA CENTRAL TÉRMICA
TERMOCANDELARIA (CARTAGENA DE INDIAS, COLOMBIA)

Presentado por

Zorio Ramirez, Victor

Para la obtención del

Master Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Curso: 2019/2020

Fecha: 31/08/2020

Tutor: Torrijo Echarri, Francisco Javier





índice

1. Introducción	5
1.1. Objeto y Alcance del estudio	5
1.2. Antecedentes	5
2. Estructuras a Cimentar	7
2.1. Generalidades	7
2.2. Edificaciones a Cimentar	8
2.3. Situación en planta de las Edificaciones	8
3. Estudio Geológico y Geotécnico	10
3.1. Marco geológico de la zona	10
3.2.1. Geología regional	10
3.2.2. Geomorfología regional	12
3.2.3. Tectónica regional	13
3.2. Trabajos realizados	13
3.2.1. Trabajos de campo	13
3.2.2. Ensayos de laboratorio	21
3.3. Nivel freático	26
3.4. Características litológicas y geotécnicas del subsuelo	27
3.4.1. Perfil geotécnico del terreno	27
3.4.2. Descripción de unidades geotécnicas	27
3.4.2.1. Unidad Geotécnica UG-1: Rellenos antrópicos	27
3.4.2.2. Unidad Geotécnica UG-2: Arcillas de Alta Plasticidad	28
3.4.2.3. Unidad Geotécnica UG-3: Arenas con rastros de arcillas y limos	36
3.4.2.4. Unidad Geotécnica UG-4: Arcillas Expansivas	45
3.4.3. Tabla Resumen Características Unidades Geotécnicas	52
3.5. Agresividad del suelo	54
3.5.1. Generalidades	54
3.5.2. Agresividad del suelo	55
4. Estudio de Riesgos Naturales	56
4.1. Riesgos geológicos	56
4.1.1. Riesgo de subsidencia	56
4.1.2. Riesgo de expansividad	56
4.2. Riesgo por sismicidad	57
4.2.1. Generalidades	57
4.2.2. Aceleración máxima y espectro de diseño elástico	58
5. Estudio de Soluciones	62
5.1. Generalidades	62
5.2. Condicionantes y criterios	62
5.3. Alternativas disponibles	63



5.4. Análisis de las Alternativas	63
5.4.1. Generalidades	63
5.4.2. Alternativa 0: No realizar la obra.....	63
5.4.3. Alternativa 1: Cimentación superficial, Zapatas aisladas.....	64
5.4.4. Alternativa 2: Cimentación superficial con mejora del terreno, Zapatas aisladas.....	65
5.4.5. Alternativa 3: Losa de cimentación.....	65
5.4.6. Alternativa 4: Cimentación profunda, Pilotes hincados.....	66
5.4.7. Alternativa 5: Cimentación profunda, Pilotes in situ.....	67
5.5. Evaluación de las Alternativas.....	68
6. Estudio de las Cimentaciones.....	69
6.1. Análisis geotécnico de la cimentación	69
6.1.1. Descripción geotécnica del subsuelo	69
6.2. Cota y tipología de la cimentación	70
6.3. Cimentación directa mediante zapatas.....	71
6.3.1. Consideraciones previas	71
6.3.2. Carga admisible.....	71
6.3.2.1. Cimentación sobre la Unidad Geotécnica UG-2	72
6.3.2.2. Cimentación sobre la Unidad Geotécnica UG-3	72
6.3.2.3. Cimentación sobre la Unidad Geotécnica UG-4	73
6.3.3. Carga de trabajo en función del asiento	74
6.3.3.1. Cimentación sobre la Unidad Geotécnica UG-2	74
6.3.3.2. Cimentación sobre la Unidad Geotécnica UG-3	75
6.3.3.3. Cimentación sobre la Unidad Geotécnica UG-4	75
6.3.4. Posibilidad de cimentación mediante zapatas	76
6.4. Cimentación directa mediante losa	76
6.4.1. Consideraciones previas	76
6.4.1.1. Cimentación sobre la Unidad Geotécnica UG-2	76
6.4.1.2. Cimentación sobre la Unidad Geotécnica UG-3	77
6.4.1.3. Cimentación sobre la Unidad Geotécnica UG-4	77
6.4.2. Posibilidad de cimentación mediante losa.....	77
6.5. Cimentación mediante pilotes	77
6.5.1. Carga de hundimiento de un pilote	77
6.5.1.1. Formulación genérica.....	77
6.5.1.2. Resistencia unitaria por punta	77
6.5.1.3. Resistencia unitaria por fuste.....	79
6.5.2. Carga admisible de un pilote.....	79
6.5.3. Tope estructural de un pilote.....	79
6.5.4. Posibilidad de cimentar mediante pilotes	80
7. Definición de las cimentaciones y Análisis mediante software de elementos finitos.....	81
7.1. Cimentaciones de elementos menores y ACC.	81
7.1.1. Generalidades	81
7.1.2. UG-2.....	81
7.1.3. UG-3.....	82
7.1.4. UG-4.....	82
7.2. Cimentación de estructuras principales.....	82
7.2.1. Generalidades	82



7.2.2.	Tablas de Pilotes	82
7.3.	Análisis mediante software de elementos finitos	86
7.3.1.	Generalidades	86
7.3.2.	Definición del modelo	86
7.3.3.	Perfiles a estudiar	87
7.3.4.	Perfil A-A'	87
7.3.4.1.	Perfil General	87
7.3.4.2.	Deformaciones generales	87
7.3.4.3.	Deformaciones en el Warehouse (cimentado mediante pilotes)	88
7.3.4.4.	Deformaciones en el Warehouse (cimentado mediante zapatas)	88
7.3.4.5.	Deformaciones en el Transformador, el Edificio principal eléctrico y el HRSG	89
7.3.4.6.	Coficiente de Seguridad	89
7.3.5.	Perfil B-B'	91
7.3.5.1.	Perfil General	91
7.3.5.2.	Deformaciones generales	92
7.3.5.3.	Deformaciones en el ACC	92
7.3.5.4.	Deformaciones en la zona pilotada	93
7.3.5.5.	Determinación del Coficiente de Seguridad	93
7.3.6.	Perfil C-C'	96
7.3.6.1.	Perfil General	97
7.3.6.2.	Deformaciones generales	97
7.3.6.3.	Deformaciones en el Main electric building y el HRSG	97
7.3.6.4.	Deformaciones en el ACC	98
7.3.6.5.	Deformaciones en el Water tank y la Water treatment plant.	98
7.3.6.6.	Coficiente de Seguridad	98
8.	Valoración Económica y Plan de Trabajos	101
8.1.	Generalidades	101
8.2.	Fases del proceso	101
8.2.1.	Trabajos previos	101
8.2.2.	Ejecución de las Zapatas	101
8.2.3.	Ejecución de los pilotes	102
8.2.4.	Construcción de los encepados	102
8.2.5.	Reacondicionamiento de la zona	102
8.3.	Valoración económica	102
8.3.1.	Generalidades	102
	CAP. 1: Trabajos previos	103
	CAP. 2: Ejecución de las Zapatas	103
	CAP. 3: Ejecución de los pilotes	103
	CAP. 4: Construcción de los encepados	103
	CAP. 5: Reacondicionamiento de la zona	103
8.3.2.	Estimación de costes	103
8.4.	Plan de Trabajos	104
8.4.1.	Generalidades	104
8.4.2.	Análisis de las fases del proyecto	105
8.4.3.	Diagrama de Gantt	106
9.	Conclusiones	108
10.	Bibliografía	109



1. Introducción

1.1. Objeto y Alcance del estudio

El objeto de este estudio es evaluar las posibilidades de cimentación de las estructuras a construir en la ampliación de la Planta Termoeléctrica Termocandelaria en la ciudad de Cartagena de Indias, Colombia. Localizada en el Departamento de Bolívar al sur de su capital Cartagena. Este proyecto requiere de la construcción de estructuras e instalación de equipos tanto en sectores ya construidos como en áreas sin intervenir.

Para ello se tendrá en cuenta toda la información geológica y geotécnica de la zona que pueda ser obtenida mediante informes previos o información general de la zona, así como se analizarán resultados de los ensayos de campo y los trabajos de laboratorio, con el objetivo de caracterizar geotécnicamente el terreno.

Una vez analizado el terreno y teniendo en cuenta los condicionantes impuestos por el proyecto, específicamente las cargas transmitidas por las estructuras principales y sus limitaciones de asentamientos, se procederá a analizar todos los tipos de cimentación que razonablemente puedan cumplir con dichos requisitos.

Como resultado final de este proyecto se obtendrán las cimentaciones óptimas para todas las estructuras principales, así como edificaciones menores y se evaluará su correcto comportamiento mediante el software de elementos finitos Plaxis. Los resultados serán ofrecidos mediante tablas para que el proyectista pueda elegir la cimentación específica que mejor se adapte a las características finales de las estructuras y de la obra en general.

1.2. Antecedentes

La zona de estudio está ubicada en el Departamento de Bolívar, al sur de su capital Cartagena de Indias, en Colombia. En el plano 1, se puede observar en más detalle la situación de la obra en cuestión, en la figura 1 se puede observar la parcela de estudio.



Figura 1. Parcela de estudio

La actuación es una ampliación de la Planta Termoeléctrica Termocandelaria por lo que el proyecto requerirá de la construcción de estructuras e instalación de equipos tanto en sectores ya construidos como en áreas sin intervenir.

El área de estudio está enmarcada dentro de la región Caribe Colombiana, específicamente en el Departamento de Bolívar al sur de su capital Cartagena de Indias (Figura 2). Esta área del Caribe está compuesta por rocas sedimentarias principalmente de origen marino, formadas entre el Paleoceno medio y el Cuaternario. La región se caracteriza por tener una morfología suave con planicies amplias las cuales son cortadas por colinas de baja altura.



Figura 2. Zona de estudio

2. Estructuras a Cimentar

2.1. Generalidades

El proyecto consta de una serie de estructuras principales para las cuales se dimensionará y comprobará específicamente sus cimentaciones y diversas edificaciones menores las cuales debido a su poca carga transmitida seguramente se cimenten mediante cimentaciones superficiales.

Las cargas que transmitirán las estructuras principales al terreno vienen indicadas en el proyecto y son una estimación obtenida a partir de anteriores proyectos similares, dado que este es un estudio previo para determinar los elementos de cimentación esto es válido.

No obstante, una vez los planos estructurales estén definidos deberían comprobarse las hipótesis de carga asumidas en este estudio y en caso de no quedar del lado de la seguridad o ser excesivamente conservadoras se recomienda recalcular las cimentaciones correspondientes a dichas estructuras.

En el proyecto se prevé la construcción de estructuras y la instalación de los equipos tanto en sectores construidos anteriormente como en áreas sin intervención previa. De acuerdo con la información disponible, el nivel de excavación de estas estructuras, las tensiones a ser transmitidas al suelo y la tipología de las diversas estructuras están presentadas en la 4.

Equipment/Facility	Estimated Pressure q_d	Type of support	Preliminary Dimensions (m)			Maximum limits of total settlements
			Df (m) from the existing ground level	B (m)	L (m)	
Pedestal_Reposo	175 kPa	Concrete Slab	2	9	31	25 mm
Pedestal_Operación	225 kPa	Concrete Slab	2	9	31	25 mm
STEAM TURBINE BUILDING	175 kPa	Concrete Slab	1	28	44	25 mm
HRSG & Stack Foundation	250 kPa	Concrete Slab	2	14	36	25 mm
Rack Ppal_Vapor	200 kPa	Column support	1	2	8	25 mm/50 mm
		Column support	1	3	9	25 mm/50 mm
Rack Ppal_Calderas	170 kPa	Column support	1	2	8	25 mm/50 mm
		Column support	1	3	9	25 mm/50 mm
Tanks	175 kPa	Slab/ring support	1	Ø 15		50 mm
MAIN ELECTRICAL BUILDING	175 kPa	Concrete Slab	1	15	30	50 mm
TRANSFORMER	150 kPa	Concrete Slab	2	10	16	50 mm
Workshop & Warehouse Building	150 kPa	Column support	1	2	2	25 mm
		Slab	1	3	3	50 mm
		Slab	1	20	28	50 mm
Administration & Control Building	100 kPa	Column support	1	2	2	25 mm
		Slab	1	3	3	50 mm
Water Treatment Plant	150 kPa	Column support	1	2	2	25 mm
		Slab	1	3	3	50 mm
		Slab	1	16	20	50 mm
Miscellaneous equipment foundation and pipe support foundations		Isolate foundation	1 / 1,5	1	1	25 mm
			1 / 1,5	2	2	
			1 / 1,5	3	3	
		Raft foundation	1 / 1,5	>6 m		50 mm
			1 / 1,5	10		
			1 / 1,5	15		
			1 / 1,5	20		

Figura 3. Resumen de la tipología previa y el nivel de excavación de las estructuras, así como las tensiones a ser transmitidas al suelo.

Las cargas en la infraestructura y su propio peso se toman en el diseño técnico como un único conjunto de fuerzas a ser transmitidas al terreno. Para la elección y diseño de las cimentaciones se tendrán en cuenta aplicados criterios de seguridad y efectividad típicamente usados al diseñar este tipo de elementos de



ingeniería para garantizar la estabilidad, seguridad y funcionalidad de las infraestructuras durante su vida útil.

2.2. Edificaciones a Cimentar

Principalmente se han considerado 9 estructuras principales debido a sus características, las cargas transmitidas y su localización en la parcela. Para 8 de ellas se realizará un análisis en detalle de la tipología de cimentación que mejor se adapta a sus características y las cimentaciones de la restante viene definidas en el proyecto, por lo que únicamente se analizara su viabilidad.

Las ocho estructuras a estudiar son:

- El Pedestal (Pedestal), el cual transmite una carga de 225 kPa sobre unas dimensiones de 9 x 31 metros y cuyo asiento máximo admisible es de 2,5 cm.
- El Edificio de la Turbina (Steam turbine building), el cual transmite una carga de 175 kPa sobre unas dimensiones de 28 x 44 metros y cuyo asiento máximo admisible es de 2,5 cm.
- Los intercambiadores de calor (HRSG, Heat recovery steam generator), el cual transmite una carga de 250 kPa sobre unas dimensiones de 14 x 36 metros y cuyo asiento máximo admisible es de 2,5 cm.
- El Edificio Principal (Main electric building), el cual transmite una carga de 175 kPa sobre unas dimensiones de 15 x 30 metros y cuyo asiento máximo admisible es de 5 cm.
- El Transformador (Transformer), el cual transmite una carga de 150 kPa sobre unas dimensiones de 10 x 16 metros y cuyo asiento máximo admisible es de 5 cm.
- El Taller y el Almacén (Workshop and warehouse building), el cual transmite una carga de 150 kPa sobre unas dimensiones de 20 x 28 metros y cuyo asiento máximo admisible es de entre 2,5 y 5 cm.
- La Plante de Tratamiento de agua (Water plant), el cual transmite una carga de 150 kPa sobre unas dimensiones de 16 x 20 metros y cuyo asiento máximo admisible es de 2,5 y 5 cm.
- Tanque de agua (Water tank), el cual transmite una carga de 175 kPa sobre un área de 15 metros de diámetro y cuyo asiento máximo admisible es de 2,5 cm.

Además de estas se comprobará si las cimentaciones de proyecto del Aerocondensador (ACC) las cuales se pueden observar con sus cargas de proyecto en el anexo 3, cumplen los requisitos impuestos para el terreo real de su ubicación en la parcela.

2.3. Situación en planta de las Edificaciones

En la figura 4 se puede observar la situación en planta de los edificios principales y los perfiles geotécnicos realizados para caracterizar el terreno.

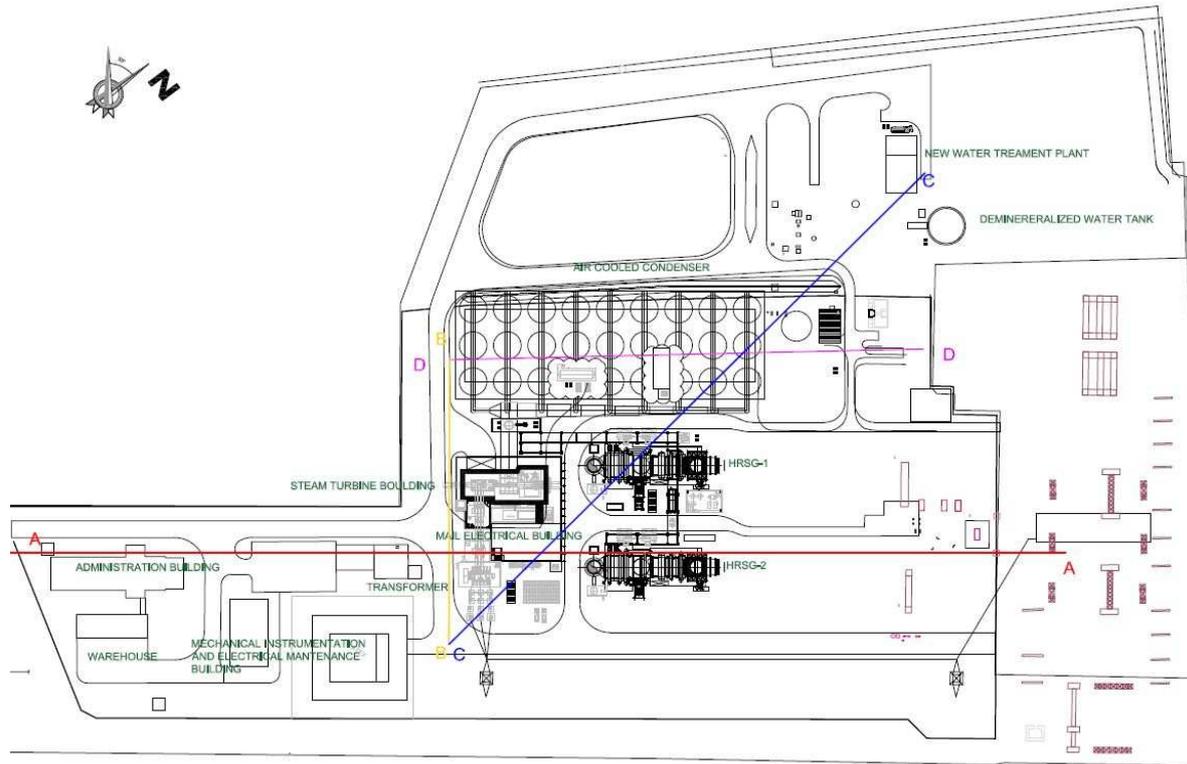


Figura 4. Resumen de la tipología previa y el nivel de excavación de las estructuras, así como las tensiones a ser transmitidas al suelo.

3. Estudio Geológico y Geotécnico

3.1. Marco geológico de la zona

3.2.1. Geología regional

Las principales formaciones geológicas de la zona son la Formación Bayunca, la Formación La Popa y los depósitos de llanura aluvial, coluvialuviales y de playa. A continuación, se describen las características principales de cada uno de éstos.

Formación Bayunca (Ngb): Está compuesta hacia la base por areniscas de grano muy fino (1/16 – 1/8 mm) en capas de entre 5 y 25 cm las cuales se intercalan con limolitas, areniscas grises y nódulos de areniscas calcáreas. Hacia el medio de la secuencia se observa una alternancia entre areniscas de grano fino (1/8 – 1/4 mm) y limolitas arcillosas. La parte superior presenta un dominio de areniscas las cuales aumentan su tamaño de grano desde grano grueso (1/2 – 1 mm) hasta conglomeráticas (> 2mm) tiene una mayor cantidad de areniscas.

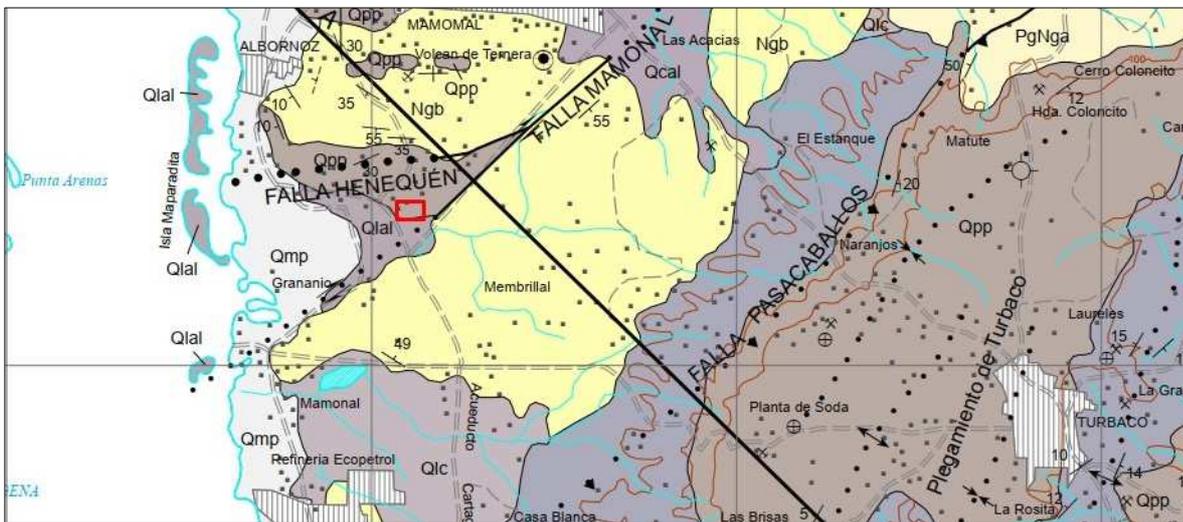


Figura 5. Unidades geológicas al rededor del proyecto Termocandelaria (Recuadro rojo).
Modificado de (Reyes et al., 2001).

Formación La Popa (Qpp): Esta unidad está compuesta principalmente por calizas de color amarillo claro terrosas a cristalinas, las cuales están cubiertas por intercalaciones de areniscas, capas de arcillas y lodolitas. En la parte superior de la secuencia se observan calizas y arcillas intercaladas con arenas cuarzosas y líticas.

Depósitos de Llanura Aluvial (Qlal): Son los depósitos recientes compuestos por material fino (arcillas) y arenas finas y en menor proporción gravas y bloques. Estos depósitos están asociados a fenómenos de arroyo en la llanura aluvial del Canal del Dique.

Depósitos Coluvialuviales (Qcal): Bajo esta unidad se agrupan materiales de granulometría variada (de bloques a arcillas) relacionados con la dinámica de los arroyos y piedemontes.

Depósitos de Playa (Qmp): Compuestos por arenas de grano fino a grueso con presencia de gravas; se encuentran ubicados a lo largo de la línea de costa.

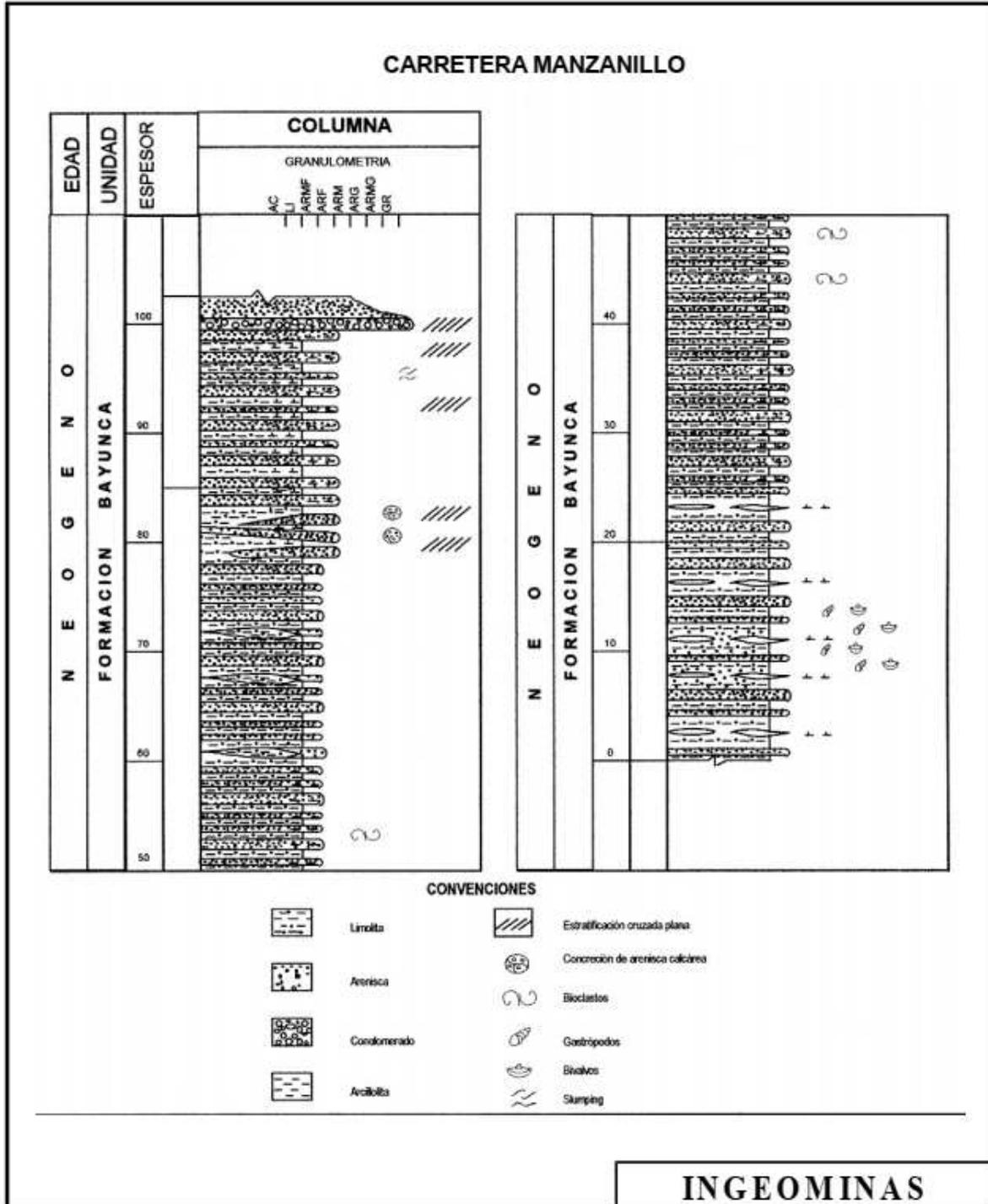


Figura 6. Sección Tipo Formación Bayunca. (Tomado de Reyes et al., 2001).

PERFORACION CANTERA ALBORNOZ

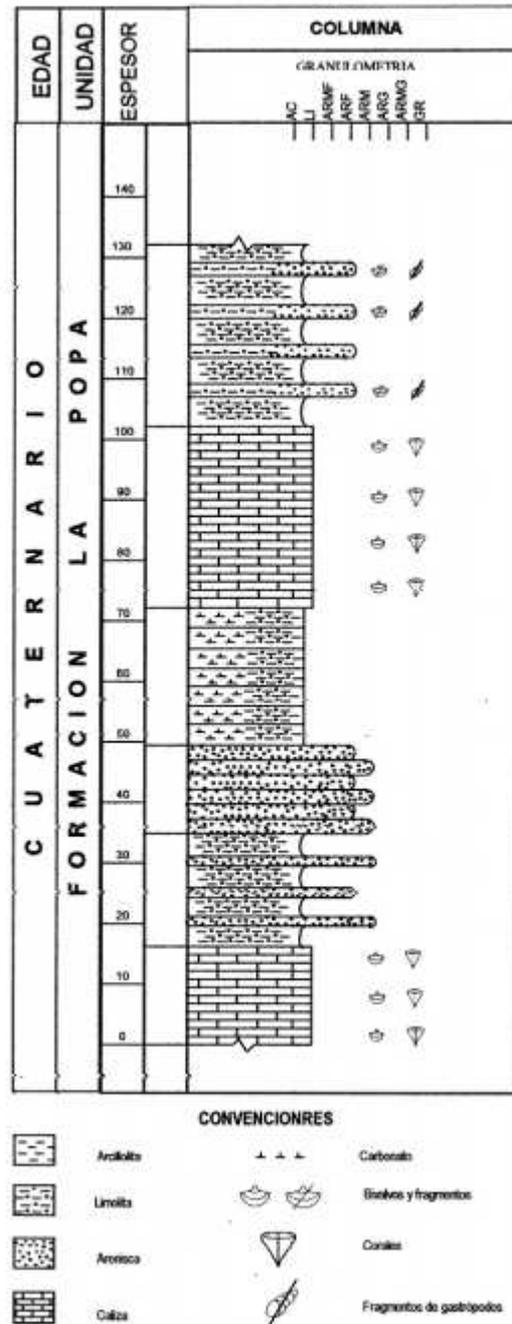


Figura 7. Sección estratigráfica formación La Popa, cantera Albornoz. (Tomado de Reyes et al., 2001).

3.2.2. Geomorfología regional

La morfología típica de la zona comprende una serie de serranías entre las cuales se ubican planicies de gran longitud cortadas por colinas de baja altura. Geoformas tales como mesetas, cuevas, piedemontes y llanuras de inundación entre otros son las dominantes y están relacionadas con un ambiente de carácter denudacional y estructural. En estos ambientes la influencia de los agentes exógenos combinada con las características estructurales originales de las rocas es responsable del modelado del paisaje.

3.2.3. Tectónica regional

La actividad tectónica de la zona está relacionada con el movimiento de bloques asociado a la convergencia entre las placas Caribe y Sur americana. El principal rasgo estructural de la región está asociado a los cinturones plegados del Sinú y San Jacinto y a sus fallas satélites. Sin embargo, pese a la presencia de fallas y plegamientos en la zona, la baja tasa de convergencia entre ambas placas (~2 cm/año) genera una zona relativamente estable con baja amenaza sísmica (AIS, 2009).

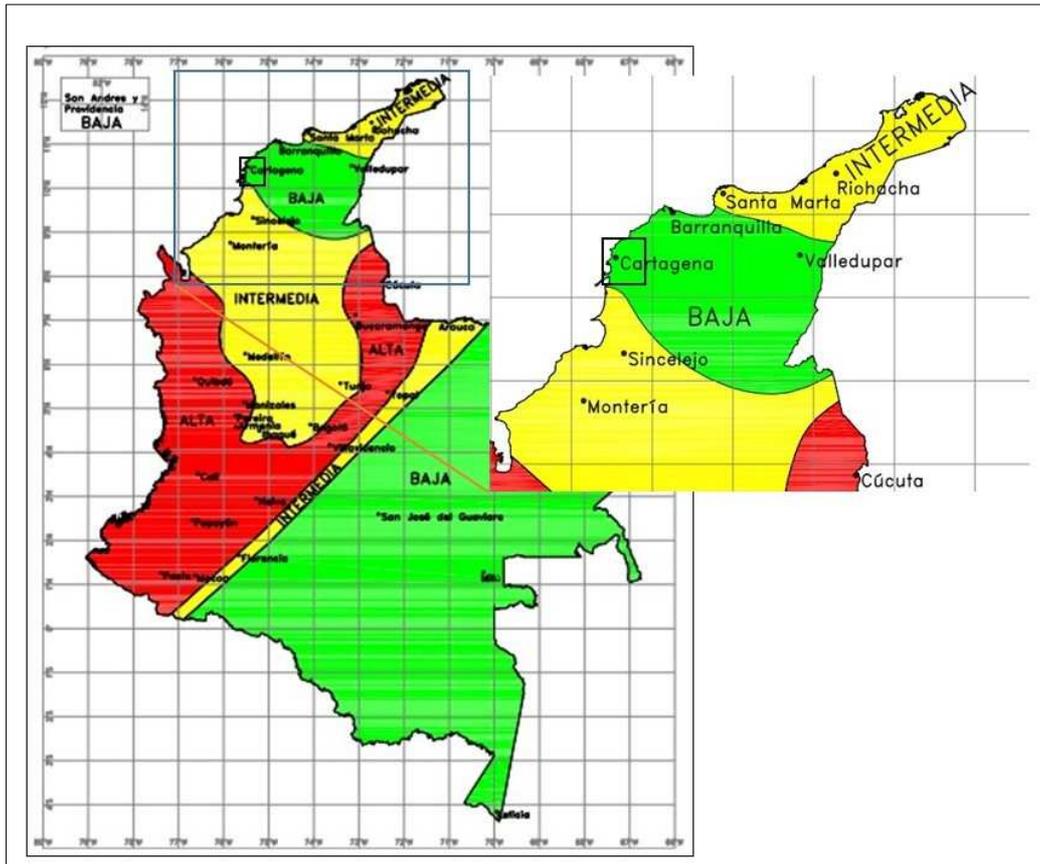


Figura 8. Zonificación de amenaza sísmica en Colombia y Cartagena. Modificado de AIS (2009).

3.2. Trabajos realizados

3.2.1. Trabajos de campo

La campaña de reconocimiento del terreno para la redacción del estudio geotécnico se ha llevado a cabo mediante los trabajos indicados en la Tabla 1. Los puntos de investigación se han posicionado mediante GPS, a partir de la información y el plano facilitado por el cliente.

Tabla 1. Resumen de los trabajos de reconocimiento del terreno realizados.

Tipo de reconocimiento	Número	Profundidad alcanzada
Sondeos	14	Entre 15,00 y 25,0 m



Sondeos

Se han realizado un total de 14 sondeos a rotación con extracción de muestra continua con un total de 305 m perforados. La Tabla 2 indica la situación y profundidad de los sondeos:

Tabla 2. Localización y profundidad de los sondeos realizados.

Sondeo	Profundidad alcanzada	Coordenadas		
		X	Y	Z
BH-1	25,00 m	845697.000	1637747.000	1.000
BH-2	25,00 m	1637673.000	845750.000	1.000
BH-3	15,00 m	1637647.000	845857.000	1.000
BH-4	20,00 m	1637625.000	845717.000	1.000
BH-5	25,00 m	845741.000	1637595.000	1.000
BH-6	25,00 m	845759.000	1637555.000	1.000
BH-7	25,00 m	845741.000	1637595.000	1.000
BH-8	25,00 m	845682.000	1637532.000	1.000
BH-9	25,00 m	845714.000	1637506.000	1.000
BH-10	20,00 m	845716.000	1637471.000	1.000
BH-12	20,00 m	845657.000	1637400.000	1.000
BH-13	20,00 m	845591.000	1637318.000	1.000
BH-14	20,00 m	845535.000	1673268.000	1.000
BH-15	15,00 m	845755.000	1637495.000	1.000

En la Figura 9 se recoge la localización de los sondeos en la zona de estudio.



Figura 9. Localización de los sondeos en la zona de estudio.

Para la realización de los sondeos se empleó una máquina de rotación, dotada de sistema *wire line*, con barrenas HQ de diámetro 63,5 mm.

En el interior de los sondeos, y con el fin de conocer la capacidad portante de los diferentes niveles atravesados, se realizaron ensayos de penetración dinámica estándar (SPT), cuyo procedimiento operatorio y resultado se incluye más adelante.

Asimismo, se tomaron muestras inalteradas mediante toma muestras de pared delgada Shelby para caracterizar geotécnicamente los materiales.

En el Anexo I se puede encontrar los informes de cada sondeo donde se describen los materiales atravesados en cada sondeo, así como sus columnas estratigráficas.

Ensayo penetración dinámica estándar (SPT)

Se define el ensayo de penetración dinámica estándar (SPT) como el número de golpes necesarios para conseguir una penetración de treinta centímetros (30 cm) de un tomamuestras con una maza de 63,5 Kg cayendo desde una altura de setenta y cinco centímetros (75 cm).

Se utiliza para arenas la cuchara de Terzaghi y Peck (Standard) de 2 pulgadas de diámetro exterior y 1 3/8 pulgadas de diámetro interior, y para gravas la puntaza cónica de 2 pulgadas de diámetro y ángulo en la punta 60°.

Al alcanzarse la profundidad determinada en la que se desea realizar el ensayo, es necesario detener la perforación, pues no debe estar revestido el agujero por debajo de la cota en que se vaya a medir la penetración. Una vez que el tomamuestras SPT se encuentra en el fondo del sondeo se marcan 45 cm en la varilla divididos en grupos de 15 cm (N_{15}).

A continuación, se cuentan los golpes necesarios para introducir los 30 cm últimos (separando los correspondientes a cada uno de los dos grupos de 15 cm), denominando a la suma como N_{30} .

En todo momento debe observarse si el tomamuestras penetra bajo su propio peso y cuantos centímetros se introduce.

Se debe suspender el ensayo cuando después de dar una serie de 100 golpes no se han introducido la totalidad de los 30 cm. También se suspenderá el ensayo cuando después de dar 50 golpes el descenso de la varilla ha sido inferior a 5 cm.

En ambos casos se considera que se ha producido “rechazo” (R), es decir, imposibilidad a continuar la hincada por presentar el terreno una elevada resistencia.

La Tabla 3 recogen los resultados obtenidos en los ensayos SPT realizados en los sondeos mecánicos indicados anteriormente. La relación de los resultados del golpeo N_{30} con la profundidad se muestra en la Figura .

Tabla 3. Resultados obtenidos en los ensayos SPT realizados.

Sondeo	Profundidad (m)	Número de golpes				Litología
		N_{15}	N_{15}	N_{15}	N_{30}	
S-1	1,3-1,75	8	8	10	18	Horizonte Orgánico
	4,2-4,65	8	10	13	23	Arcilla Limosa
	6,15-6,6	14	12	11	33	Arcilla Limosa
	12-12,45	12	13	14	27	Arcilla Limosa
S-2	1,45-1,90	3	8	8	11	Horizonte Orgánico
	3,95-4,40	13	23	28	51	Limo Arenoso
S-3	1,45-1,9	3	5	7	12	Arcilla Limosa
	3,45-3,95	6	9	12	21	Arcilla Limosa
	6,45-6,91	10	10	12	22	Arena Fina
	12,0-12,45	4	5	8	13	Arena Media



	14,0-15,45	7	8	11	19	Arcilla Limosa
S-4	1,45-1,9	3	4	7	11	Horizonte Orgánico
	3,45-3,9	5	6	9	15	Arcilla Limosa
	6,0-6,45	7	11	18	29	Arcilla Limosa
S-5	3,95-3,95	R	-	-	R	Arcilla Limosa
	6,15-6,60	14	12	11	23	Arcilla Limosa
	12,0-12,45	9	11	13	24	Arcilla Limosa
	15,0-15,45	7	8	13	21	Arcilla Limosa
	18,0-18,45	16	23	25	48	Arcilla Limosa
S-6	1,45-1,9	3	5	6	11	Horizonte Orgánico
	3,85-4,3	4	6	8	14	Arcilla Limosa
	9,0-9,75	9	11	13	24	Arcilla Limosa
	11,0-11,45	5	7	9	16	Arcilla Limosa
	12,5-12,95	8	9	11	20	Arcilla Limosa
	14,8-15,25	12	14	16	30	Arcilla Limosa
	18,0-18,45	7	8	11	19	Arcilla Limosa
S-7	19,0-19,45	10	12	14	26	Arcilla Limosa
	1,45-1,9	5	3	6	9	Rellenos Antrópicos
	3,85-4,3	5	6	7	13	Horizonte Orgánico
	8,30-8,75	10	12	15	27	Arcilla Limosa
	11,0-11,45	9	12	13	25	Arcilla Limosa
	13,5-13,95	8	9	11	20	Arcilla Limosa
	16,0-16,45	12	14	17	31	Arcilla Limosa
S-8	18-18,45	13	15	18	33	Arcilla Limosa
	1,45-1,9	2	3	5	8	Horizonte Orgánico
	3,85-4,3	3	4	31	35	Horizonte Orgánico
	6,45-6,9	4	6	10	16	Arcilla Limosa
	9,0-9,45	5	7	8	15	Arcilla Limosa
	12,0-12,45	8	9	11	20	Arcilla Limosa
	15,0-15,45	7	8	10	18	Arcilla Limosa
	18,0-18,45	7	9	11	20	Arcilla Limosa
S-9	20,0-20,45	10	20	11	31	Arcilla Limosa
	1,45-1,9	5	3	6	9	Rellenos Antrópicos
	3,85-4,3	5	6	7	13	Horizonte Orgánico
	8,30-8,75	10	12	15	27	Arcilla Limosa
	11,0-11,45	9	12	13	25	Arcilla Limosa
	13,5-13,95	8	9	11	20	Arcilla Limosa
	16,0-16,45	12	14	17	31	Arcilla Limosa
18-18,45	13	15	18	33	Arcilla Limosa	



S-10	1,45-1,9	8	10	15	25	Horizonte Orgánico
	3,95-4,40	4	5	7	12	Arcilla Limosa
	6,45-6,90	5	7	9	16	Arcilla Limosa
	12,0-12,45	11	12	15	27	Arcilla Limosa
S-12	1,45-1,9	3	4	5	9	Arena Limosa
	4,45-4,90	13	17	18	35	Arena Limosa
	6,95-7,40	8	11	13	24	Arena Limosa
	15,0-15,45	9	12	15	27	Arena Limosa
	18,0-18,45	9	12	15	27	Arena Limosa
S-13	1,95-2,4	5	7	12	19	Horizonte Orgánico
	4,85-5,30	4	6	8	14	Arena Limosa
	8,65-9,10	8	8	10	18	Arena Limosa
	12,0-12,45	7	11	13	24	Arena Limosa
	15,0-15,45	11	12	14	26	Arena Limosa
S-14	1,45-1,9	2	3	3	6	Horizonte Orgánico
	3,95-4,40	3	4	7	11	Arena Limosa
	7,50-7,50	R	-	-	R	Arena Limosa
	9,45-9,90	13	11	14	25	Arena Limosa
	12,0-12,45	10	12	14	26	Arena Limosa
	15,0-14,45	10	13	18	34	Arena Limosa
	18,0-18,36	18	28	R	R	Arena Limosa
S-15	4,45-4,90	6	7	7	14	Horizonte Orgánico
	7,45-7,90	5	6	6	12	Arena Limosa
	10,0-10,45	8	9	11	20	Arena Limosa
	12,0-12,45	R	-	-	R	Arena Limosa

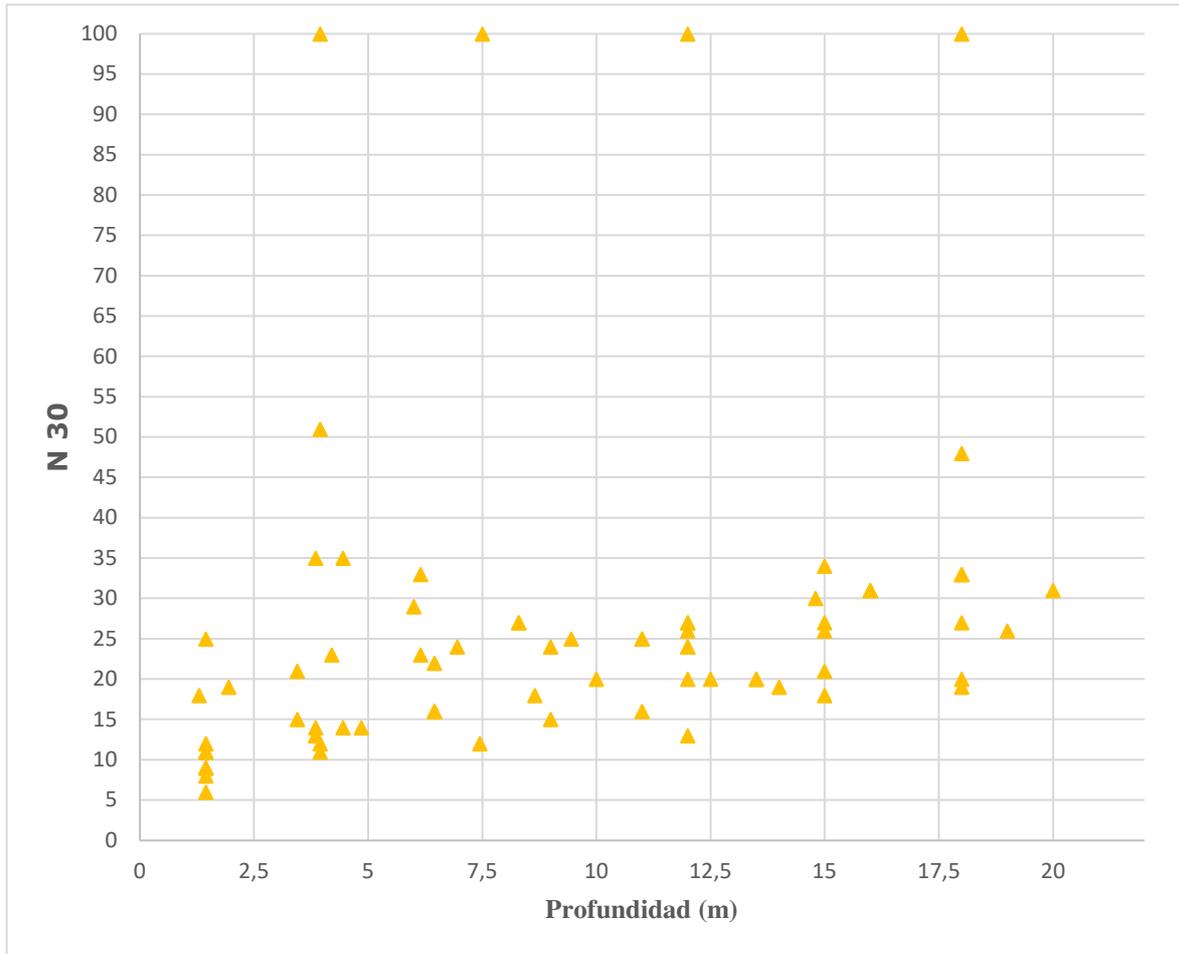


Figura 10. Relación de los resultados del golpeo N_{30} con la profundidad (un valor de N_{30} igual a 100 indica rechazo).

Tomografía Sísmica

Se realizaron tomografías de refracción sísmica y MASW con el objetivo de caracterizar el subsuelo en función de sus propiedades sísmicas aprovechando las velocidades de las ondas P, S y el contenido frecuencial de las ondas Rayleigh, para la definición de la estructura del subsuelo y la clasificación de este mismo según sus propiedades geomecánicas – geotécnicas.

Se realizaron un total de 4 líneas sísmicas que se pueden observar en la Figura 11.

Las tomografías fueron llevados a cabo por personal especializado de la empresa AGG, Applied Geology and Geophysics.

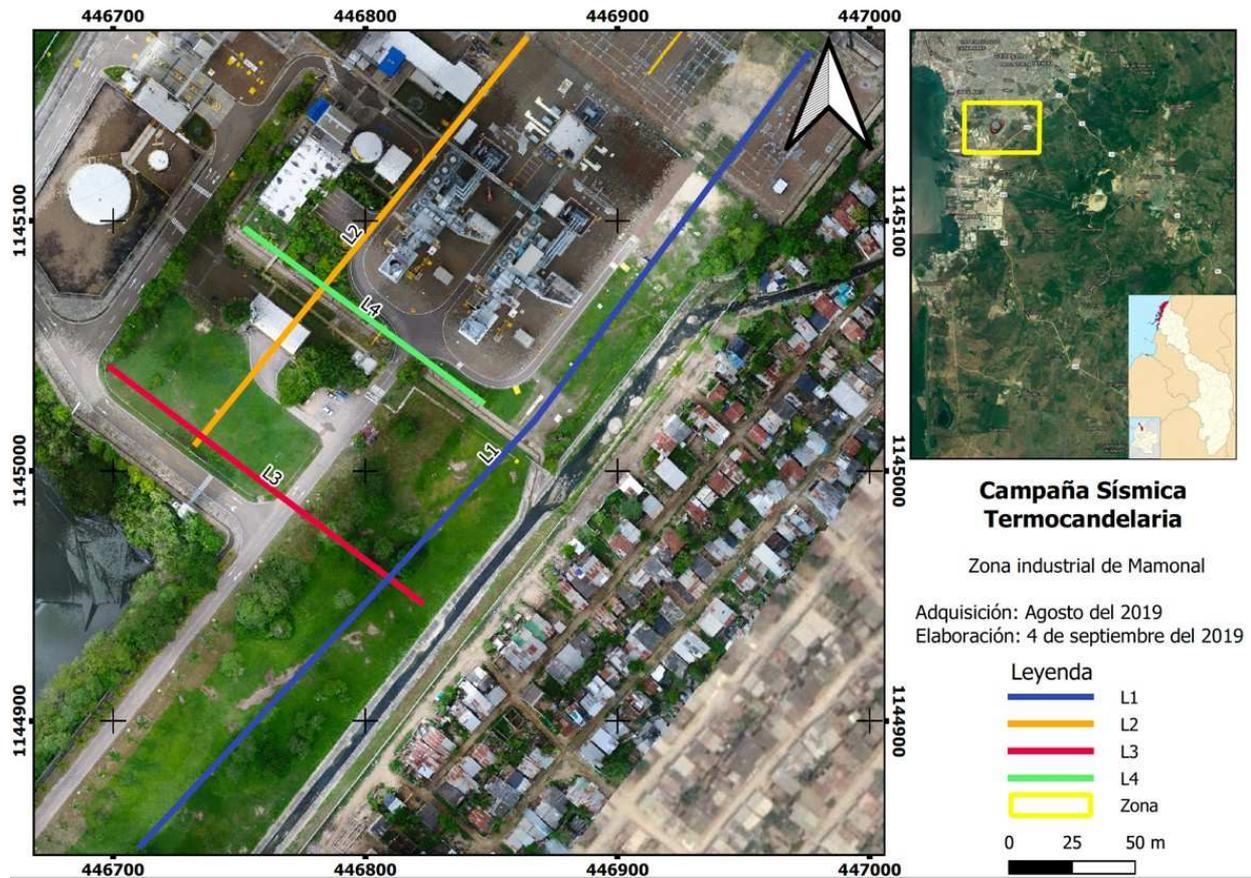


Figura 11. Localización de los perfiles de tomografía sísmica realizados.

Se utilizaron 24 geófonos de 1C y 4.5 Hz para la adquisición de datos de ondas de cuerpo bajo registros de medio segundo, para el análisis de ondas superficiales, se realizaron adquisiciones de dos segundos; en ambos casos, el procedimiento sigue la norma ASTM D5777. Mediante el arreglo de refracción se obtuvieron secciones tomográficas para cada arreglo y los sondeos MASW proporcionaron perfiles Vs30 en las zonas de las líneas 1 y 3.

Con el fin de resolver en espacio el objetivo, se realizó una adquisición de datos de tal manera que esta ocupase la mayor cantidad de área superficial disponible, priorizando zonas de interés geotécnico. Para la caracterización en arreglos de líneas extensas en la zona de estudio, se realizó el procedimiento roll-along, que consiste en el movimiento del arreglo sísmico, preservando consistencia en la separación de geófonos y dirección de adquisición. La Figura 12 presenta la disposición de las líneas georreferenciadas en un plano y la segmentación (o cada movimiento roll-along), para las líneas principales propuestas.

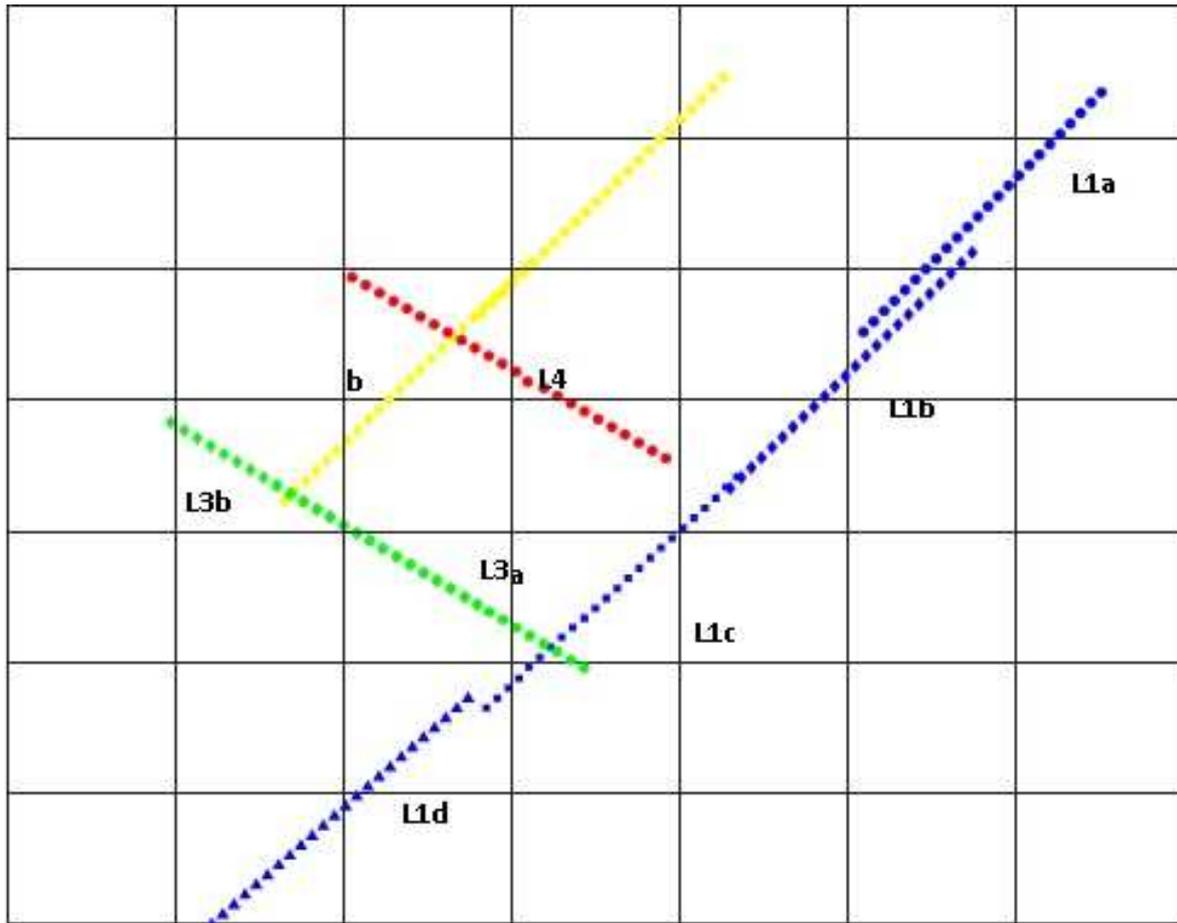


Figura 12. Disposición de las líneas georreferenciadas en un plano y la segmentación (o cada movimiento roll-along), para las líneas principales propuestas.

3.2.2. Ensayos de laboratorio

Ensayos realizados

De los sondeos ejecutados se extrajeron un total de 18 muestras inalteradas, a partir de las cuales se realizaron los siguientes ensayos de identificación, resistencia y deformabilidad:

- Análisis granulométrico por tamizado (INV E-123-13).*
- Límites de Atterberg (INV E-125-13 y INV E-126-13).*
- Determinación de la humedad actual (INV E-122-13)*
- Densidad y peso unitario por el método de la balanza hidrostática (UNE 103301/94).*
- Ensayo de compresión inconfiada en muestras de suelos (INV E-152-13)*
- Ensayo de corte directo en muestras de suelo, CD (INV E-154-13)*

Las muestras, una vez en el Laboratorio, fueron examinadas por personal especializado y agrupadas de modo conveniente.

La **¡Error! La autoreferencia al marcador no es válida.** resume el número de ensayos realizados. Los ensayos fueron llevados a cabo por la empresa COLCONTROL, SAS.

Tabla 4. Ensayos de laboratorio realizados.

Ensayo		Numero												
		BH-1	BH-2	BH-3	BH-4	BH-5	BH-6	BH-7	BH-8	BH-9	BH-12	BH-13	BH-14	BH-15
Identificación	<i>Clasificación USCS y AASHTO</i>	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	<i>Determinación de la humedad actual</i>	3	3	3	5	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	<i>Densidad y peso unitario</i>	3	3	4	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	<i>Análisis granulométrico por tamizado</i>	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	<i>Límites de Atterberg</i>	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	<i>Gravedad Esp. Partículas Solidas</i>				1									
Resistencia	<i>Compresión inconfiada en suelo</i>	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	<i>Corte directo</i>		1		1	1	1	1		1				
Alterabilidad	<i>Hinchamiento libre</i>				1									

Resultado de los ensayos

La Tablas 5, 6 y 7 resumen los resultados de estos ensayos, así como la clasificación USCS (ASTM D2487-17) y AASTHO (AASHTO M 145-91) de los materiales.

Tabla 5. Resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio.

Sondeo	Profundidad (m)	Tipo muestra	Granulometría, Pasa (%)					Límites de Atterberg			Clasificación		Estado			Comp.		Corte directo					
			3/4"	#4	#10	#40	#200	LL	LP	IP	USCS	AASHTO	w (%)	γ _s (Tn/m ³)	γ _p (Tn/m ³)	q _u (kPa)	Deformación (%)	c' (kPa)	φ' (°)	Tipo	C _u (kPa)	φ _u (°)	
S-1	4,2-4,65	SPT	100,0	100	100	99,6	98,9	73,4	28,8	44,6	CH	A-7-6 (52)	32,3	1,480	1,958	-	-	-	-	-	-	-	-
	6,15-6,6	SPT	100,0	100	99,8	99,2	98,1	75,1	30,5	44,6	CH	A-7-5 (53)	30,5	1,493	1,948	-	-	-	-	-	-	-	-
	8-8,45	MI	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	491,33	6,25	-	-	-	-	-	-
	12-12,45	SPT	100,0	100	100	99,7	99,5	72,3	29,8	42,5	CH	A-7-6 (51)	32,3	1,455	1,924	-	-	-	-	-	-	-	-
S-2	1,45-1,9	SPT	88,3	69,4	56,7	47,6	36,4	31,3	16,0	15,3	SC	A-6 (1)	21,6	1,713	2,083	-	-	-	-	-	-	-	-
	3,5-3,95	MI	100,0	91,9	87,1	77,6	62,9	33,8	18,3	15,5	CL	A-6 (8)	13,1	1,851	2,093	170,74	12,49	-	-	UU	57,2	9,0	
	18-18,36	MI	100,0	100,0	100,0	99,8	99,7	69,8	29,3	40,5	CH	A-7-6 (49)	29,6	1,509	1,956	-	-	-	-	-	-	-	-
S-3	1,45-1,9	SPT	100,0	98,6	97,6	95,8	83,0	52,0	20,2	31,8	CH	A-7-6 (27)	25,9	1,561	1,965	-	-	-	-	-	-	-	-
	3,45-3,95	SPT	100,0	99,4	98,2	93,9	45,3	27,0	17,5	9,5	SC	A-4 (1)	17,5	1,760	2,068	-	-	-	-	-	-	-	-
	3-3,45	MI	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20,0	-	-	151,62	17,47	-	-	-	-	-	-
	6,45-6,91	SPT	96,7	94,7	91,8	71,6	7,9	-	-	NP	SP-SM	A-3 (0)	13,6	1,733	2,080	-	-	-	-	-	-	-	-
S-4	1,45-1,9	SPT	100,0	99,2	96,8	93,6	77,4	55,0	21,3	33,7	CH	A-7-6 (27)	23,0	1,640	2,017	-	-	-	-	-	-	-	-
	3-3,45	MI	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	22,6	-	-	-	-	-	-	CU	54,8	7,9	
	3,45-3,9	SPT	100,0	98,6	95,3	83,4	48,3	30,4	16,1	14,3	SC	A-6 (3)	16,4	1,862	2,167	-	-	-	-	-	-	-	-
	6-6,45	SPT	100,0	90,6	84,5	51,3	13,4	-	-	NP	SM	A-2-4 (0)	10,0	1,598	2,002	-	-	-	-	-	-	-	-
	9,5-9,9	MI	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	25,3	-	-	540,86	7,54	-	-	-	-	-	-
S-5	6,45-6,75	MI	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	322,85	6,30	50,5	14,9	CD	-	-	
	12-12,45	SPT	100,0	100,0	100,0	99,6	96,4	67,8	25,3	42,5	CH	A-7-6 (48)	35,8	1,401	1,903	-	-	-	-	-	-	-	-
	15-15,45	SPT	100,0	99,9	99,7	99,2	98,2	67,2	27,9	39,3	CH	A-7-6 (45)	31,3	1,452	1,906	-	-	-	-	-	-	-	-
	18-18,45	SPT	100,0	100,0	99,5	98,2	95,2	65,0	28,4	36,6	CH	A-7-6 (42)	24,2	1,539	1,912	-	-	-	-	-	-	-	-

Notación: MI Muestra inalterada (Shelby); MA muestra alterada (bolsa); LL límite líquido; LP límite plástico; IP índice de plasticidad; NP no plástico; w humedad natural; γ_s densidad seca; γ_p densidad aparente; q_u Resistencia a compresión uniaxial; e₀ índice de huecos inicial; σ'_p presión de preconsolidación; C_c índice de compresión; C_e índice de hinchamiento.

* Datos obtenidos sobre muestras no inalteradas

Tabla 6. Resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio.

Sondeo	Profundidad (m)	Tipo muestra	Granulometría, Pasa (%)					Límites de Atterberg			Clasificación		Estado			Comp.		Corte directo					
			3/4"	#4	#10	#40	#200	LL	LP	IP	USCS	AASHTO	w (%)	γ _s (Tn/m ³)	γ _p (Tn/m ³)	q _u (kPa)	Deformación (%)	c' (kPa)	φ' (°)	Tipo	C _u (kPa)	Φ _u (°)	
S-6	3,4-3,85	MI	100,0	100,0	100,0	91,7	20,6	-	-	NP	SM	A-2-4 (0)	19,7	1,713	2,072	-	-	-	-	-	-	-	-
	6-6,45	MI	100,0	99,8	98,9	71,5	27,5	20,6	14,9	5,7	SM-SC	A-2-4 (0)	23,3	1,698	2,094	-	-	-	-	-	-	-	-
	9-9,45	MI	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	330,89	7,50	-	-	UU	40,1	3,3	
	9,3-9,75	SPT	100,0	100,0	100,0	99,6	98,5	69,4	29,4	40,0	CH	A-7-6 (47)	28,7	1,540	1,982	-	-	-	-	-	-	-	-
S-7	1,45-1,9	SPT	100,0	99,5	96,9	93,8	89,1	62,2	21,1	41,1	CH	A-7-6 (40)	28,0	1,534	1,963	-	-	-	-	-	-	-	-
	3,4-3,85	MI	100,0	100,0	100,0	99,2	97,1	64,0	28,7	35,3	CH	A-7-6 (41)	26,5	1,572	1,988	226,15	12,48	-	-	CU	37,1	12,9	
	8,3-8,75	SPT	100,0	99,0	97,7	93,9	77,1	39,3	20,7	18,6	CL	A-6 (14)	47,7	1,324	1,955	-	-	-	-	-	-	-	
S-8	3,4-3,85	MI	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	160,50	15,00	-	-	-	-	-	
	3,85-4,3	SPT	100,0	100,0	100,0	99,9	98,9	61,5	29,2	32,3	CH	A-7-5 (38)	24,5	1,586	1,975	-	-	-	-	-	-	-	
	6,45-6,9	SPT	100,0	100,0	99,9	99,6	98,3	62,6	26,1	36,5	CH	A-7-6 (42)	27,8	1,567	2,003	-	-	-	-	-	-	-	
	12-12,45	SPT	100,0	100,0	100,0	99,8	91,9	43,0	19,6	23,4	CL	A-7-6 (22)	29,3	1,473	1,904	-	-	-	-	-	-	-	
S-9	1,95-2,4	SPT	100,0	98,0	97,2	96,5	79,6	44,1	19,3	24,8	CL	A-7-6 (20)	22,4	1,684	2,061	-	-	-	-	-	-	-	
	3,5-3,95	MI	100,0	98,9	97,6	94,7	62,6	33,4	16,4	17,0	CL	A-6 (8)	17,9	1,830	2,157	275,70	15,00	-	-	-	-	-	
	6-6,45	MI	100,0	99,9	99,7	96,7	74,5	45,4	18,3	27,1	CL	A-7-6 (19)	18,8	1,780	2,115	-	-	54,7	15,2	CD	-	-	
S-12	1,45-1,9	SPT	100,0	100,0	100,0	99,7	81,4	38,4	17,5	20,9	CL	A-6 (16)	22,7	1,619	1,987	-	-	-	-	-	-	-	
	4-4,45	MI	100,0	99,9	98,9	97,0	87,0	52,7	25,2	27,5	CH	A-7-6 (27)	28,3	1,521	1,952	212,03	6,15	-	-	-	-	-	
	6,5-6,95	MI	100,0	100,0	99,9	99,1	95,3	59,2	25,2	34,0	CH	A-7-6 (37)	27,9	1,553	1,986	-	-	-	-	-	-	-	

Notación: MI Muestra inalterada (Shelby); MA muestra alterada (bolsa); LL límite líquido; LP límite plástico; IP índice de plasticidad; NP no plástico; w humedad natural; γ_s densidad seca; γ_p densidad aparente; q_u Resistencia a compresión uniaxial; e₀ índice de huecos inicial; σ'_p presión de preconsolidación; C_c índice de compresión; C_u índice de hinchamiento.

* Datos obtenidos sobre muestras no inalteradas

Tabla 7. Resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio.

Sondeo	Profundidad (m)	Tipo muestra	Granulometría, Pasa (%)					Límites de Atterberg			Clasificación		Estado			Comp.		Corte directo					
			3/4"	#4	#10	#40	#200	LL	LP	IP	USCS	AASHTO	w (%)	γ _s (Tn/m ³)	γ _{ap} (Tn/m ³)	q _u (kPa)	Deformación (%)	c' (kPa)	φ' (°)	Tipo	C _u (kPa)	φ _u (°)	
S-13	1,5-1,95	MI	100,0	99,9	99,6	99,1	79,0	37,2	19,3	17,9	CL	A-6 (13)	24,9	1,667	2,082	-	-	-	-	-	-	-	-
	4,4-4,85	MI	100,0	99,4	98,5	96,2	90,4	47,5	20,4	27,1	CL	A-7-6 (26)	27,8	1,563	1,997	164,40	15,00	-	-	-	-	-	
	7,2-7,55	MI	100,0	100,0	100,0	99,8	96,4	66,7	24,8	41,9	CH	A-7-6 (47)	27,4	1,538	1,960	-	-	-	-	-	-	-	
S-14	1,45-1,9	SPT	100,0	100,0	99,8	99,4	82,9	48,0	20,9	27,1	CL	A-7-6 (23)	26,9	1,585	2,011	-	-	-	-	-	-	-	
	3,5-3,95	MI	100,0	100,0	99,9	98,4	86,3	49,7	24,1	25,6	CL	A-7-6 (24)	23,8	1,591	1,970	189,08	11,12	-	-	-	-	-	
	18-18,36	SPT	100,0	97,6	96,9	95,7	84,1	48,7	21,3	27,4	CL	A-7-6 (24)	23,8	1,631	2,019	-	-	-	-	-	-	-	
S-15	4-4,45	MI	100,0	98,5	98,2	97,6	92,1	64,7	24,5	40,2	CH	A-7-6 (42)	30,9	1,475	1,931	-	-	-	-	-	-	-	
	4,45-4,9	SPT	100,0	97,8	97,3	96,8	86,3	54,1	24,2	29,9	CH	A-7-6 (28)	27,9	1,518	1,941	-	-	-	-	-	-	-	
	7-7,45	MI	100,0	99,2	97,4	94,3	46,1	26,0	13,6	12,4	SC	A-6 (2)	20,1	1,728	2,075	75,71	14,97	-	-	-	-	-	

Notación: MI Muestra inalterada (Shelby); MA muestra alterada (bolsa); LL límite líquido; LP límite plástico; IP Índice de plasticidad; NP no plástico; w humedad natural; γ_s densidad seca; γ_{ap} densidad aparente; q_u Resistencia a compresión uniaxial; e₀ índice de huecos inicial; σ'_p presión de preconsolidación; C_c índice de compresión; C_s índice de hinchamiento.

* Datos obtenidos sobre muestras no inalteradas



3.3. Nivel freático

El nivel freático aparece muy cerca de la superficie, sobre los 0,4 m de profundidad en la mayoría del terreno, encontrándose puntualmente sobre 1 m de profundidad.

La tabla 8 recoge, para cada uno de los sondeos realizados, la profundidad a la que se detectó la presencia del nivel freático referida a la cota de superficie de los sondeos.

Tabla 8. Nivel freático

Sondeo	Profundidad nivel freático (m)
BH-1	1,65
BH-2	0,3
BH-3	0,45
BH-4	0,4
BH-5	0,45
BH-6	0,3
BH-7	0,4
BH-8	1,2
BH-9	0,22
BH-10	1,15
BH-12	1,1
BH-13	1,4
BH-14	0,4
BH-15	0,4

3.4. Características litológicas y geotécnicas del subsuelo

3.4.1. Perfil geotécnico del terreno

Con base a los materiales observados en cada sondeo y a partir de los ensayos realizados, se reconoce un terreno constituido fundamentalmente por cinco unidades geotécnicas (UG), que se representan en los perfiles litológicos correspondientes que se incluyen en el Anexo 2, y que se describen en el epígrafe siguiente.

3.4.2. Descripción de unidades geotécnicas

3.4.2.1. *Unidad Geotécnica UG-1: Rellenos antrópicos*

Descripción general

Esta unidad está constituida por un material heterogéneo compuesto por rellenos antrópicos y limos calcáreos. Se pueden encontrar fragmentos de coral subangulares a subredondeados de 3 cm de diámetro.

La Figura 13 muestra el aspecto general de esta unidad.



Figura 13. Aspecto general de la Unidad Geotécnica UG-1

La unidad presenta una potencia de entre 0,5 m y 1,50 m aproximadamente, tiene una humedad moderada y baja plasticidad, así como baja resistencia a la penetración en campo ($<0,5 \text{ kgf/cm}^2$) y baja resistencia al corte en campo (1 kgf/cm^2).

Esta unidad no se detalla más debido a que no se debería considerar a efectos de resistencia del terreno. Se recomienda su eliminación como tarea previa a la realización de las obras. Además, no está presente en la totalidad del área, únicamente aparece puntualmente; su extensión se muestra en los registros de los sondeos, así como en los perfiles transversales adjuntos en el anexo 3.

Excavabilidad

A partir de los resultados de las tomografías sísmicas se puede definir la dificultad para excavar esta unidad geotécnica. Esta unidad se puede Rippar con un Bulldozer D9.

3.4.2.2. Unidad Geotécnica UG-2: Arcillas de Alta Plasticidad

Descripción general

Esta unidad está constituida por arcillas y limos de color pardo amarillento, firme a suave con humedad moderada y plasticidad media.

La unidad se puede subdividir en dos secciones y su extensión y cotas de aparición en los perfiles transversales adjuntos en el anexo IV:

- UG- 2A: Compuesta de Arcillas de alta plasticidad con materia orgánica.
- UG2- 2B: Compuesta de Arcillas de alta plasticidad.

En las capas superiores presenta materia orgánica, a mayor profundidad presenta niveles de arena muy fina y gravas en cantidades variables y coloración rojizas a amarillentas producto de oxidación.

La unidad presenta una potencia de entre 3 m y 11,00 m, y se extiende por debajo de la unidad UG 1 en algunos sondeos, pero mayoritariamente aparece en superficie.

La Figura 14 muestra el aspecto general de esta unidad.



Figura 14. Aspecto general de la Unidad Geotécnica UG-2

La unidad en su conjunto presenta para el SPT un N_{30} entre 10 y 30. Tomando para la UG-2 A un valor medio de 13 y para la UG-2 B de 21.

A partir de este valor se puede deducir la densidad relativa del terreno, su ángulo de rozamiento interno y el módulo de deformación.



Identificación

Para clasificar estos materiales se tienen los resultados de los ensayos (Tabla 8 y 9).

Tabla 8. Ensayos de identificación en la Unidad Geotécnica UG-2 A

Sondeo	Prof. (m)	Pasa (%)					Límites de Atterberg			Clasificación USCS
		3/4"	#4	#10	#40	#200	LL	LP	IP	
S-3	1,45-1,9	100	98,6	97,6	95,8	83	52	20,2	31,8	CH
S-4	1,45-1,9	100	99,2	96,8	93,6	77,4	55	21,3	33,7	CH
S-7	1,45-1,9	100	99,5	96,9	93,8	89,1	62,2	21,1	41,1	CH
	3,4-3,85	100	100	100	99,2	97,1	64	28,7	35,3	CH
S-8	3,85-4,3	100	100	100	99,9	98,9	61,5	29,2	32,3	CH
S-9	1,95-2,4	100	98	97,2	96,5	79,6	44,1	19,3	24,8	CL
S-13	1,5-1,95	100	99,9	99,6	99,1	79	37,2	19,3	17,9	CL
S-14	1,45-1,9	100	100	99,8	99,4	82,9	48	20,9	27,1	CL
	3,5-3,95	100	100	99,9	98,4	86,3	49,7	24,1	25,6	CL
Mínimo	-	88,1	81,0	78,5	54,0	34,5	30,4	17,2	12,9	-
Máximo	-	100,0	100,0	100,0	98,5	74,4	41,3	22,6	18,7	-
Media	-	98,3	93,6	90,6	82,1	58,0	35,1	19,3	15,8	-
Des. típica	-	3,8	5,6	6,8	12,8	12,3	3,8	1,9	2,0	-

Tabla 9. Ensayos de identificación en la Unidad Geotécnica UG-2 B

Sondeo	Prof. (m)	Pasa (%)					Límites de Atterberg			Clasificación USCS
		3/4"	#4	#10	#40	#200	LL	LP	IP	
S-1	4,2-4,65	100	100	100	99,6	98,9	73,4	28,8	44,6	CH
	6,15-6,6	100	100	99,8	99,2	98,1	75,1	30,5	44,6	CH
	8-8,45	-	-	-	-	-	-	-	-	CH
S-9	3,5-3,95	100	98,9	97,6	94,7	62,6	33,4	16,4	17	CH
	6-6,45	100	99,9	99,7	96,7	74,5	45,4	18,3	27,1	CH
S-15	4-4,45	100	98,5	98,2	97,6	92,1	64,7	24,5	40,2	CH
	4,45-4,9	100	97,8	97,3	96,8	86,3	54,1	24,2	29,9	CL
Mínimo	-	100,0	97,8	97,3	94,7	62,6	33,4	16,4	17,0	-
Máximo	-	100,0	100,0	100,0	99,6	98,9	75,1	30,5	44,6	-
Media	-	100,0	99,2	98,8	97,4	84,3	55,5	23,2	32,1	-
Des. típica	-	0,0	0,9	1,2	1,8	14,3	16,4	5,6	11,1	-

En base a los ensayos realizados, los materiales se clasifican geotécnicamente de acuerdo con la clasificación USCS de Casagrande (ASTM D2487-17) Arcillas de Alta plasticidad, CH. La variación del porcentaje de finos (partículas menores de 0,08 mm) se puede observar a continuación (Figura 15).

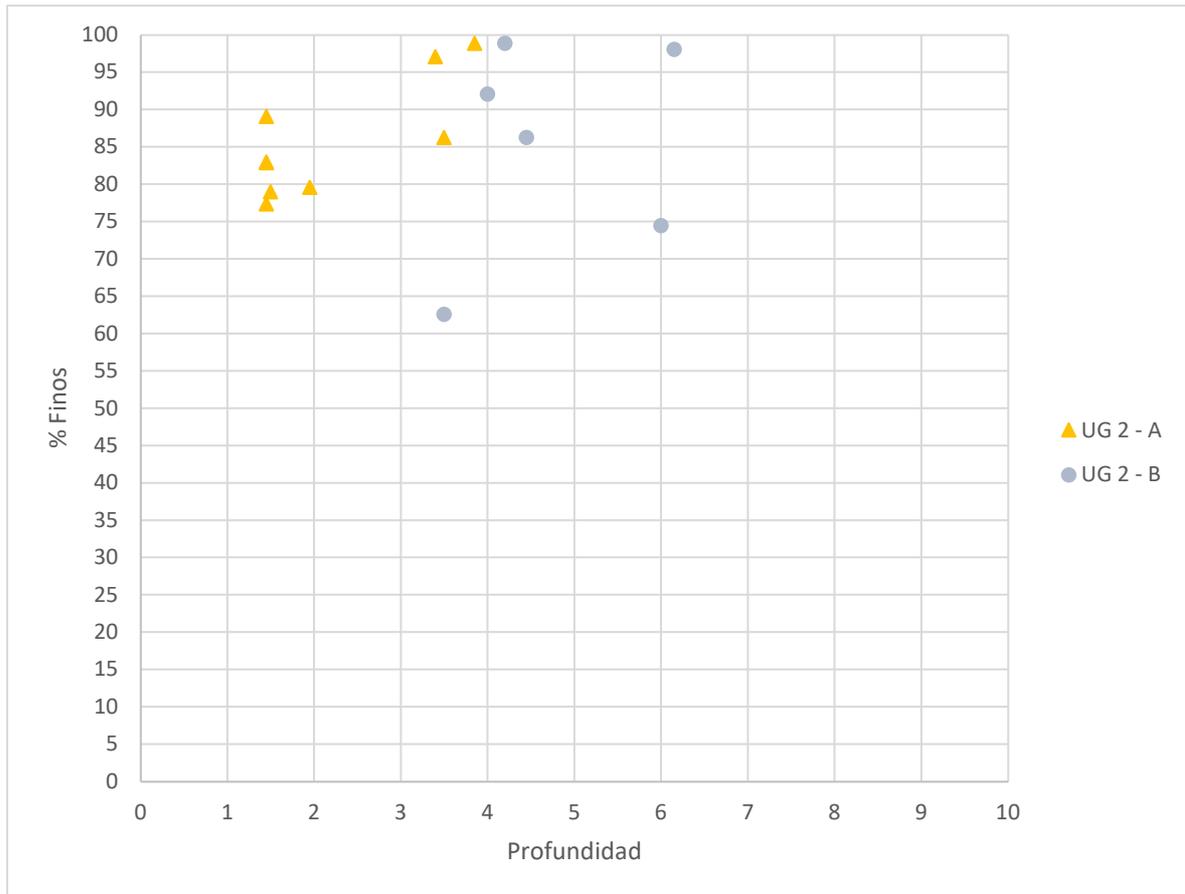


Figura 15. Variación de finos (partículas menores de 0,08 mm) con la profundidad en la Unidad Geotécnica UG-2.

Estado

Para definir las propiedades elementales de los materiales de esta unidad, humedad (w), densidad seca (γ_d) y densidad aparente (γ_{ap}), se tienen los resultados de los ensayos (Tabla 10 y 11):

Tabla 10. Ensayos de estado en la Unidad Geotécnica UG-2A.

Sondeo	Prof. (m)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	γ_{ap} (kN/m ³)
S-3	1,45-1,9	25,9	15,61	19,65
S-4	1,45-1,9	23	16,4	20,17
S-7	1,45-1,9	28	15,34	19,63
	3,4-3,85	26,5	15,72	19,88
S-8	3,85-4,3	24,5	15,86	19,75
S-9	1,95-2,4	22,4	16,84	20,61
S-13	1,5-1,95	24,9	16,67	20,82
S-14	1,45-1,9	26,9	15,85	20,11
	3,5-3,95	23,8	15,91	19,7
Mínimo	-	22,4	15	20



<i>Máximo</i>	-	28,0	17	21
<i>Media</i>	-	25,0	16	20
<i>Desv. Típica</i>	-	1,9	0,1	0,0

Tabla 11. Ensayos de estado en la Unidad Geotécnica UG-2B.

Sondeo	Prof. (m)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	γ_{ap} (kN/m ³)
S-1	4,2-4,65	32,3	14,8	19,58
	6,15-6,6	30,5	14,93	19,48
S-9	3,5-3,95	17,9	18,3	21,57
	6-6,45	18,8	17,8	21,15
S-15	4-4,45	30,9	14,75	19,31
	4,45-4,9	27,9	15,18	19,41
<i>Mínimo</i>	-	17,9	15	19
<i>Máximo</i>	-	32,3	18	22
<i>Media</i>	-	25,7	16	20
<i>Desv. Típica</i>	-	6,4	0,2	0,1

La humedad muestra en general valores medios (Figura 16). La densidad seca y la densidad aparente son bastante constantes, y no se aprecia una tendencia a aumentar con la profundidad (Figura 17).

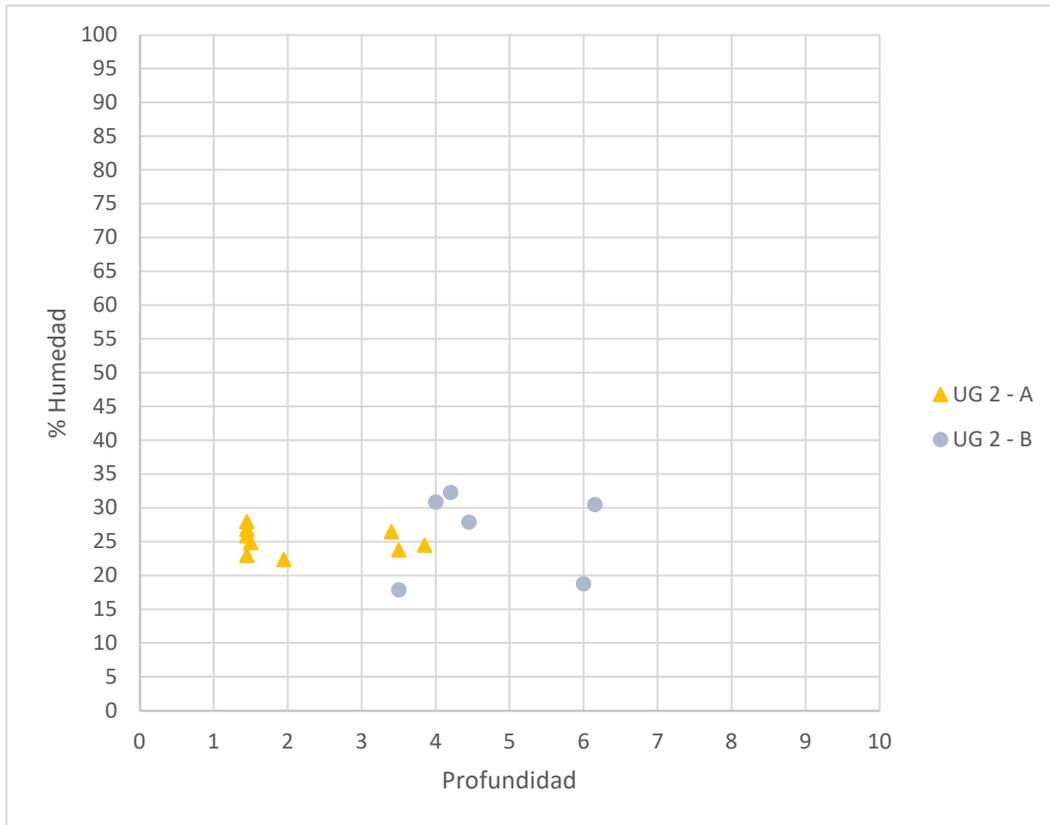


Figura 16. Variación de la humedad con la profundidad en la Unidad Geotécnica UG-2.

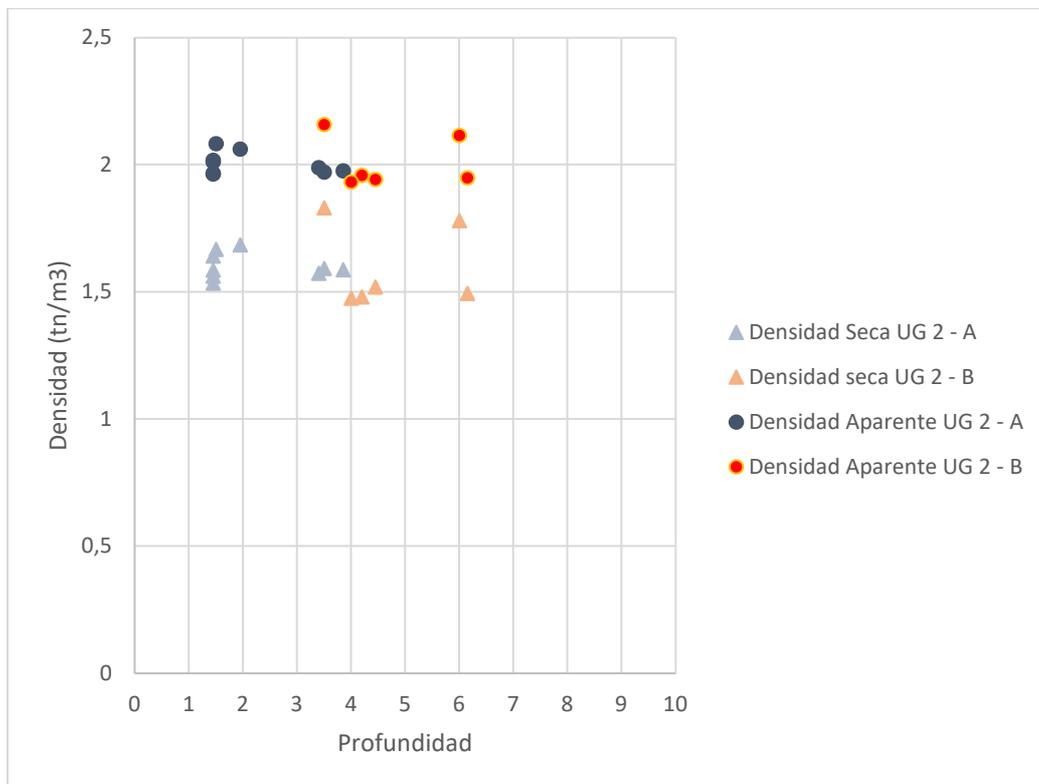


Figura 17. Variación de la densidad seca y la densidad aparente con la profundidad en la Unidad Geotécnica UG-2



A la vista de estos datos, como representativos del estado del suelo para la Unidad Geotécnica UG-2, se considera oportuno tomar los siguientes valores:

- Humedad, w : 25,0%.
- Densidad seca, γ_d : 16,0 kN/m³.
- Densidad aparente, γ_{ap} : 20,0 kN/m³.

Si se asume un valor del peso específico relativo de las partículas, G_s , igual a 2,65, valor usual para una arcilla orgánica, es posible correlacionar matemáticamente todas las propiedades elementales y obtener así un valor representativo de cada una de ellas, tal y como se muestra en la 12.

Tabla 12. Propiedades elementales para la Unidad Geotécnica UG-2.

Propiedad elemental		Correlación	Valor
Humedad	w (%)	-	25,0
Peso específico relativo de las partículas	G_s (-)	-	2,6
Densidad seca	γ_d (kN/m ³)	-	16,0
Densidad aparente	γ_{ap} (kN/m ³)	-	20,0
Densidad saturada	γ_{sat} (kN/m ³)	$\gamma_{sat} = \gamma_w + \gamma_d \cdot (1 - 1/G_s)$	20,0
Porosidad	n (-)	$n = (G_s \cdot \gamma_w - \gamma_d) / (G_s \cdot \gamma_w)$	0,40
Índice de huecos	e (-)	$e = (G_s \cdot \gamma_w - \gamma_d) / \gamma_d$	0,66
Grado de saturación	S_r (%)	$S_r = G_s \cdot w / e$	101,0

Nota: γ_w corresponde a la densidad del agua, igual a 10 kN/m³.

De estos datos se desprende que se trata en general de un suelo con una elevada saturación (cerca del 100%), donde la diferencia entre la densidad aparente y la densidad saturada es muy reducida.

Resistencia y deformabilidad

En esta unidad geotécnica se tienen los siguientes ensayos mecánicos (Tabla13):

Tabla 13. Ensayos mecánicos en la Unidad Geotécnica UG-2.

Sondeo	Prof. (m)	q_u (kPa)	Corte directo			Unidad Geotécnica
			Tipo	c (kPa)	Φ (°)	
S-1	8-8,45	491,33	-	-		2 B
S-7	3,4-3,85	226,15	CU	37,1	12,9	2 A
S-8	3,4-3,85	160,5	-	-		2 A
S-9	3,5-3,95	275,7	-	-		2 B
S-9	6-6,45	-	CD	54,7	15,2	2 B
S-14	3,5-3,95	189,08	-	-		2 A



Para la obtención del módulo de deformación elástico de estos materiales, la correlación más clásica sería la de Butler, desarrollada para la arcilla de Londres y que se estableció en $E = 130 \times Cu$. Sin embargo, correlaciones realizadas mediante el modelo elástico sugeridas por Henkel (1971) y Wroth (1971) señalan una relación $E = 220 \times cu$ (E en kg/cm^2), obteniéndose para el conjunto de la UG-2: $E = 169,4 \text{ kg/cm}^2$.

A partir de las tomografías sísmicas se puede estimar:

- El valor del Módulo de Poisson estará entre 0,2 y 0,25.
- La velocidad de onda estará entre 100 y 250 m/s.
- La velocidad transversal, estará entre 150 y 200 m/s.
- El módulo de cizalladura, G , estará entre 30 y 60 MPa.

Expansividad

Los suelos expansivos experimentan cambios de volumen en función de la variación del grado de humedad. Cuando aumenta el contenido de humedad, el suelo se expande, aumenta de volumen y experimenta un hinchamiento, mientras que, cuando disminuye el contenido de humedad, el suelo se retrae, disminuyendo el volumen y experimenta retracciones por desecación.

Estos cambios producen importantes movimientos en las cimentaciones y pueden producir la rotura de las mismas (fisuras, despegues, etc.), deformaciones en el pavimento y la rotura de las conducciones.

Los ensayos de identificación realizados en los materiales de esta unidad (granulometría y límites de Atterberg) muestran que la expansividad esperable es de acuerdo con lo indicado en la tabla 14 (González de Vallejo *et al.*, 2002):

- UG – 2 A: Baja a Media.
- UG – 2 B: Media a Alta.

Tabla 64. Potencial de expansividad de los suelos (adaptada de González de Vallejo *et al.*, 2002)

Grado	Expansividad	Finos (%)	Límite líquido	Presión de hinchamiento (kPa)	Hinchamiento libre (%)
I	Baja	< 30	< 35	< 25	< 1
II	Baja a media	30 – 60	35 – 50	25 – 125	1 – 4
III	Media a alta	60 – 95	50 – 65	125 – 300	4 – 10
IV	Muy alta	> 95	> 65	> 300	> 10

Por lo tanto, con variaciones del nivel freático en el terreno podríamos llegar a tener importantes deformaciones del mismo, asociadas tanto a hinchamiento como a retracción debido al cambio



de humedad que sufren estos materiales. Este hecho deberá tenerse en cuenta en el diseño de las cimentaciones de las estructuras a proyectar.

Colapsabilidad

Se identifican como suelos colapsables las arenas y limos, en algunos casos cementados por arcillas y sales, que son capaces de resistir cargas considerables en su estado seco, pero que pierden su capacidad portante y reducen considerablemente su volumen cuando aumentan el contenido de humedad o se saturan.

Entre los suelos colapsables se incluyen: los suelos aluviales y coluviales depositados en climas semi-desérticos por escorrentías más o menos torrenciales; los suelos eólicos depositados por el viento y con un escaso contenido en cemento arcilloso; las cenizas volcánicas; y los suelos residuales provenientes de la descomposición de los minerales que forman las rocas.

De acuerdo con la norma sismo resistente (NSR-10) en su *Título H. Estudios geotécnicos, apartado H.9.3, Suelos colapsables*, para identificar el potencial de colapso de un suelo se define una densidad seca crítica:

$$\gamma_{d,crit} = \frac{\gamma_w}{\frac{1}{G_s} + LL}$$

Donde:

$\gamma_{d,crit}$ = Densidad seca crítica (kN/m³).

γ_d = Densidad del agua, igual 10 kN/m³.

G_s = Peso específico relativo de las partículas.

LL = Límite líquido (en tanto por 1).

Si se cumple la condición:

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_{d,critico}} > 1$$

El suelo se puede considerar estable. De lo contrario, el suelo presenta potencial de colapso. La tabla 15, **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** recoge el ratio entre la densidad seca crítica y la densidad del suelo para las diferentes muestras ensayadas en la unidad geotécnica.

Tabla 75. Potencial de colapso en la Unidad Geotécnica UG-2

Sondeo	Prof. (m)	LL (%)	γ_d (kN/m ³)	$\gamma_{d,crit}$ (kN/m ³)	$\gamma_d / \gamma_{d,crit}$
S-1	4,2-4,65	73,40	14,80	9,00	1,64
S-1	6,15-6,6	75,10	14,93	8,86	1,68
S-3	1,45-1,9	52,00	15,61	11,14	1,40
S-4	1,45-1,9	55,00	16,40	10,78	1,52



S-7	1,45-1,9	62,20	15,34	10,01	1,53
S-7	3,4-3,85	64,00	15,72	9,83	1,60
S-7	3,85-4,3	61,50	15,86	10,08	1,57
S-9	1,95-2,4	44,10	16,84	12,22	1,38
S-9	3,5-3,95	33,40	18,30	14,06	1,30
S-9	6-6,45	45,40	17,80	12,03	1,48
S-13	1,5-1,95	37,20	16,67	13,34	1,25
S-14	1,45-1,9	48,00	15,85	11,66	1,36
S-14	3,5-3,95	49,70	15,91	11,44	1,39
S-15	4-4,45	64,70	14,75	9,76	1,51
S-15	4,45-4,9	54,10	15,18	10,89	1,39

Para esta unidad el mencionado ratio es siempre mayor a 1, por lo que en general el suelo no presenta potencial de colapso.

Excavabilidad

A partir de los resultados de las tomografías sísmicas se puede definir la dificultad para excavar esta unidad geotécnica. Esta unidad se puede Rippar con un Bulldozer D9.

3.4.2.3. Unidad Geotécnica UG-3: Arenas con rastros de arcillas y limos

Descripción general

Esta unidad está constituida por intercalaciones de limo arenoso a arena limosa de color pardo amarillento fuerte, con humedad moderada y plasticidad media. La unidad se puede subdividir en dos secciones:

- UG- 3A: Compuesta de Arenas arcillosas.
- UG2- 3B: Compuesta de Arenas limosas.

Se encuentran coloraciones rojizas a amarillentas producto de oxidación.

La unidad presenta una potencia de entre 6 m y 9,00 m, y se extiende por debajo de la unidad anterior en los sondeos, 2, 3, 4, 6 y 15. Hay zonas en las que esta UG no aparece.

La Figura muestra el aspecto general de esta unidad:



Figura 18. Aspecto general de la Unidad Geotécnica UG-3.

La unidad en su conjunto presenta para el SPT un N_{30} entre 15 y R. Tomando para la UG-3 A un valor medio de 14,2 y para la UG-3 B de 38.

A partir de este valor se puede deducir la densidad relativa del terreno, su ángulo de rozamiento interno y el módulo de deformación.

Identificación

Para clasificar estos materiales se tienen los resultados de los ensayos (Tablas 16 y 17):

Tabla 16. Ensayos de identificación en la Unidad Geotécnica UG-3A.

Sondeo	Prof. (m)	Pasa (%)					Límites de Atterberg			Clasificación USCS
		3/4"	#4	#10	#40	#200	LL	LP	IP	
S-2	1,45-1,9	88,3	69,4	56,7	47,6	36,4	31,3	16	15,3	SC
S-3	3,45-3,95	100	99,4	98,2	93,9	45,3	27	17,5	9,5	SC
S-4	3,45-3,9	100	98,6	95,3	83,4	48,3	30,4	16,1	14,3	SC
S-6	3,4-3,85	100	100	100	91,7	20,6	-	-	0,001	SM
S-6	6-6,45	100	99,8	98,9	71,5	27,5	20,6	14,9	5,7	SM-SC
S-15	7-7,45	100	99,2	97,4	94,3	46,1	26	13,6	12,4	SC
Mínimo	-	88,3	69,4	56,7	47,6	20,6	20,6	13,6	0,0	-
Máximo	-	100,0	100,0	100,0	94,3	48,3	31,3	17,5	15,3	-
Media	-	97,9	93,6	89,4	78,3	35,7	26,8	15,6	2,3	-
Des. típica	-	4,8	12,3	16,9	18,3	11,3	4,2	1,5	5,8	-

Tabla 17. Ensayos de identificación en la Unidad Geotécnica UG-3B.

Sondeo	Prof. (m)	Pasa (%)					Límites de Atterberg			Clasificación USCS
		3/4"	#4	#10	#40	#200	LL	LP	IP	
S-3	6,45-6,91	96,7	94,7	91,8	71,6	7,9	-	-	NP	SP-SM
S-4	6-6,45	100	90,6	84,5	51,3	13,4	-	-	NP	SM
Mínimo	-	96,7	90,6	84,5	51,3	7,9	-	-	-	-
Máximo	-	100,0	94,7	91,8	71,6	13,4	-	-	-	-
Media	-	98,3	92,6	88,1	60,6	10,3	-	-	-	-
Des. típica	-	2,3	2,9	5,2	14,4	3,9	-	-	-	-

En base a los ensayos realizados, los materiales se clasifican geotécnicamente de acuerdo con la clasificación USCS de Casagrande (ASTM D2487-17) Arenas Arcillosas a la UG – 3A, SC, y Arenas Limosas a la UG – 3B, SM. La variación del porcentaje de finos (partículas menores de 0,08 mm) se puede observar a continuación (Figura 19).

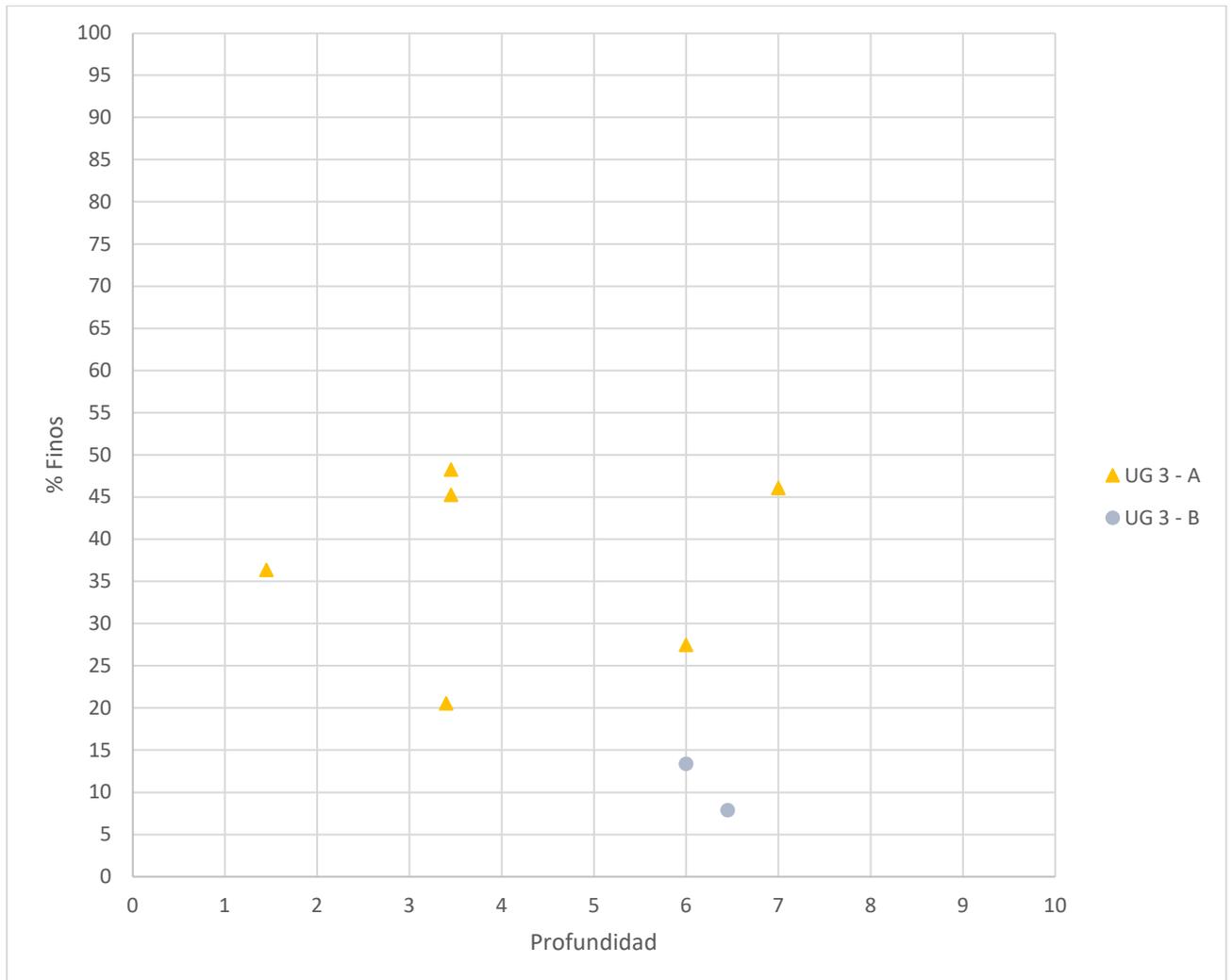


Figura 19. Variación de finos (partículas menores de 0,08 mm) con la profundidad en la Unidad Geotécnica UG-3.

Estado

Para definir las propiedades elementales de los materiales de esta unidad, humedad (w), densidad seca (γ_d) y densidad aparente (γ_{ap}), se tienen los resultados de los ensayos (Tabla y 20):

Tabla 18. Ensayos de estado en la Unidad Geotécnica UG-3A.

Sondeo	Prof. (m)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	γ_{ap} (kN/m ³)
S-2	1,45-1,9	21,6	17,13	20,83
S-3	3,45-3,95	17,5	17,6	20,68
S-4	3-3,45	20	-	-
S-4	3,45-3,9	16,4	18,62	21,67
S-6	3,4-3,85	19,7	17,13	20,72
S-6	6-6,45	23,3	16,98	20,94
S-15	7-7,45	20,1	17,28	20,75
Mínimo	-	16,4	17	21
Máximo	-	23,3	19	22
Media	-	20,0	17	21
Desv. Típica	-	2,4	0,1	0,0

Tabla 19. Ensayos de estado en la Unidad Geotécnica UG-3B.

Sondeo	Prof. (m)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	γ_{ap} (kN/m ³)
S-3	6,45-6,91	13,6	17,33	20,8
S-4	6-6,45	10	15,98	20,02
Mínimo	-	10,0	16	20
Máximo	-	13,6	17	21
Media	-	11,7	17	20
Desv. Típica	-	2,5	0,1	0,1



La humedad muestra en general valores bajos (Figura 20). La densidad seca y la densidad aparente son bastante constantes, y no se aprecia una tendencia a aumentar con la profundidad (figura 21).

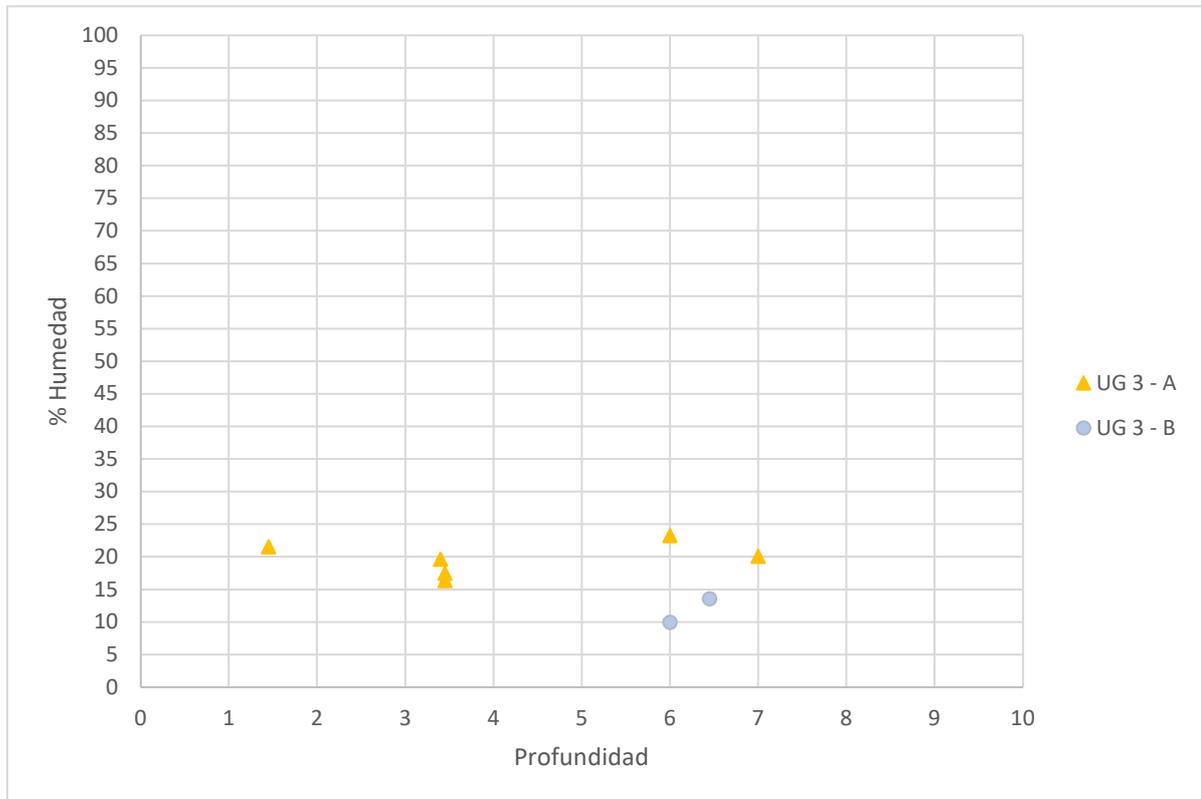


Figura 20. Variación de la humedad con la profundidad en la Unidad Geotécnica UG-3.

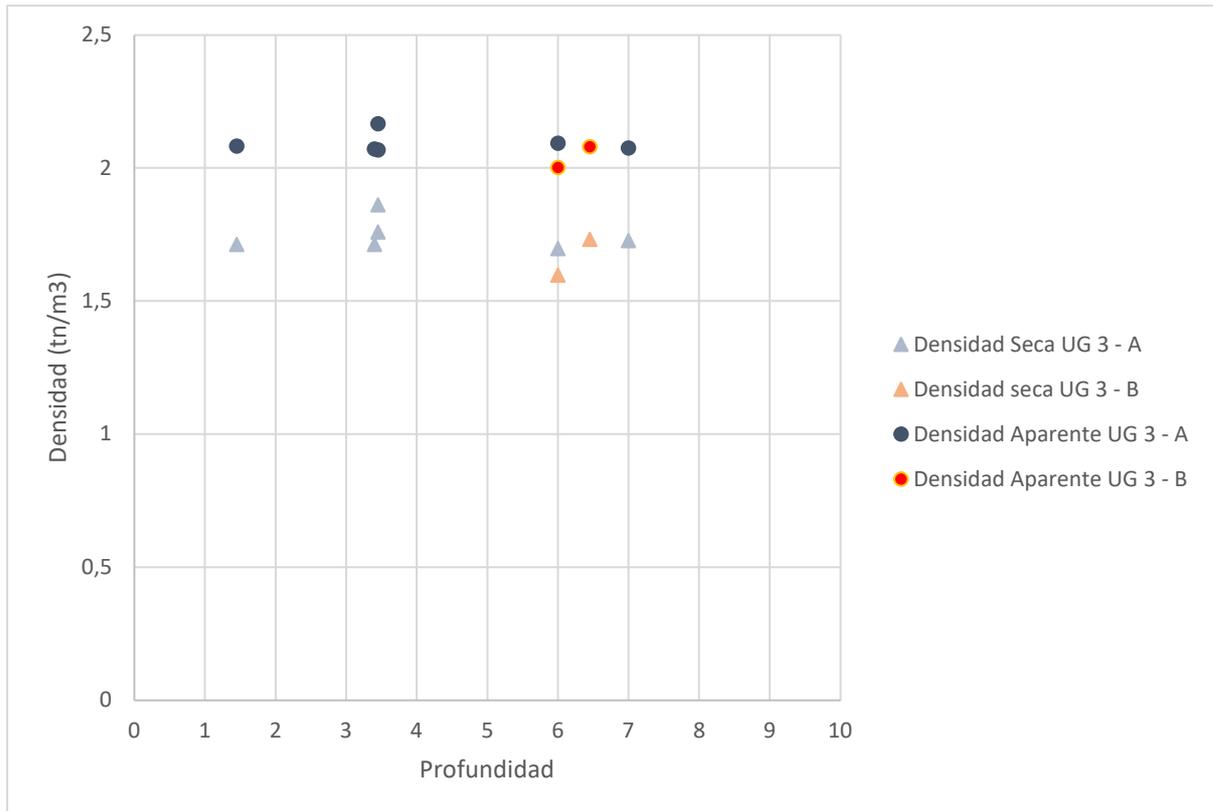


Figura 21. Variación de la densidad seca y la densidad aparente con la profundidad en la Unidad Geotécnica UG-3.

A la vista de estos datos, como representativos del estado del suelo para la Unidad Geotécnica UG-3, se considera oportuno tomar los siguientes valores:

- Humedad, w : 15,8%.
- Densidad seca, γ_d : 17,0 kN/m³.
- Densidad aparente, γ_{ap} : 20,5 kN/m³.

Si se asume un valor del peso específico relativo de las partículas, G_s , igual a 2,65, valor usual para una arena, es posible correlacionar matemáticamente todas las propiedades elementales y obtener así un valor representativo de cada una de ellas, tal y como se muestra en la Tabla 20.

Tabla 20. Propiedades elementales para la Unidad Geotécnica UG-3.

Propiedad elemental		Correlación	Valor
Humedad	w (%)	-	15,8
Peso específico relativo de las partículas	G_s (-)	-	2,65
Densidad seca	γ_d (kN/m ³)	-	17,0
Densidad aparente	γ_{ap} (kN/m ³)	-	20,5
Densidad saturada	γ_{sat} (kN/m ³)	$\gamma_{sat} = \gamma_w + \gamma_d \cdot (1 - 1/G_s)$	20,58
Porosidad	n (-)	$n = (G_s \cdot \gamma_w - \gamma_d) / (G_s \cdot \gamma_w)$	0,358
Índice de huecos	e (-)	$e = (G_s \cdot \gamma_w - \gamma_d) / \gamma_d$	0,558



Grado de saturación	S_r (%)	$S_r = G_s \cdot w/e$	74,9
Nota: γ_w corresponde a la densidad del agua, igual a 10 kN/m ³ .			

De estos datos se desprende que se trata en general de un suelo con una elevada saturación (cerca del 75%), donde la diferencia entre la densidad aparente y la densidad saturada es muy reducida.

$$D_r = 25 \cdot N_{30}^{0,44} \cdot p_{vm}^{-0,13}$$

Donde:

D_r = Densidad relativa.

N_{30} = Golpeo SPT.

p_{vm} = Presión vertical efectiva en el punto de ensayo, en kPa.

Teniendo en cuenta los SPT y las profundidades de ensayo, se obtienen como media un valor de densidad relativa de $D_r = 36,8\%$ para la UG – 3A y de $D_r = 48,9\%$ para la UG – 3B.

Resistencia y deformabilidad

En esta unidad geotécnica se tienen los siguientes ensayos mecánicos (Tabla21):

Tabla 21. Ensayos mecánicos en la Unidad Geotécnica UG-3

Sondeo	Prof. (m)	q_u (kPa)	Corte directo			Unidad Geotécnica
			Tipo	c (kPa)	Φ (°)	
S-3	3-3,45	151,62	-	-		3 A
S-4	3-3,45	-	CU	54,8	7,9	3 A
S-5	6,45-6,75	322,85	CD	50,5	14,9	3 A/B
S-15	7-7,45	75,71	-	-		3 A

Por otra parte, en base al valor N_{30} del SPT, es posible estimar el valor del ángulo de rozamiento interno siguiendo diferentes correlaciones:

i. Meyerhof:

$$\phi' = 25 + 0,15 \cdot D_r$$

ii. Dunham:

$$\phi' = \sqrt{12 \cdot N_{30}} + 25$$

iii. Osaki:

$$\tan \phi' = 0,575 + 0,361 \cdot D_r^{0,866}$$



Tomando el valor más conservador de los calculados, puede decirse que el ángulo de rozamiento interno característico de esta unidad es $\phi' = 32^\circ$ para la UG – 3 en su conjunto.

Por otra parte, para el cálculo del módulo de deformación, E , se pueden seguir las siguientes correlaciones basadas en el valor N_{30} del SPT:

i. Bowles:

$$E = (N_{30} \cdot 6) + 3 \text{ (MPa)}$$

ii. Webb:

$$E = (N_{30} + 12) \cdot 4 \text{ (MPa)}$$

iii. Meigh-Nixon:

$$E = 8 \cdot N_{30} \text{ (MPa)}$$

Tomando la media de los valores de Elasticidad obtenidos a partir de los ensayos SPT de esta unidad, el material se puede caracterizar por un módulo de *elasticidad de*:

- UG – 3 A: 15,44 MPa (154,4 kg/cm²)
- UG – 3 B: 30,6 MPa (306,1 kg/cm²)

A partir de las tomografías sísmicas se puede estimar:

- El valor del Módulo de Poisson estará entre 0,2 y 0,3.
- La velocidad de onda estará entre 200 y 400 m/s.
- La velocidad transversal, estará entre 200 y 300 m/s.
- El módulo de cizalladura, G , estará entre 76 y 90 MPa.

Expansividad

Los suelos expansivos experimentan cambios de volumen en función de la variación del grado de humedad. Cuando aumenta el contenido de humedad, el suelo se expande, aumenta de volumen y experimenta un hinchamiento, mientras que, cuando disminuye el contenido de humedad, el suelo se retrae, disminuyendo el volumen y experimenta retracciones por desecación.

Estos cambios producen importantes movimientos en las cimentaciones y pueden producir la rotura de las mismas (fisuras, despegues, etc.), deformaciones en el pavimento y la rotura de las conducciones.

Los ensayos de identificación realizados en los materiales de esta unidad (granulometría y límites de Atterberg) muestran que la expansividad esperable es de acuerdo a lo indicado en la tabla 22. **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** (González de Vallejo et al., 2002):

- UG – 3 A: Baja.
- UG – 3 B: Nula, No Plástico.

Tabla 22. Potencial de expansividad de los suelos (adaptada de González de Vallejo et al., 2002)

Grado	Expansividad	Finos (%)	Límite líquido	Presión de hinchamiento (kPa)	Hinchamiento libre (%)
I	Baja	< 30	< 35	< 25	< 1
II	Baja a media	30 – 60	35 – 50	25 – 125	1 – 4
III	Media a alta	60 – 95	50 – 65	125 – 300	4 – 10
IV	Muy alta	> 95	> 65	> 300	> 10

En este caso, no se considera problemático el fenómeno de expansividad ya que el valor de la misma es de bajo a inexistente y solo afecta a partículas de tamaño fino que no van a poder movilizar toda la masa del suelo. En este sentido, hay que recordar que mientras el terreno se encuentre bajo el nivel freático tampoco se van a producir fenómenos de cambio de volumen y, por tanto, no se producirían fenómenos de expansividad.

Colapsabilidad

Se identifican como suelos colapsables las arenas y limos, en algunos casos cementados por arcillas y sales, que son capaces de resistir cargas considerables en su estado seco, pero que pierden su capacidad portante y reducen considerablemente su volumen cuando aumentan el contenido de humedad o se saturan.

Entre los suelos colapsables se incluyen: los suelos aluviales y coluviales depositados en climas semi-desérticos por escorrentías más o menos torrenciales; los suelos eólicos depositados por el viento y con un escaso contenido en cemento arcilloso; las cenizas volcánicas; y los suelos residuales provenientes de la descomposición de los minerales que forman las rocas.

De acuerdo con la norma sismo resistente (NSR-10) en su *Título H. Estudios geotécnicos, apartado H.9.3, Suelos colapsables*, para identificar el potencial de colapso de un suelo se define una densidad seca crítica:

$$\gamma_{d,crit} = \frac{\gamma_w}{\frac{1}{G_s} + LL}$$

Donde:

$\gamma_{d,crit}$ = Densidad seca crítica (kN/m³).

γ_w = Densidad del agua, igual 10 kN/m³.

G_s = Peso específico relativo de las partículas.

LL = Límite líquido (en tanto por 1).

Si se cumple la condición:



$$\frac{\gamma_d}{\gamma_{d,critico}} > 1$$

El suelo se puede considerar estable. De lo contrario, el suelo presenta potencial de colapso. La tabla 23 **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** recoge el ratio entre la densidad seca crítica y la densidad del suelo para las diferentes muestras ensayadas en la unidad geotécnica.

Tabla 23. Potencial de colapso en la Unidad Geotécnica UG-3.

Sondeo	Prof. (m)	LL (%)	γ_d (kN/m ³)	$\gamma_{d,crit}$ (kN/m ³)	$\gamma_d / \gamma_{d,crit}$
S-2	1,45-1,9	21,6	17,13	16,85	1,02
S-3	3,45-3,95	17,5	17,6	18,10	0,97
S-4	3,45-3,9	16,4	18,62	18,47	1,01
S-6	3,4-3,85	19,7	17,13	17,41	0,98
S-6	6-6,45	23,3	16,98	16,38	1,04
S-15	7-7,45	20,1	17,28	17,29	1,00
S-3	6,45-6,91	13,6	17,33	19,48	0,89
S-4	6-6,45	10	15,98	20,95	0,76

Para esta unidad el mencionado ratio no siempre es mayor a 1, aunque en general está próximo a 1. No obstante, dada la posibilidad de encontrar algún material del suelo potencialmente colapsable, se deberán tomar algunas precauciones para mitigar los posibles efectos adversos que esto puede ocasionar en el caso de que las variaciones del nivel freático hiciera que este fenómeno pudiera producirse. En este sentido, hay que recordar que mientras el terreno se encuentre bajo el nivel freático no se van a producir fenómenos de colapsabilidad, análogamente a lo reflejado para el caso de expansividad.

Excavabilidad

A partir de los resultados de las tomografías sísmicas se puede definir la dificultad para excavar esta unidad geotécnica. Esta unidad se puede Rippar con un Bulldozer D9.

3.4.2.4. Unidad Geotécnica UG-4: Arcillas Expansivas

Descripción general

Esta unidad está constituida por arcillas y limos de color pardo amarillento, firme a suave con humedad moderada y plasticidad media. A mayores profundidades el contenido de arcillas aumenta.

La unidad se puede sub dividir en dos secciones:

- UG- 4A: Compuesta de Arcillas de Baja Plasticidad.
- UG2- 4B: Compuesta de Arcillas de Alta plasticidad.

Presenta niveles de arena fina a muy fina y coloraciones rojizas a amarillentas producto de la oxidación.

La unidad presenta una potencia de entre 8 m y 20,00 m, y se extiende por debajo de la unidad anterior en los sondeos 2, 3, 4, 6 y 15. En el sondeo S-12 surge hasta prácticamente la superficie apareciendo debajo de la UG- 1. En el resto de los sondeos aparece debajo de la UG – 2.

La figura 22 muestra el aspecto general de esta unidad.



Figura 22. Aspecto general de la Unidad Geotécnica UG-4.

La unidad en su conjunto presenta para el SPT un N_{30} entre 15 y 40. Tomando para la UG-4 A un valor medio de 24 y para la UG-4 B de 25,8.

A partir de este valor se puede deducir la densidad relativa del terreno, su ángulo de rozamiento interno y el módulo de deformación.

Identificación

Para clasificar estos materiales se tienen los resultados de los ensayos (Tablas 24 y 25):

Tabla 24. Ensayos de identificación en la Unidad Geotécnica UG-4 A

Sondeo	Prof. (m)	Pasa (%)					Límites de Atterberg			Clasificación USCS
		3/4"	#4	#10	#40	#200	LL	LP	IP	
S-2	3,5-3,95	100	91,9	87,1	77,6	62,9	33,8	18,3	15,5	CL
S-7	8,3-8,75	100	99	97,7	93,9	77,1	39,3	20,7	18,6	CL
S-8	6,45-6,9	100	100	99,9	99,6	98,3	62,6	26,1	36,5	CH
S-8	12-12,45	100	100	100	99,8	91,9	43	19,6	23,4	CL
S-12	1,45-1,9	100	100	100	99,7	81,4	38,4	17,5	20,9	CL
S-13	4,4-4,85	100	99,4	98,5	96,2	90,4	47,5	20,4	27,1	CL
S-14	18-18,36	100	97,6	96,9	95,7	84,1	48,7	21,3	27,4	CL
Mínimo	-	100,0	91,9	87,1	77,6	62,9	33,8	17,5	15,5	-
Máximo	-	100,0	100,0	100,0	99,8	98,3	62,6	26,1	36,5	-



Media	-	100,0	98,2	97,1	94,3	83,0	44,0	20,4	23,4	-
Des. típica	-	0,0	2,9	4,6	7,9	11,6	9,4	2,8	6,9	-

Tabla 25. Ensayos de identificación en la Unidad Geotécnica UG-4 B

Sondeo	Prof. (m)	Pasa (%)					Límites de Atterberg			Clasificación USCS
		3/4"	#4	#10	#40	#200	LL	LP	IP	
S-2	18-18,36	100	100	100	99,8	99,7	69,8	29,3	40,5	CH
S-5	12-12,45	100	100	100	99,6	96,4	67,8	25,3	42,5	CH
S-5	15-15,45	100	99,9	99,7	99,2	98,2	67,2	27,9	39,3	CH
S-5	18-18,45	100	100	99,5	98,2	95,2	65	28,4	36,6	CH
S-6	9,3-9,75	100	100	100	99,6	98,5	69,4	29,4	40	CH
S-12	6,5-6,95	100	100	99,9	99,1	95,3	59,2	25,2	34	CH
S-13	8,65 – 9,1	100	100	100	99,8	96,4	66,7	24,8	41,9	CH
Mínimo	-	100,0	99,9	99,5	98,2	95,2	59,2	24,8	34,0	-
Máximo	-	100,0	100,0	100,0	99,8	99,7	69,8	29,4	42,5	-
Media	-	100,0	100,0	99,9	99,3	97,1	66,4	27,1	39,2	-
Des. típica	-	0,0	0,0	0,2	0,6	1,7	3,6	2,0	3,0	-

En base a los ensayos realizados, los materiales se clasifican geotécnicamente de acuerdo con la clasificación USCS de Casagrande (ASTM D2487-17) Arcillas de Baja plasticidad a la UG – 4A, CL, y Arcillas de Alta plasticidad a la UG – 4B, SM. La variación del porcentaje de finos (partículas menores de 0,08 mm) se puede observar a continuación (Figura 23).

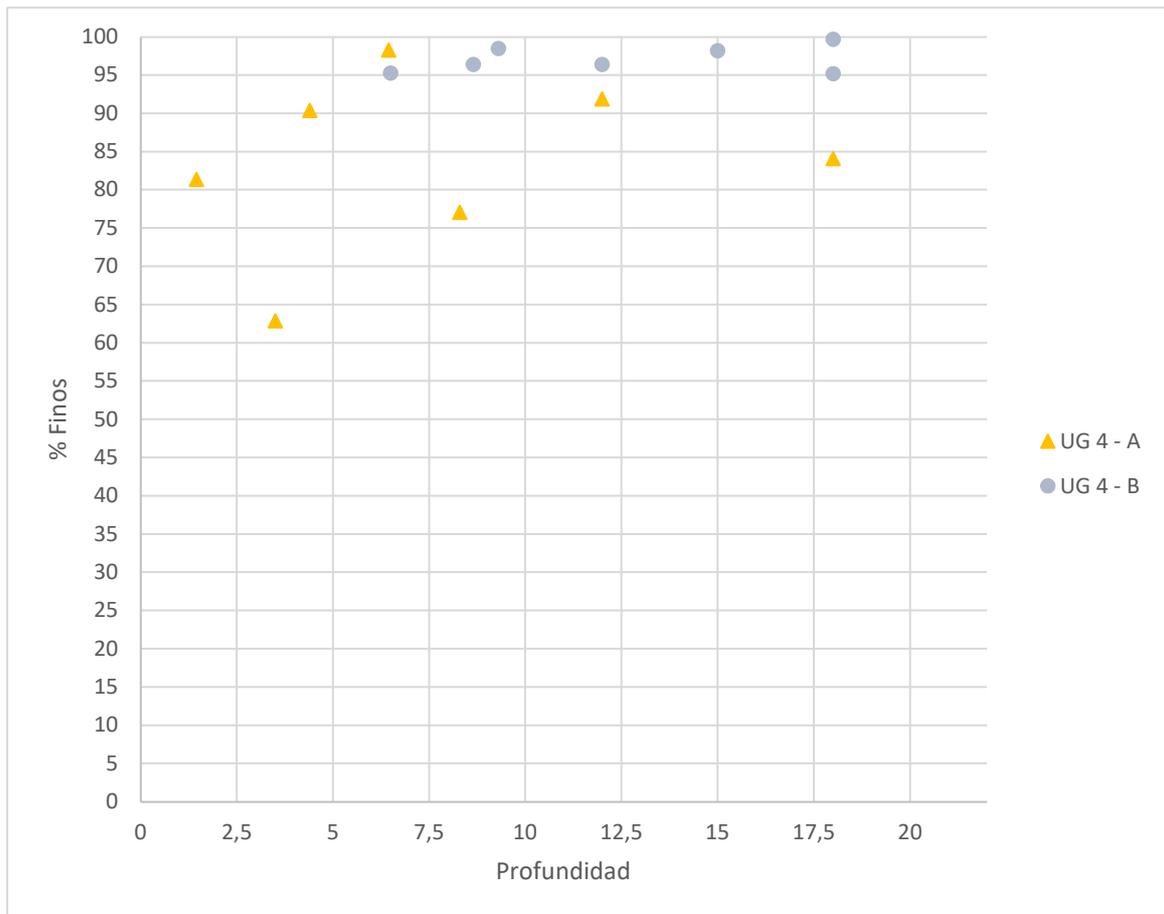


Figura 23. Variación de finos (partículas menores de 0,08 mm) con la profundidad en la Unidad Geotécnica UG-4

Estado

Para definir las propiedades elementales de los materiales de esta unidad, humedad (w), densidad seca (γ_d) y densidad aparente (γ_{ap}), se tienen los resultados de los ensayos (Tabla 26 y 27):

Tabla 26. Ensayos de estado en la Unidad Geotécnica UG-4A

Sondeo	Prof. (m)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	γ_{ap} (kN/m ³)
S-2	3,5-3,95	13,1	18,51	20,93
S-7	8,3-8,75	47,7	13,24	19,55
S-8	6,45-6,9	27,8	15,67	20,03
S-8	12-12,45	29,3	14,73	19,04
S-12	1,45-1,9	22,7	16,19	19,87
S-13	4,4-4,85	27,8	15,63	19,97
S-14	18-18,36	23,8	16,31	20,19
Mínimo	-	13,1	13,00	19,00



Máximo	-	47,7	19,00	21,00
Media	-	25,8	1,6	2,0
Desv. Típica	-	10,5	0,2	0,1

Tabla 27. Ensayos de estado en la Unidad Geotécnica UG-4B

Sondeo	Prof. (m)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	γ_{ap} (kN/m ³)
S-2	18-18,36	29,6	1,509	1,956
S-5	12-12,45	35,8	1,401	1,903
S-5	15-15,45	31,3	1,452	1,906
S-5	18-18,45	24,2	1,539	1,912
S-6	9,3-9,75	28,7	1,54	1,982
S-12	6,5-6,95	27,9	1,553	1,986
S-13	8,65 – 9,1	27,4	1,538	1,96
Mínimo	-	24,2	1,4	1,9
Máximo	-	35,8	1,6	2,0
Media	-	29,1	1,5	1,9
Desv. Típica	-	3,6	0,1	0,0

La humedad muestra en general valores medios (Figura 24). La densidad seca y la densidad aparente son bastante constantes, y no se aprecia una tendencia a aumentar con la profundidad (Figura 25).

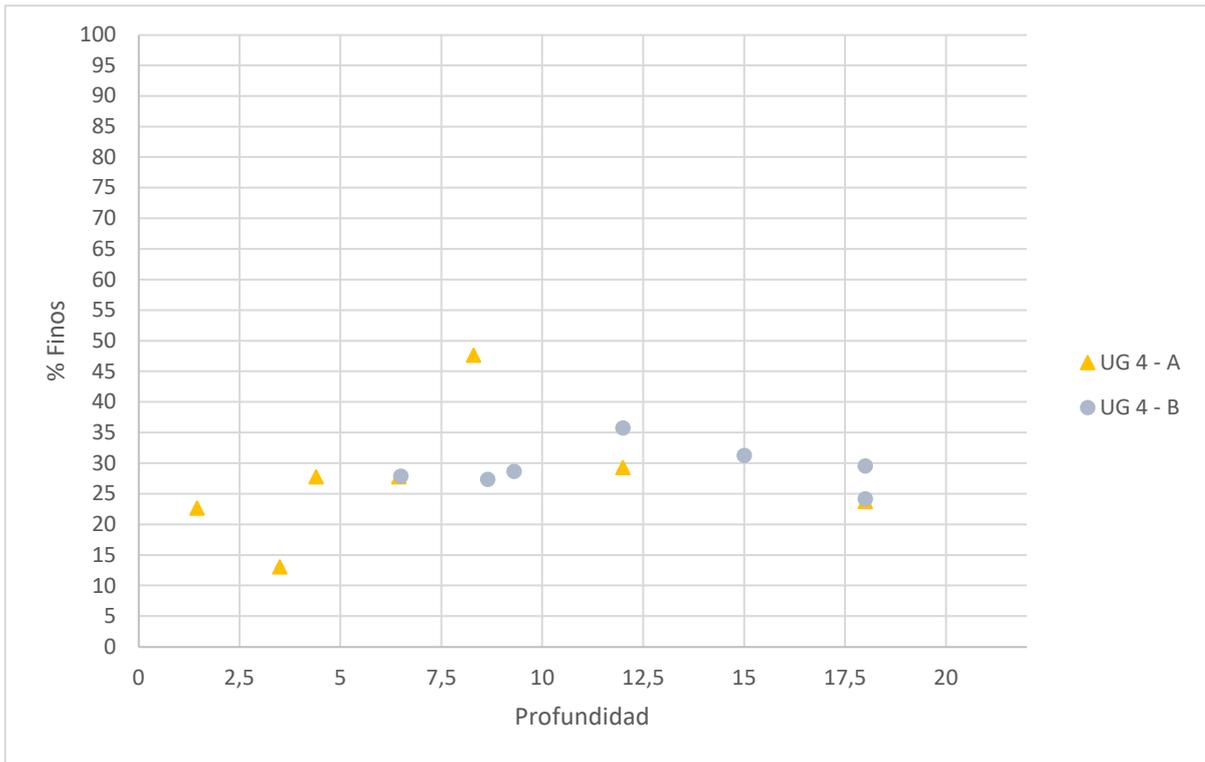


Figura 24. Variación de la humedad con la profundidad en la Unidad Geotécnica UG-4.

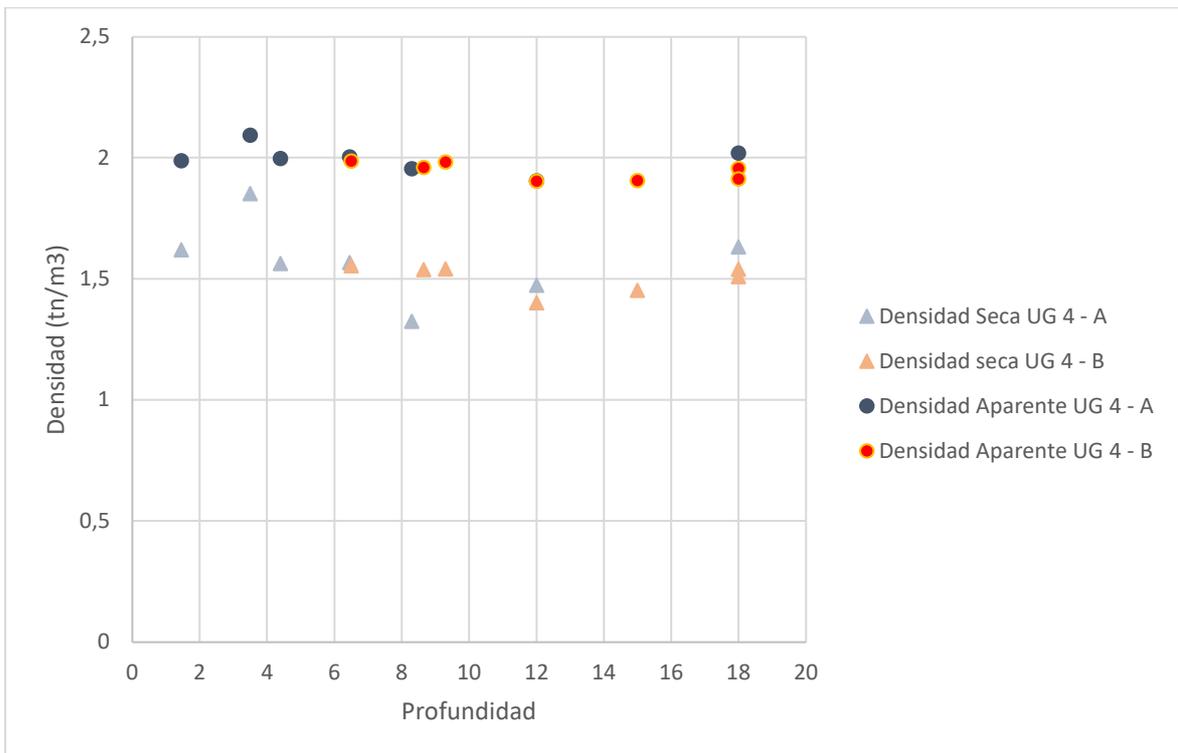


Figura 25. Variación de la densidad seca y la densidad aparente con la profundidad en la Unidad Geotécnica UG-4.

A la vista de estos datos, como representativos del estado del suelo para la Unidad Geotécnica UG-4, se considera oportuno tomar los siguientes valores:



- Humedad, w : 27,7%.
- Densidad seca, γ_d : 15,5 kN/m³.
- Densidad aparente, γ_{ap} : 19,5 kN/m³.

Si se asume un valor del peso específico relativo de las partículas, G_s , igual a 2,65, valor usual para una arcilla orgánica, es posible correlacionar matemáticamente todas las propiedades elementales y obtener así un valor representativo de cada una de ellas, tal y como se muestra en la Tabla 1228.

Tabla 28. Propiedades elementales para la Unidad Geotécnica UG-4

Propiedad elemental		Correlación	Valor
Humedad	w (%)	-	27,7
Peso específico relativo de las partículas	G_s (-)	-	2,65
Densidad seca	γ_d (kN/m ³)	-	15,5
Densidad aparente	γ_{ap} (kN/m ³)	-	19,5
Densidad saturada	γ_{sat} (kN/m ³)	$\gamma_{sat} = \gamma_w + \gamma_d \cdot (1 - 1/G_s)$	19,65
Porosidad	n (-)	$n = (G_s \cdot \gamma_w - \gamma_d) / (G_s \cdot \gamma_w)$	0,415
Índice de huecos	e (-)	$e = (G_s \cdot \gamma_w - \gamma_d) / \gamma_d$	0,71
Grado de saturación	S_r (%)	$S_r = G_s \cdot w / e$	103,4

Nota: γ_w corresponde a la densidad del agua, igual a 10 kN/m³.

De estos datos se desprende que se trata en general de un suelo con una elevada saturación (cerca del 100%), donde la diferencia entre la densidad aparente y la densidad saturada es muy reducida.

Resistencia y deformabilidad

En esta unidad geotécnica se tienen los siguientes ensayos mecánicos (Tabla):

Tabla 29. Ensayos mecánicos en la Unidad Geotécnica UG-4

Sondeo	Prof. (m)	q_u (kPa)	Corte directo			Unidad Geotécnica
			Tipo	c (kPa)	Φ (°)	
S-4	3,5-3,95	170,74	UU	57,2	9	4 A
S-6	9-9,45	330,89	UU	40,1	3,3	4 B
S-12	4-4,45	212,03	-	-	-	4 A/B
S-13	4,4-4,85	164,4	-	-	-	4 A

Para la obtención del módulo de deformación elástico de estos materiales, la correlación más clásica sería la de Butler, desarrollada para la arcilla de Londres y que se estableció en $E = 130 \times Cu$. Sin embargo, correlaciones realizadas mediante el modelo elástico sugeridas por Henkel (1971) y Wroth (1971) señalan una relación $E = 220 \times cu$ (E en kg/cm²), obteniéndose para el conjunto de la UG-4: $E = 250$ kg/cm².



A partir de las tomografías sísmicas se puede estimar:

- El valor del Módulo de Poisson, ν , estará entre 0,3 y 0,4.
- La velocidad de onda estará entre 150 y 300 m/s.
- La velocidad transversal, estará entre 200 y 300 m/s.
- El módulo de cizalladura, G , estará entre 50 y 70 MPa.

Expansividad

Los suelos expansivos experimentan cambios de volumen en función de la variación del grado de humedad. Cuando aumenta el contenido de humedad, el suelo se expande, aumenta de volumen y experimenta un hinchamiento, mientras que, cuando disminuye el contenido de humedad, el suelo se retrae, disminuyendo el volumen y experimenta retracciones por desecación.

Estos cambios producen importantes movimientos en las cimentaciones y pueden producir la rotura de las mismas (fisuras, despegues, etc.), deformaciones en el pavimento y la rotura de las conducciones.

Los ensayos de identificación realizados en los materiales de esta unidad (granulometría y límites de Atterberg) muestran que la expansividad esperable es de acuerdo con lo indicado en la tabla **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** (González de Vallejo *et al.*, 2002):

- UG – 4 A: Media a Alta.
- UG – 4 B: Muy Alta.

Tabla 30. Potencial de expansividad de los suelos (adaptada de González de Vallejo *et al.*, 2002)

Grado	Expansividad	Finos (%)	Límite líquido	Presión de hinchamiento (kPa)	Hinchamiento libre (%)
I	Baja	< 30	< 35	< 25	< 1
II	Baja a media	30 – 60	35 – 50	25 – 125	1 – 4
III	Media a alta	60 – 95	50 – 65	125 – 300	4 – 10
IV	Muy alta	> 95	> 65	> 300	> 10

Excavabilidad

A partir de los resultados de las tomografías sísmicas se puede definir la dificultad para excavar esta unidad geotécnica. Esta unidad se puede Rippar con un Bulldozer D9.

3.4.3. Tabla Resumen Características Unidades Geotécnicas

En las Tablas 31 y 32 se resumen los parámetros geotécnicos de las unidades.

Tabla 31. Resumen de parámetros geotécnicos

UG	SPT	Clasificación USCS	w (%)	γ_s (kN/m ³)	γ_p (kN/m ³)	c_u (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)	ν (-)
UG-1	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-
UG-2A	13	CH	25	16	20	90	37	15	15,6	0,23
UG-2B	21	CH	25,6	16	20	130	54	15	21,8	0,23
UG-3A	14	SC	20	17	21	20	-	28,9	15,4	0,35
UG-3B	38	SM	11,7	17	20	-	-	39,5	30,6	0,35
UG-4A	24	CL	15,8	16	20	90	55	10	24,6	0,35
UG-4B	26	CH	30,0	15	19	150	40	10	26,1	0,35
UG-5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 32. Resumen de parámetros geotécnicos

UG	Expansividad	Excavabilidad	G	V transv (m/s)	V onda (m/s)
UG-1	-	Rippable Bulldozer D9	-	-	-
UG-2A	Baja a Media	Rippable Bulldozer D9	40	200	175
UG-2B	Media a Alta	Rippable Bulldozer D9	40	200	175
UG-3A	Baja	Rippable Bulldozer D9	70	250	195
UG-3B	Nula, No Plástico	Rippable Bulldozer D9	70	250	195
UG-4A	Media a Alta	Rippable Bulldozer D9	80	300	225
UG-4B	Muy Alta	Rippable Bulldozer D9	80	300	225
UG-5	-	-	-	-	-

3.5. Agresividad del suelo

3.5.1. Generalidades

La Norma Sismo Resistente Colombiana 2010 (NSR-10) en su Título C, según la Tabla C.4.2.1- Categorías y clases de exposición determina la categoría y la severidad de la exposición la cual se define por clases, con valores numéricos que aumentan de acuerdo con el incremento del grado de severidad de las condiciones de exposición.

En el caso del sulfato, la norma establece unos valores mínimos y máximos de sulfatos solubles en agua y de sulfatos disueltos en agua, según los cuales se establece el tipo de severidad.

Una vez establecida la clase de exposición (Figura 23), según la Tabla C.4.3.1- Requisitos para el concreto según la clase de exposición, se establecen los requisitos que debe tener el concreto: relación agua cemento máxima, resistencia mínima del hormigón, tipo de material cementante, y en el caso del cloruro, se establece también el contenido máximo de iones cloruros solubles en el agua del concreto según se trata de hormigón armado o pretensado.

Con base en las clases de exposición asignadas en la Tabla C.4.2.1- Categorías y clases de exposición, las mezclas de concreto deben reunir los requisitos más restrictivos de la Tabla C.4.3.1- Requisitos para el “concreto” según la clase de exposición.

TABLA C.4.2.1 — CATEGORIAS Y CLASES DE EXPOSICIÓN TABLA C.4.3.1 — REQUISITOS PARA EL CONCRETO SEGÚN LA CLASE DE EXPOSICIÓN

Categoría	Severidad	Clase	Condición	
F Congelamiento y deshielo	No es aplicable	F0	Concreto no expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo	
	Moderada	F1	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo y exposición ocasional a la humedad	
	Severa	F2	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo y en contacto continuo con la humedad	
	Muy severa	F3	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo que estará en contacto continuo con la humedad y expuesto a productos químicos descongelantes	
S Sulfato			Sulfatos solubles en agua (SO ₄) en el suelo, % en peso	Sulfato (SO ₄) disuelto en agua, ppm
	No aplicable	S0	SO ₄ < 0.10	SO ₄ < 150
	Moderada	S1	0.10 ≤ SO ₄ < 0.20	150 ≤ SO ₄ < 1500 agua marina
	Severa	S2	0.20 ≤ SO ₄ ≤ 0.40	1500 ≤ SO ₄ ≤ 10000
	Muy severa	S3	SO ₄ > 2.00	SO ₄ > 10000
P Requiere baja permeabilidad	No aplicable	P0	En contacto con el agua donde no se requiere baja permeabilidad	
	Requerida	P1	En contacto con el agua donde se requiera baja permeabilidad	
C Protección del refuerzo para la corrosión	No aplicable	C0	Concreto seco o protegido contra la humedad	
	Moderada	C1	Concreto expuesto a la humedad, pero no a una fuente externa de cloruros	
	Severa	C2	Concreto expuesto a la humedad y a una fuente externa de cloruros provenientes de productos químicos descongelantes, sal, agua salobre, agua de mar o salpicaduras del mismo origen	

Clase de Exposición	Rel. a/mc máx.±	f'c min. MPa	Requisitos mínimos adicionales			
			Tipos de material cementante*			Aditivo cloruro de calcio
			ASTM C 150	ASTM C 595	ASTM C 1157	
F0	N/A	17	N/A			N/A
F1	0.45	31	tabla C.4.4.1			N/A
F2	0.45	31	tabla C.4.4.1			N/A
F3	0.45	31	tabla C.4.4.1			tabla C.4.4.2
S0	N/A	17	Sin restricción en el tipo	Sin restricción en el tipo	Sin restricción en el tipo	Sin restricción
S1	0.50	28	II ¹²	IP(MS), IS(<70) (MS)	MS	Sin restricción
S2	0.45	31	V ²	IP(HS), IS(<70) (HS)	HS	No se permite
S3	0.45	31	V puzolanas o escoria ³	IP(HS) y puzolanas o escoria ⁵ o IS(<70) (HS) y puzolanas o escoria ⁵	HS y puzolanas o escoria ⁵	No se permite
P0	N/A	17	Ninguna			
P1	0.50	28	Ninguna			
C0	N/A	17	Contenido máximo de iones de cloruro (Cl ⁻) soluble en agua en el concreto, porcentaje por peso de cemento		Requisitos relacionados	
C1	0.50	17	Concreto reforzado	Concreto Preesforzado	Ninguno	
C2	0.40	35	1.00	0.06	7.7.6, 18.16 ⁴	

Figura 26. Criterios establecidos en la Norma Sismo resistente NSR-10 relativos a las clases de exposición del hormigón “concreto” (Tablas C.4.2.1 y C.4.3.1).



3.5.2. Agresividad del suelo

La 33 recoge los resultados la muestra de agua tomadas para determinar el contenido en sulfatos, bicarbonato y pH, y comprobar el grado de severidad.

Tabla 33. Contenido en sulfatos.

Sondeo	pH	SO ²⁻ ₄ (mg/l)	CaCO ₃ (mg/l)	Severidad
BH-6	7,62	1484,53	247,5	Moderada

De acuerdo con los datos obtenidos, el terreno presenta una severidad moderada, por lo que deberán adoptarse las medidas adecuadas para que no se produzcan daños debido a ésta. Entre ellas se recomienda el uso de cementos sulfioresistentes o, como mínimo, resistentes al agua marina.

Categoría y clase de exposición de la zona del proyecto

Según los resultados obtenidos y de acuerdo con lo indicado en la *Tabla C.4.2.1- Categorías y clases de exposición*, el área de proyecto se puede clasificar de la siguiente manera.

- F: congelamiento y deshielo. De acuerdo con el emplazamiento de la zona de estudio, no se prevé que el concreto pueda estar expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo. Se considera severidad no aplicable y clase F₀.
- S: sulfato: El contenido en sulfatos lo clasifica como de severidad moderada y se clasifica como clase S₁.
- P: requiere baja permeabilidad. Se considera que no se requiere baja permeabilidad. Por lo que se considera severidad no aplicable y se clasifica como clase P₀.
- C: Protección del refuerzo para a corrosión. Se considera que el concreto está sometido a humedad, pero no a una fuente externa de cloruros. Se considera una severidad moderada y se clasifica como C₁.

Una vez establecidos las categorías y clases de exposición, se establecen en la Tabla 34 los requisitos que debe tener el hormigón.

Tabla 34. Requisitos del concreto.

Clase	Relación agua/cemento	Resistencia mínima (MPa)
F ₀	N/A	17,0
S ₀	0,50	28,0
P ₀	N/A	17,0
C ₁	0,50	17,0



4. Estudio de Riesgos Naturales

4.1. Riesgos geológicos

4.1.1. Riesgo de subsidencia

No se han detectado vacíos o cavidades en los reconocimientos realizados y no hay antecedentes de existencia de ellos en la zona de estudio.

Por lo tanto, se considera nulo el riesgo de subsidencia en el área de influencia del proyecto.

4.1.2. Riesgo de expansividad

Se ha identificado la presencia de suelos con potencial expansivo, especialmente los suelos relacionados con la unidad geotécnica UG – 2 y 4.

Según los resultados del laboratorio y el índice de clasificación, los rangos de potencial expansivo están entre bajos y medios. Este fenómeno puede ocurrir siempre y cuando no se encuentre bajo el nivel freático, como ocurre actualmente.

Por lo tanto, dada la posibilidad de encontrar algún material de suelo potencialmente expansivo deben tomarse precauciones para mitigar los posibles efectos adversos que esto pueda causar.

Para mitigar los efectos de los materiales expansivos existentes, se sugiere que se sigan las siguientes recomendaciones constructivas:

- Se recomienda que las tuberías de saneamiento sean de PVC con juntas flexibles y asegurar su impermeabilidad. El sellado del saneamiento y la tubería es muy importante, no porque afecte la estabilidad de las construcciones, sino porque puede producir posibles patologías en los elementos no estructurales como los pavimentos y alcantarillado.
- Es necesario proteger las excavaciones y disminuir el tiempo de exposición en las excavaciones temporales.
- Es aconsejable realizar un piso sanitario y no apoyar los pavimentos sobre las arcillas para evitar posibles roturas.
- Las aceras perimetrales pavimentadas deben tener pendientes hacia afuera, de tal longitud que sean capaces de proteger las zapatas de superficie (si es necesario), de cualquier ataque químico debido al agua meteórica. Así como los bajantes no se vacíen sobre elementos de hormigón armado.
- Evitar colocar jardines, debido a los riesgos que ello conlleva, ya que la filtración de dicha agua podría crear hundimientos considerables. Esta recomendación es especialmente apropiada en el caso de ejecutar cimientos de superficie.

4.2. Riesgo por sismicidad

4.2.1. Generalidades

Según la norma sismo resistente 2010 (NSR-10), el municipio de Cartagena presenta una **Amenaza sísmica baja**, por lo que, según este tipo de amenaza, se pueden considerar los coeficientes de aceleración sísmica indicados en la Tabla 35:

Tabla 35. Coeficientes de aceleración sísmica considerar

Coeficiente		Valor
Coeficiente de la aceleración horizontal pico efectiva	A_a	0,10
Coeficiente de la velocidad horizontal pico efectiva	A_v	0,10

La norma sismo resistente 2010 (NSR-10) en su *Título A. Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente, apartado A.2.4, Definición del tipo de perfil de suelo* insta a definir el tipo de perfil de suelo en base a los 30 m superiores del mismo. En función del tipo de suelo y de estos coeficientes de aceleración, se pueden establecer los factores de amplificación para los diferentes periodos del espectro (corto e intermedio).

Tal y como indica en la citada norma, en función de los valores de onda sísmica, el perfil debe clasificarse como tipo C.

Consecuentemente, según las tablas A.2.4-3 y A.2.4-4 del *Título A. Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente, apartado A.2.4, Definición del tipo de perfil de suelo* (Figura 24), se tiene:

- Para un valor de aceleración horizontal pico A_a de **0,10** debe considerarse un **factor de amplificación F_a de 1,2** para periodos cortos del espectro.
- Para un valor de velocidad horizontal pico efectiva A_v de **0,10** debe considerarse un **factor de amplificación F_v de 1,7** para periodos intermedios del espectro.

Tabla A.2.4-3
Valores del coeficiente F_a , para la zona de periodos cortos del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Figura 27. Tablas A.2.4-3, valores del coeficiente F_a .

Tabla A.2.4-4
Valores del coeficiente F_v , para la zona de periodos intermedios del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Figura 28. Tabla A.2.4-4 de la norma sismo resistente NSR-10.

El proyecto de construcción del complejo residencial puede clasificarse según su **Coefficiente de Importancia** dentro del **Grupo IV**, de ocupación normal, por no estar incluida dentro de los otros grupos. Por tanto, se le asigna un **coeficiente de importancia (I) de 1,5**.

4.2.2. Aceleración máxima y espectro de diseño elástico

La aceleración máxima del terreno para el periodo cero viene definida por:

$$a_{\max} = A_a \cdot F_a \cdot I \cdot g$$

Donde:

- a_{\max} = Aceleración máxima del terreno para el periodo cero (m/s²)
- A_a = Coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva
- F_a = Coeficiente de amplificación del terreno para periodos cortos del espectro
- I = Coeficiente de importancia
- g = Aceleración de la gravedad

Por su parte, la forma del espectro elástico de aceleraciones expresada como la fracción de la gravedad, para un coeficiente del 5% de amortiguamiento crítico que se debe utilizar en el diseño, se define mediante la expresión:

$$S_a = \frac{1,2 \cdot A_v \cdot F_v \cdot I}{T}$$

Donde:

- S_a = Espectro elástico de aceleraciones, como fracción de la gravedad
- A_v = Coeficiente de la velocidad horizontal pico efectiva
- F_v = Coeficiente de amplificación del terreno para periodos intermedios del espectro
- I = Coeficiente de importancia
- T = Periodo considerado

Se definen tres periodos de vibración, T_c , T_L y T_0 :



$$T_C = 0,48 \cdot \frac{A_v \cdot F_v}{A_a \cdot F_a}$$

$$T_L = 2,4 \cdot F_v$$

$$T_0 = 0,1 \cdot \frac{A_v \cdot F_v}{A_a \cdot F_a}$$

Donde:

- T_C = Período de vibración correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos cortos, y la parte descendente del mismo (en segundos).
- T_L = Período de vibración correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de diseño, para períodos largos (en segundos).
- T_0 = Período de vibración el cual inicia la zona de aceleraciones constantes del espectro de aceleraciones (en segundos).
- A_a = Coeficiente de la velocidad horizontal pico efectiva
- F_a = Coeficiente de amplificación del terreno para periodos cortos del espectro
- A_v = Coeficiente de la velocidad horizontal pico efectiva
- F_v = Coeficiente de amplificación del terreno para periodos intermedios del espectro
- I = Coeficiente de importancia

Estos periodos limitan la expresión del espectro elástico vista anteriormente:

- a) Para periodos de vibración menores de T_C el valor de S_a puede limitarse según se indica a continuación:

$$S_a = 2,5 \cdot A_a \cdot F_a \cdot I$$

- b) Para periodos de vibración mayores de T_L el valor de S_a no puede ser menor que lo indicado a continuación:

$$S_a = \frac{1,2 \cdot A_v \cdot F_v \cdot T_L \cdot I}{T^2}$$

- c) Cuando se realice el análisis dinámico, tal y como se define en el *capítulo A.5 del Título A (NSR-10)*, para periodos de vibración diferentes del fundamental, menores de T_0 , el espectro de diseño puede obtenerse a partir de la ecuación que se indica a continuación:

$$S_a = 2,5 \cdot A_a \cdot F_a \cdot I \cdot \left(0,4 + 0,6 \cdot \frac{T}{T_0} \right)$$

Con todo, se tiene que el espectro se define tal y como se muestra en la Figura 25.

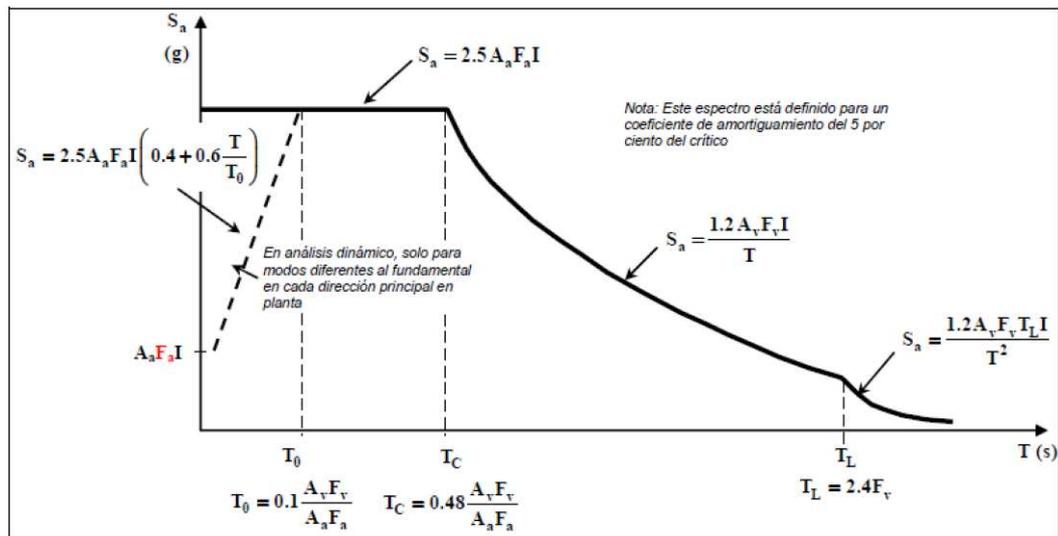


Figura 29. Definición del espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de la gravedad, de acuerdo con la norma sismo resistente NSR-10 (Figura A.2.6-1)

Así pues, considerando como premisas de cálculo correspondientes a la zona de proyecto las definidas anteriormente, se tiene:

- Aceleración pico efectiva, $A_a = 0,10$
- Velocidad pico efectiva, $A_v = 0,10$
- Factor de amplificación para periodos cortos de tiempo, $F_a = 1,2$
- Factor de amplificación para periodos intermedios de tiempo, $F_v = 1,7$
- Coeficiente de importancia, $I = 1,5$

Obteniéndose los siguientes resultados:

- Aceleración máxima horizontal $a_{max} = 0,12g \text{ m/s}^2$.
- Para $T_0 = 0,14$ se obtiene una aceleración horizontal de diseño de $S_a = 0,450$.
- Para $T_c = 0,68$ se obtiene una aceleración horizontal de diseño de $S_a = 0,450$.
- Para $T_L = 4,08$ se obtiene una aceleración horizontal de diseño de $S_a = 0,075$.

El espectro obtenido se muestra en la Figura 30.

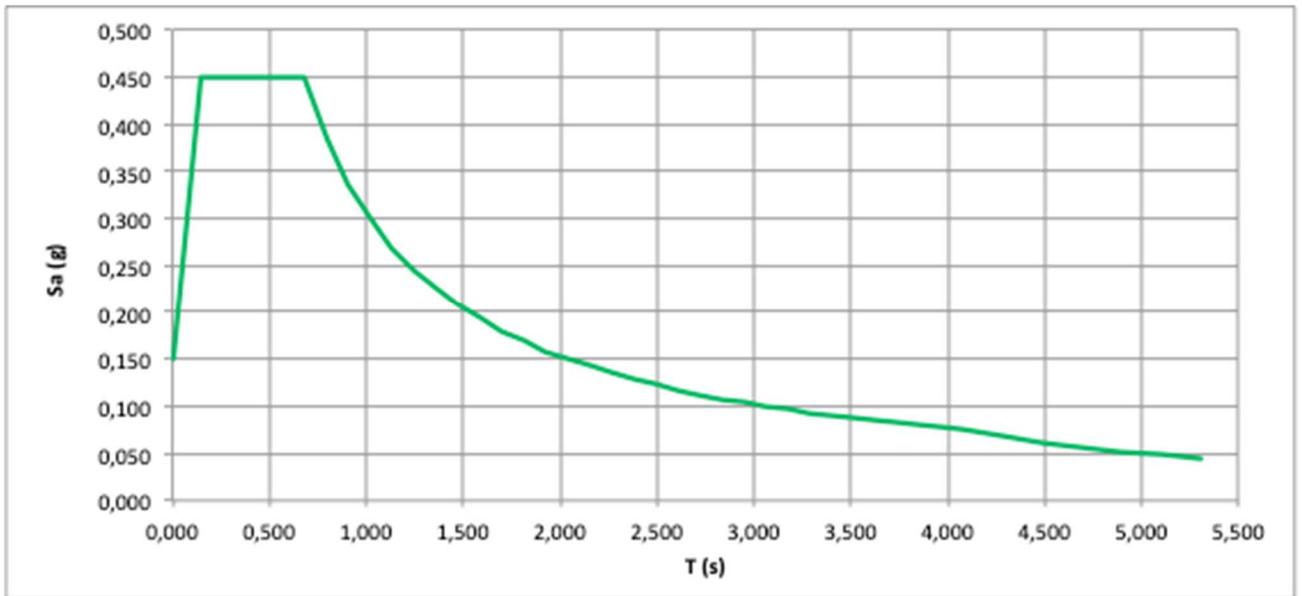


Figura 30. Espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de la gravedad para la zona de proyecto, de acuerdo con la norma sismo resistente NSR-10.

5. Estudio de Soluciones

5.1. Generalidades

En este estudio de soluciones se evaluarán las diferentes posibilidades para la cimentación de las estructuras objeto del proyecto, considerando tanto las cargas transmitidas por estas como las características geológicas y geotécnicas del terreno.

Para ello se tendrá principalmente en cuenta las características de las estructuras principales, ya que son las más restrictivas tanto en cargas, como en las condiciones físicas. Ya que su ubicación viene fijada en el proyecto y al estudiar la viabilidad de las diferentes alternativas de cimentación habrá que considerar las características específicas del terreno para ellas.

5.2. Condicionantes y criterios

Los condicionantes de la obra principalmente son, las características del terreno y la variación de las unidades geotécnicas a lo largo de la zona de estudio, como puede observarse en los perfiles geotécnicos del anexo 2. Y las impuestas por estructuras principales, ubicación, superficie ocupada, carga transmitida y limitación de asentos.

En el apartado 2 se pueden observar en detalle las características de las estructuras principales y en la figura 31 se puede observar su ubicación en planta y su posición con respecto a los perfiles geotécnicos.

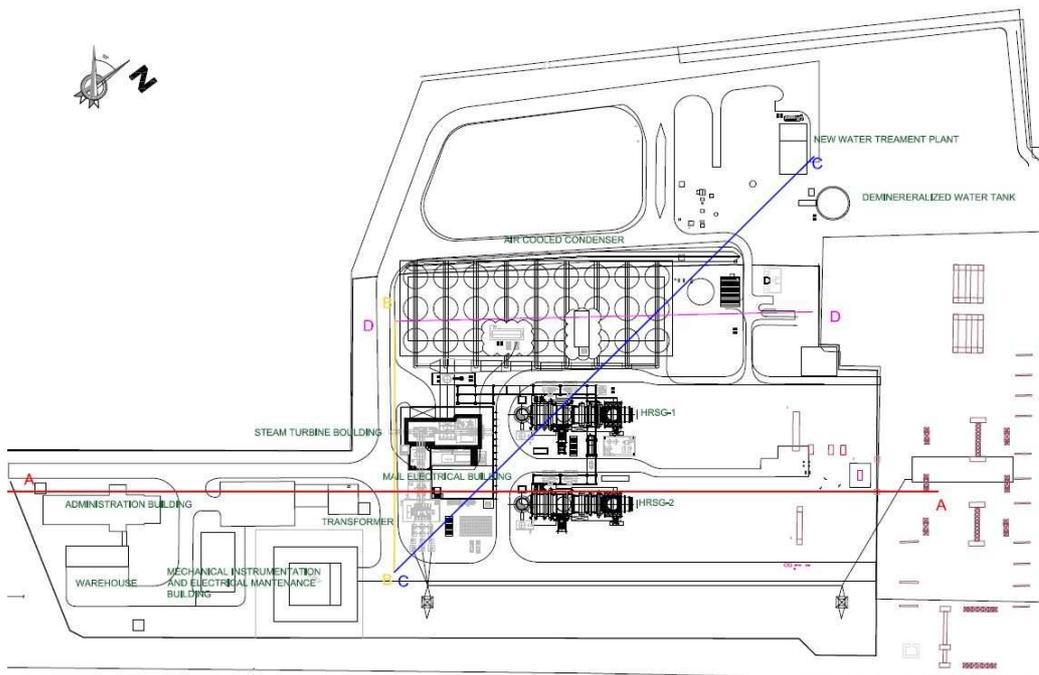


Figura 31. Resumen de la tipología previa y el nivel de excavación de las estructuras, así como las tensiones a ser transmitidas al suelo.



Por tanto, se consideran una serie de condicionantes que regirán el criterio de elección y que deberán cumplir cualquiera de las alternativas planteadas. Esos condicionantes son:

- Técnicos y constructivos: en los que se engloban la viabilidad de su ejecución y la complejidad técnica del proceso constructivo.
- Funcionales: la solución debe satisfacer de forma coherente las necesidades del proyecto, incluidas las limitaciones de asientos impuestas por el cliente para cada una de las estructuras principales
- Medioambientales: donde se tendrá en cuenta el impacto ambiental que pueda causar, buscando un grado de afección mínimo o admisible en el entorno natural (fauna y flora) como a la población local.
- Económicos: donde se valorará la viabilidad de la inversión frente al coste de la misma.

5.3. Alternativas disponibles

De acuerdo con la situación y características del emplazamiento junto con los diversos condicionantes ya comentados, las alternativas planteadas para la cimentación de las estructuras son estas:

- Alternativa 0: No realizar la obra.
- Alternativa 1: Cimentación superficial, Zapatas aisladas.
- Alternativa 2: Cimentación superficial con mejora del terreno, Zapatas aisladas.
- Alternativa 3: Losa de cimentación.
- Alternativa 4: Cimentación profunda, Pilotes hincados.
- Alternativa 5: Cimentación profunda, Pilotes in situ.

5.4. Análisis de las Alternativas

5.4.1. Generalidades

5.4.2. Alternativa 0: No realizar la obra

Esta alternativa se plantea como punto de partida en todo proyecto con el objetivo de cuestionar la necesidad de intervenir o no en la problemática.

Con ello, se pretende recordar que, si las otras alternativas no resultan factibles ni viables técnica o económicamente, se puede optar por no llevar a cabo ninguna actuación, aunque no sea la intención principal del presente estudio.



Ventajas

- Al no realizar ninguna actuación no se afecta al entorno de manera antrópica y tampoco existe un gasto económico.

Inconvenientes

- Al no realizar ninguna actuación no se puede llevar a cabo el motivo de este proyecto, la ampliación de la central térmica Termocandelaria, con el posible impacto ambiental social que esto tendría en la comunidad.
- Si no se realiza la ampliación seguramente surja la necesidad de construir una nueva central en otra ubicación, con los impactos ambientales y costes económicos extra que esto tendría, comparativamente con la ampliación de una central ya existente.

5.4.3. Alternativa 1: Cimentación superficial, Zapatas aisladas.

Esta alternativa plantea cimentar las estructuras mediante zapatas aisladas directamente sobre el terreno. Las zapatas serian cuadradas, con profundidad de empotramiento que variaría entre 0,4 - 1,5 metros y sus dimensiones entre 1 y 2,5 metros de lado. El canto sería el correspondiente para que la zapata fuera rígida.

El proyecto consta de una serie de estructuras principales para las cuales este tipo de cimentación podría no cumplir debido a las importantes cargas que transmiten y diversas edificaciones menores las cuales debido a su poca carga transmitida seguramente puedan cimentar mediante cimentaciones superficiales.

Ventajas

- Este tipo de cimentación presenta el menor coste económico en comparación con el resto de alternativas estudiadas salvo la 0.
- Las cimentaciones superficiales presentan una baja dificultad técnica, son habitualmente utilizadas en edificación y su ejecución no debería causar problemas.

Inconvenientes

- Este tipo de cimentación requiere un suelo competente para poder transmitir cargas elevadas, como las que presentan la mayoría de las estructuras principales, por lo que seguramente no sean aptas para estas estructuras.
- Las limitaciones de asientos en las estructuras principales son bastante estrictas y debido a la gran carga transmitida y las características del terreno es difícil que pueda cumplirse con la limitación de asientos impuesta.



5.4.4. Alternativa 2: Cimentación superficial con mejora del terreno, Zapatas aisladas.

Esta alternativa plantea cimentar las estructuras mediante zapatas aisladas directamente sobre el terreno. De mismas características a las definidas en la Alternativa 1.

Adicionalmente se realizarían mejoras del terreno para asegurar que esta tipología de cimentación pudiera transmitir correctamente las cargas de las estructuras principales y cumplir con sus limitaciones de asientos.

No obstante, este tipo de cimentación podría no cumplir debido a las importantes cargas que transmiten. Las diversas edificaciones menores debido a su poca carga transmitida seguramente puedan cimentar mediante cimentaciones superficiales con o sin mejora de terreno.

Ventajas

- Este tipo de cimentación presenta un menor coste económico en comparación con las cimentaciones profundas, Alternativas 4 y 5.
- Las cimentaciones superficiales presentan una baja dificultad técnica, son habitualmente utilizadas en edificación y su ejecución no debería causar problemas.

Inconvenientes

- Este tipo de cimentación requiere un suelo competente para poder transmitir cargas elevadas, incluso con la mejora del terreno la mayoría de estructuras principales no puedan cimentarse de esta manera.
- Las limitaciones de asientos en las estructuras principales son bastante estrictas y debido a la gran carga transmitida y las características del terreno es difícil que pueda cumplirse con la limitación de asientos impuesta, incluso con una mejora del terreno.
- Los perfiles geotécnicos muestran que los estratos no son completamente horizontales, lo cual complicaría la definición del tipo de mejora de terreno a considerar debido a que ellos materiales en los primeros 5 metros van cambiando dependiendo del punto de la parcela que se esté estudiando.
- Dadas las características del terreno en los primeros 5 metros se requerirían importantes campañas de mejora del terreno para poder cumplir con algunos de los condicionantes impuestos por las estructuras principales.
- Dependiendo de la técnica de mejora del terreno elegida puede tener un grado de dificultad técnica elevado que requiera a profesionales especializados.

5.4.5. Alternativa 3: Losa de cimentación.

Esta alternativa plantea cimentar las estructuras mediante una losa de cimentación directamente sobre el terreno. La losa tendría un empotramiento de 1 metro y tendría como mínimo 10 metros de lado. El canto sería el correspondiente para que la losa no necesitara armado a cortante por el peso propio de la estructura.



El proyecto consta de una serie de estructuras principales para las cuales este tipo de cimentación podría no cumplir debido a las importantes cargas que transmiten y diversas edificaciones menores las cuales debido a su poca carga transmitida seguramente puedan cimentar mediante cimentaciones superficiales y no sería necesario recurrir a una losa.

Ventajas

- Este tipo de cimentación presenta el menor coste económico en comparación con las cimentaciones profundas, Alternativas 4 y 5.
- Las losas de cimentación presentan una dificultad técnica media, ya que son utilizadas en edificación y su ejecución no debería causar problemas excesivos.

Inconvenientes

- Este tipo de cimentación requiere un suelo competente para poder transmitir cargas elevadas, como las que presentan la mayoría de las estructuras principales, por lo que podría no ser apta para estas estructuras.
- Las limitaciones de asientos en las estructuras principales son bastante estrictas y debido a la gran carga transmitida y las características del terreno es difícil que pueda cumplirse con la limitación de asientos impuesta.

5.4.6. Alternativa 4: Cimentación profunda, Pilotes hincados.

Esta alternativa plantea cimentar las estructuras mediante cimentaciones profundas, específicamente pilotes. Tendrían un diámetro de entre 0,46 – 0,8 metros y llegarían hasta una profundidad de entre 15 – 25 metros. El encepado será de entre 0,5 – 1 metro de canto para asegurar la transmisión de cargas a los pilotes sin descargar en el terreno superficial.

El proyecto consta de una serie de estructuras principales para las cuales este tipo de cimentación podría cumplir debido a que las importantes cargas podrían transmitirse a estratos más competentes en profundidad.

No obstante, no serían recomendables para las diversas edificaciones menores las cuales debido a su poca carga transmitida seguramente puedan cimentar mediante cimentaciones superficiales y sería un desperdicio de recursos pilotar dichas estructuras.

Ventajas

- La mayoría de las estructuras principales transmiten elevadas cargas por lo que este tipo de cimentación debería poder transmitir las cumpliendo con los condicionantes requeridos.
- Las limitaciones de asientos en las estructuras principales son bastante estrictas y debido a la gran carga transmitida y las características del terreno este tipo de cimentaciones si debería poder cumplir con las limitaciones impuestas.
- Los pilotes prefabricados permiten un mayor control en la ejecución de los mismos al realizarse en taller y aseguran una mayor corrección de sus características.



- Los pilotes hincados permiten tener una medición real del comportamiento del terreno mientras se hincan y permiten intuir su comportamiento durante su vida útil.

Inconvenientes

- Este tipo de cimentación presenta el mayor coste económico en comparación el resto.
- Las cimentaciones profundas presentan una dificultad técnica media, ya que son menos utilizadas en edificación y su ejecución podría causar problemas no previstos.
- El transporte a obra de los pilotes podría suponer problemas logísticos, ya que trasladar elementos de hormigón prefabricado de entre 15 a 25 metros de longitud tiene unas dificultades logísticas adscritas.

5.4.7. Alternativa 5: Cimentación profunda, Pilotes in situ.

Esta alternativa plantea cimentar las estructuras mediante cimentaciones profundas, específicamente pilotes. De características iguales a las de la Alternativa 4.

El proyecto consta de una serie de estructuras principales para las cuales este tipo de cimentación podría cumplir debido a que las importantes cargas podrían transmitirse a estratos más competentes en profundidad.

No obstante, no serían recomendables para las diversas edificaciones menores las cuales debido a su poca carga transmitida seguramente puedan cimentar mediante cimentaciones superficiales y sería un desperdicio de recursos pilotar dichas estructuras.

Ventajas

- La mayoría de las estructuras principales transmiten elevadas cargas por lo que este tipo de cimentación debería poder transmitir las cumpliendo con los condicionantes requeridos.
- Las limitaciones de asientos en las estructuras principales son bastante estrictas y debido a la gran carga transmitida y las características del terreno este tipo de cimentaciones si debería poder cumplir con las limitaciones impuestas.
- Los pilotes construidos in situ suelen tener un coste menor a los hincados, ya que no se tiene el coste asociado al transporte hasta la obra.

Inconvenientes

- Este tipo de cimentación presenta el mayor coste económico en comparación el resto.
- Las cimentaciones profundas presentan una dificultad técnica media, ya que son menos utilizadas en edificación y su ejecución podría causar problemas no previstos.
- Posteriormente a la ejecución de los pilotes deberán realizarse comprobaciones para asegurar que los pilotes no se han cortado, ni dañado durante el proceso de ejecución y cumplen con las características correctas para aguantar durante su vida útil.



5.5. Evaluación de las Alternativas

Una vez se han expuesto todas las alternativas para el caso de estudio, se evalúa su viabilidad a partir de los criterios y condicionantes expuestos anteriormente. Posteriormente se desarrollará la comprobación y cálculo en detalle de dicha alternativa.

Debido a la variabilidad de casuísticas presentes en el proyecto, diferentes ubicaciones en la parcela, terreno no uniforme en la zona de estudio, gran variabilidad de cargas, ninguna de las alternativas cumplirá óptimamente los criterios expuestos anteriormente para todas las estructuras a estudiar. Teniendo esto en cuenta se llega a una serie de conclusiones:

- La alternativa 0, se contemplan en el informe como medidas a tomar en caso de que en ninguna de las otras opciones se plantee una solución viable, dado que varias de las otras alternativas muestran indicios de ser viables o cumplir los condicionantes impuestos razonablemente, se la puede considerar descartada.
- La alternativa 1 prevalece sobre la 2, ya que a la vista de las características del terreno las estructuras menores pueden cimentarse mediante zapatas aisladas sin la necesidad de una mejora del terreno. Y las edificaciones principales transmiten una carga tan elevada y presentan unas limitaciones de asientos tan estrictas que ni mejorando el terreno podrían cimentarse mediante cimentaciones superficiales.
- La alternativa 3 puede ser aplicable en algunas de las estructuras principales, pero hay que realizar un análisis en detalle para poder comprobar si se pueden cumplir los condicionantes de proyecto.
- Las alternativas 4 y 5 seguramente sean la mejor opción para la cimentación de las estructuras principales, no obstante habrá que llevar a cabo un análisis en detalle para comprobar si se pueden cumplir los condicionantes de proyecto.
- La elección de la alternativa 4 o 5 dependerá principalmente de la situación logística de la zona, en una situación ideal la alternativa 4 es mejor, pero es posible que no sea posible transportar pilotes prefabricados de las dimensiones requeridas hasta la obra.

A la vista de esto se considera que las alternativas 1, 3, 4 y 5 son a priori viables y por tanto requieren un análisis más en detalle para determinar si su aplicación práctica es realista dadas las condiciones impuestas por el proyecto.

Este estudio de estas alternativas se realizará en el apartado 6, donde se darán recomendaciones generales y posteriormente en el apartado 7 se darán soluciones definitivas para cada una de las estructuras principales y para las edificaciones menores, así como comprobar el comportamiento de dichas cimentaciones mediante un software de elementos finitos.



6. Estudio de las Cimentaciones

6.1. Análisis geotécnico de la cimentación

6.1.1. Descripción geotécnica del subsuelo

El emplazamiento donde se ha realizado la campaña geotécnica para el proyecto de la ampliación de la Planta Termoeléctrica Termocandelaria está localizado en el Departamento de Bolívar al sur de su capital Cartagena.

Se han realizado un total de 14 sondeos, dos de 15,0 m de profundidad, cinco de 20,0 m de profundidad y siete de 25,0 m de profundidad, con sus correspondientes ensayos de campo y laboratorio. También se han realizado cuatro líneas de tomografía sísmica. A partir de los resultados obtenidos se pueden hacer las siguientes observaciones:

- a) Se detectó nivel de agua en todos los sondeos realizados, aparece muy cerca de la superficie, sobre los 0,4 m de profundidad en la mayoría del terreno, encontrándose puntualmente sobre 1 m de profundidad.
- b) El perfil del terreno está constituido por cinco unidades geotécnicas, cuyas características se resumen en la Tabla 33.
- c) La primera unidad está formada por depósitos antrópicos, con una potencia de entre 0,50 m y 1,50 m aproximadamente. Dada su naturaleza, las características geotécnicas de esta unidad son bajas por los que se recomienda retirar el material previamente a la construcción de cualquier estructura, ya que su estructura puede dar lugar a asientos significativos del terreno. *Así pues, se descarta cualquier tipo de cimentación desplantada sobre ella.*
- d) La segunda unidad la forman unas arcillas y limos de color pardo, y presenta una potencia de entre 3,00 m y 11,00 m. Se extiende por debajo de la unidad UG 1 en algunos sondeos, pero mayoritariamente aparece en superficie. Esta unidad, desde el punto de vista geotécnico, se puede subdividir en dos secciones.
- e) La tercera unidad está constituida por arenas arcillosas y limosas de color pardo amarillento con intercalaciones de limos, y presenta una potencia de entre 6,00 m y 9,00 m. Se extiende por debajo de la unidad UG 2 en los sondeos, 2, 3, 4, 6 y 15, aunque hay zonas en las que esta UG no aparece. Esta unidad, desde el punto de vista geotécnico y al igual que la unidad anterior, se puede subdividir en dos secciones.
- f) La cuarta unidad la forman unas arcillas y limos de color pardo amarillento, y presenta una potencia de entre 8,00 m y 20,00 m. Se extiende por debajo de la unidad anterior en los sondeos 2, 3, 4, 6 y 15, aunque en el sondeo S-12 surge hasta prácticamente la superficie, apareciendo debajo de la UG- 1. Esta unidad, desde el punto de vista geotécnico y al igual que las dos anteriores, se puede subdividir en dos secciones.
- g) Por último, por debajo de estas unidades aparece una quinta unidad de arcillas y limos de los que no se disponen datos de sus parámetros geotécnicos ni de su potencia.



En el anexo 2 se adjuntan los perfiles geotécnicos realizados donde pueden observarse la disposición de estas unidades.

Tabla 36. Resumen de parámetros geotécnicos

UG	SPT	Potencia (m)	Clasificación USCS	w (%)	γ_t (kN/m ³)	γ_p (kN/m ³)	c_u (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)	ν (-)
UG-1	4	0,5-1,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-
UG-2A	13	3,0-11,0	CH	25	16	20	90	37	15	16	0,23
UG-2B	21		CH	25,6	16	20	130	54	15	22	0,23
UG-3A	14	0,0-9,0	SC	20	17	21	20	-	29	15	0,35
UG-3B	38		SM	11,7	17	20	-	-	40	30	0,35
UG-4A	24	8,0-22-00	CL	15,8	16	20	90	55	10	25	0,35
UG-4B	26		CH	30,0	15	19	150	40	10	26	0,35
UG-5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

6.2. Cota y tipología de la cimentación

Sobre el emplazamiento reconocido está prevista la construcción de estructuras e instalación de equipos tanto en sectores ya construidos como en áreas sin intervenir. El proyecto consta tanto de estructuras principales, las cuales se evaluarán en detalle y se ofrecerán recomendaciones concretas de cimentación mediante tablas, y estructuras menores para las cuales se darán unas recomendaciones más generales.

De acuerdo con los datos disponibles, se desconoce la cota de excavación de las estructuras, así como la totalidad de las cargas a transmitir al terreno y la tipología de las diversas estructuras.

De tal modo, se evalúan diferentes tipologías de cimentación posibles, para poder verificar una vez conocidas la cota de excavación y la tipología y cargas definitivas la viabilidad de las estructuras propuestas.

Únicamente se harán propuestas específicas de cimentación para las estructuras consideradas como principales, estas se encontrarán en el apartado 7, junto con su análisis en detalle mediante un software de elementos finitos.



6.3. Cimentación directa mediante zapatas

6.3.1. Consideraciones previas

A la vista de las características expansivas de las unidades geotécnicas 2 y 4, en el caso de cimentar sobre ellas deberían tomarse alguna de las siguientes precauciones:

- Evitar que se produzcan cambios en el régimen hidráulico,
- Llevar a cabo una sustitución de estos materiales por un suelo tipo zahorra.
- Realizar un tratamiento mediante estabilización con cal para limitar el cambio de volumen (expansividad) de estos materiales.

En este sentido, también se recomienda dimensionar las cimentaciones superficiales para que transmitan la mayor carga posible, con el objetivo de evitar movimientos ascendentes de dicha cimentación.

6.3.2. Carga admisible

Fundamentos de cálculo

La carga de hundimiento de cimentaciones directas se puede calcular según la expresión de Brinch-Hansen (Torrijo y Garzón-Roca, 2018):

$$q_h = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

Donde:

- q_h = Carga de hundimiento (kPa)
- $N_c ; N_q ; N_\gamma$ = Factores de capacidad de carga
- $s_c ; s_q ; s_\gamma$ = Factores de corrección por la geometría de la cimentación
- $i_c ; i_q ; i_\gamma$ = Factores de corrección por la inclinación de las cargas
- $d_c ; d_q ; d_\gamma$ = Factores de corrección por la profundidad de la cimentación
Habitualmente, del lado de la seguridad $d_c = d_q = d_\gamma = 1$.
- c = Cohesión (kPa)
- q = Carga a nivel del plano de cimentación (kPa); usualmente $q = \gamma \cdot D$
- γ = Peso específico (densidad) del terreno (kN/m³)
- B = Ancho de la cimentación (m)
- D = Empotramiento de la cimentación (m)



Para el cálculo de la carga admisible se debe aplicar un factor de seguridad $F = 3$ de acuerdo con lo indicado en la norma sismo resistente (NSR-10) en su Título H. Estudios geotécnicos, Tabla H.4.7-1, para Carga Muerta + Carga Viva Normal.

6.3.2.1. Cimentación sobre la Unidad Geotécnica UG-2

La Unidad Geotécnica UG-2 por unas arcillas y limos de alta plasticidad que presentan unas características que en general son asimilables a un suelo cohesivo, presentando asimismo un grado de saturación elevado. En esta situación, la carga de hundimiento puede obtenerse (Bowles, 1996) considerando un ángulo de rozamiento interno nulo ($\phi = 0^\circ$) y una cohesión igual a la resistencia a corte sin drenaje ($c = c_u$).

Para un ángulo de rozamiento interno $\phi = 0^\circ$ los factores de capacidad de carga toman los valores (Rodríguez Ortiz et al., 1989): $N_c = 5,14$; $N_q = 1$; $N_\gamma = 0$. Con lo que la expresión de Brinch-Hansen resulta:

$$q_h = 5,14 \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot s_q \cdot i_q$$

Como puede verse la carga de hundimiento es independiente del ancho de la zapata. Introduciendo los valores para la densidad aparente y de la resistencia a corte sin drenaje indicados en la Tabla 36, asumiendo la ausencia de inclinación de cargas (o un valor muy reducido de éstas) y una geometría cuadrada de la cimentación ($s_c = 1,2$, $s_q = 1$) se tiene:

$$q_h = 1172,0 + 20,0 \cdot D$$

Con estos datos, la capacidad portante (aplicando un factor de seguridad $F = 3$) vendría dada por la expresión (en kPa):

$$Q_{adm} = 390,1 + 6,7 \cdot D$$

Considerando un empotramiento $D = 0,4$ m, se tiene que la carga admisible de una zapata cimentada sobre la unidad UG-2 será de $Q_{adm} = 393$ kPa.

Cabe recordar que debe intentar dimensionarse estas cimentaciones superficiales para que transmitan la mayor carga posible para evitar, de este modo, movimientos ascendentes de dicha cimentación.

6.3.2.2. Cimentación sobre la Unidad Geotécnica UG-3

La Unidad Geotécnica UG-3 está formada por unas arenas arcillosas y limosas con intercalaciones de limos que presentan unas características que en general son asimilables a un suelo granular.

Para un ángulo de rozamiento interno $\phi' = 30^\circ$ los factores de capacidad de carga toman los valores (Rodríguez Ortiz et al., 1989): $N_c = 30,14$; $N_q = 18,40$; $N_\gamma = 20,09$. Con lo que la expresión de Brinch-Hansen resulta:

$$q_h = 30,14 \cdot c \cdot s_c \cdot i_c + 18,40 \cdot \gamma \cdot D \cdot s_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot 20,09 \cdot \gamma \cdot B \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

Introduciendo el valor de la densidad aparente indicado en la Tabla 37, asumiendo una cohesión efectiva nula (lado de la seguridad), la ausencia de inclinación de cargas (o un valor muy reducido de éstas) y una geometría cuadrada de la cimentación ($s_q = 1$, $s_\gamma = 0,3$) se tiene:

$$q_h = 368,0 \cdot D + 60,3 \cdot B$$

Con estos datos, la capacidad portante (aplicando un factor de seguridad $F = 3$) vendría dada por la expresión (en kPa):

$$Q_{adm} = 122,7 \cdot D + 20,1 \cdot B$$

A partir de esta solución, la Tabla recoge la carga admisible para diferentes anchos de cimentación y empotramiento:

Tabla 37. Carga admisible (seguridad frente al hundimiento) para diferentes anchos de cimentación y empotramiento, para la Unidad Geotécnica UG-3.

D = 0,4 m							
B (m)	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50
Q _{adm} (kPa)	70	75	80	85	90	95	100
D = 0,6 m							
B (m)	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50
Q _{adm} (kPa)	94	99	104	109	114	119	124
D = 1,0 m							
B (m)	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50
Q _{adm} (kPa)	143	148	153	158	163	168	173
D = 1,5 m							
B (m)	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50
Q _{adm} (kPa)	204	209	214	219	224	229	234

6.3.2.3. Cimentación sobre la Unidad Geotécnica UG-4

La Unidad Geotécnica UG-4 está formada por arcillas y limos de media a alta plasticidad, con características claras de un suelo cohesivo, presentando asimismo un grado de saturación elevado. En esta situación, al igual que en la unidad geotécnica UG-2, la carga de hundimiento puede obtenerse (Bowles, 1996) considerando un ángulo de rozamiento interno nulo ($\phi = 0^\circ$) y una cohesión igual a la resistencia a corte sin drenaje ($c = c_u$).

Para un ángulo de rozamiento interno $\phi = 0^\circ$ los factores de capacidad de carga toman los valores (Rodríguez Ortiz *et al.*, 1989): $N_c = 5,14$; $N_q = 1$; $N_\gamma = 0$. Con lo que la expresión de Brinch-Hansen resulta:



$$q_h = 5,14 \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot s_q \cdot i_q$$

Como puede verse la carga de hundimiento es independiente del ancho de la zapata. Introduciendo los valores para la densidad aparente y de la resistencia a corte sin drenaje indicados en la Tabla 36, asumiendo la ausencia de inclinación de cargas (o un valor muy reducido de éstas) y una geometría cuadrada de la cimentación ($s_c = 1,2$, $s_q = 1$) se tiene:

$$q_h = 1110,2 + 20,0 \cdot D$$

Con estos datos, la capacidad portante (aplicando un factor de seguridad $F = 3$) vendría dada por la expresión (en kPa):

$$Q_{adm} = 370,1 + 6,7 \cdot D$$

Considerando un empotramiento $D = 0,4$ m, se tiene que la carga admisible de una zapata cimentada sobre la unidad UG-4 será de $Q_{adm} = 373$ kPa.

6.3.3. Carga de trabajo en función del asiento

En lo que respecta a los asientos, éstos pueden valorarse según un modelo elástico e isótropo, de acuerdo con la expresión (Rodríguez Ortiz *et al.*, 1989; Torrijo y Garzón-Roca, 2018):

$$s = \frac{q_0 \cdot B \cdot (1 - \nu^2)}{E} \cdot K$$

Donde:

s = Asiento (m)

q_0 = Tensión de contacto (kPa)

B = Ancho de la cimentación (m)

E = Módulo de deformación elástico (kPa)

ν = Coeficiente de Poisson

K = Factor de forma; su valor es de 0,88 para zapatas cuadradas y carga rígida

Se considera, de acuerdo con las normativas existentes, un valor de asiento máximo de 2,5 cm (1 pulgada).

6.3.3.1. Cimentación sobre la Unidad Geotécnica UG-2

La Tabla 35 recoge la relación ante anchos de zapata y cargas de trabajo, así como los asientos esperables para la tensión admisible calculada de 393 kPa, aplicando la expresión de estimación de asientos para los parámetros geotécnicos de la unidad UG-2 indicados en la Tabla 38.

Tabla 38. Carga de trabajo para diferentes anchos de cimentación, para la Unidad Geotécnica UG-2

B (m)	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50
q_0 (kPa) ; $s = 2,5$ cm	485	388	323	277	242	215	194
s (cm) ; $q_0 = 393$ kPa	2,03	2,53	3,04	3,55	4,05	4,56	5,07

Como puede observarse la carga de trabajo que produce un asiento de 2,5 cm es en todos los casos considerados (ancho de zapata no superior a 2,50), excepto para anchos inferiores de 1,25 m, inferior a la carga admisible calculada, 393 kPa, por lo que el asiento es el factor limitante de la cimentación, y deben de usarse cargas de cimentación adecuadas a este asiento.

6.3.3.2. Cimentación sobre la Unidad Geotécnica UG-3

La Tabla 36 recoge la relación ante anchos de zapata y cargas de trabajo, así como los asientos esperables para las tensiones admisibles calculadas antes (Tabla 39), aplicando la expresión de estimación de asientos para los parámetros geotécnicos de la unidad UG-3 indicados en la Tabla 36.

Tabla 39. Carga de trabajo para diferentes anchos de cimentación, para la Unidad Geotécnica UG-3

B (m)	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50
q_0 (kPa) ; $s = 2,5$ cm	531	425	354	303	265	236	212
s (cm) ; $q_0 = Q_{adm}(D = 0,4$ m)	0,33	0,44	0,57	0,70	0,85	1,01	1,18
s (cm) ; $q_0 = Q_{adm}(D = 0,6$ m)	0,45	0,59	0,74	0,90	1,08	1,27	1,47
s (cm) ; $q_0 = Q_{adm}(D = 1,0$ m)	0,68	0,88	1,09	1,31	1,54	1,79	2,05
s (cm) ; $q_0 = Q_{adm}(D = 1,5$ m)	0,97	1,24	1,52	1,82	2,12	2,44	2,77

En ningún caso, la carga admisible deberá superar los valores de carga de trabajo q_0 indicados en la tabla, debiéndose limitar los primeros de ser necesario, con el fin de no superar un asiento de 2,5 cm. Así, por ejemplo, si se resuelve la cimentación con zapatas cuadradas de 2,50 m de lado empotradas 1,5 m, la tensión admisible debe limitarse a 212 kPa, no pudiéndose alcanzar los 234 kPa indicados en la Tabla 37, pues se incurriría en un asiento de 2,77 cm, mayor al asiento máximo de 2,5 cm.

6.3.3.3. Cimentación sobre la Unidad Geotécnica UG-4

La Tabla 40 recoge la relación ante anchos de zapata y cargas de trabajo, así como los asientos esperables para la tensión admisible calculada de 373 kPa, aplicando la expresión de estimación de asientos para los parámetros geotécnicos de la unidad UG-4 indicados en la Tabla 33.

Tabla 40. Carga de trabajo para diferentes anchos de cimentación, para la Unidad Geotécnica UG-4

B (m)	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50
q_0 (kPa) ; $s = 2,5$ cm	780	624	520	446	390	347	312
s (cm) ; $q_0 = 373$ kPa	1,19	1,49	1,79	2,09	2,39	2,69	2,99



Como puede observarse para anchos de zapata iguales o inferiores a 2,0 m, el factor limitante es la carga de trabajo (373 kPa). Sin embargo, para anchos de zapata superiores a 2,0 m el factor limitante vendrá dado por los asientos ya que superan valores de 2,5 cm.

6.3.4. Posibilidad de cimentación mediante zapatas

Como puede comprobarse, según las cargas supuestas, en todas las unidades geotécnicas es posible cimentar los pilares del edificio mediante zapatas aisladas, si bien deberá analizarse la viabilidad de cimentación para cada edificio principal debido a la gran diferencia de cargas a transmitir entre los diferentes edificios.

6.4. Cimentación directa mediante losa

6.4.1. Consideraciones previas

En este caso también se valora la cimentación en las unidades geotécnica UG-2, UG-3 y UG-4.

La carga admisible de una cimentación superficial mediante losa en un suelo granular suponiendo un asiento máximo de 5,0 cm (2 pulgadas) se puede calcular, de acuerdo con Bowles (1996), como:

$$Q_{adm} = \frac{N_{55}}{8} \cdot \left(1 + 0,33 \cdot \frac{D}{B} \right) \cdot 10$$

Donde:

Q_{adm} = Carga admisible (kPa)

N_{55} = Valor del golpe del SPT corregido al 55%

B = Ancho de la losa (m)

D = Empotramiento de la losa en el terreno (m)

Además, para el diseño estructural de la losa, es necesario definir el coeficiente de balasto, el cual se puede estimar en base a la correlación dada por la NAVFAC (1971):

$$k_{30} = 0,25 \cdot N_{30}$$

Donde:

k_{30} = Coeficiente de balasto (kg/cm³)

N_{30} = Valor del golpe del SPT

6.4.1.1. Cimentación sobre la Unidad Geotécnica UG-2

Puesto que a un valor de golpe SPT $N_{30} = 13$ le corresponde un valor $N_{55} = 8$, entrando en la expresión anterior con un empotramiento estimado de 1 m y un ancho estimado de 10 m, se puede estimar la carga admisible en 10 kPa.

Además, se tiene un coeficiente de balasto $k_{30} = 3,25 \text{ kg/cm}^3 = 0,033 \text{ N/mm}^3$.



6.4.1.2. Cimentación sobre la Unidad Geotécnica UG-3

En este caso se tiene un valor de $N_{55} = 9$, y con los mismos supuestos que en el caso anterior, se puede estimar la carga admisible en 12 kPa.

Además, se tiene un coeficiente de balasto $k_{30} = 3,50 \text{ kg/cm}^3 = 0,035 \text{ N/mm}^3$.

6.4.1.3. Cimentación sobre la Unidad Geotécnica UG-4

En este caso tenemos un valor de $N_{55} = 15$, y con los mismos supuestos que en el caso anterior, se puede estimar la carga admisible en 19 kPa.

Además, se tiene un coeficiente de balasto $k_{30} = 6,00 \text{ kg/cm}^3 = 0,060 \text{ N/mm}^3$.

6.4.2. Posibilidad de cimentación mediante losa

Los valores de carga obtenidos son bajos, por lo que, a no ser que se realicen mejoras del terreno no se recomienda la cimentación por losa. Además, las cargas transmitidas por los edificios a estudiar son o muy altas, con lo cual sería más recomendable cimentar mediante pilotes o lo suficientemente bajas como para cimentar mediante zapatas aisladas.

Como añadido, los valores del coeficiente de balasto obtenidos no están en consonancia con los propuestos por la literatura (Calavera, 1987) que normalmente se encuentra en un rango ente 0,11 y 0,20 N/mm^3 .

6.5. Cimentación mediante pilotes

6.5.1. Carga de hundimiento de un pilote

6.5.1.1. Formulación genérica

La carga de hundimiento de un pilote se calcula según:

$$Q_h = Q_p + Q_f$$

Donde:

Q_h = Carga de hundimiento (kN)

Q_p = Resistencia por punta, igual a $r_p \cdot A_p$, siendo r_p la resistencia unitaria por punta (kPa) y A_p el área de la punta (m^2)

Q_f = Resistencia por fuste, igual a $r_f \cdot A_f$, siendo r_f la resistencia unitaria por fuste (kPa) y A_f el área lateral del fuste (m^2)

6.5.1.2. Resistencia unitaria por punta

Para terrenos granulares o para terrenos cohesivos en condiciones drenadas (largo plazo) trabajando en términos efectivos de tensiones, la resistencia unitaria por punta viene dada por la expresión:



$$r_p = c \cdot N_c^* + N_q^* \cdot \sigma'_{v0} \leq 90 \text{ kPa}$$

Donde:

r_p = Resistencia unitaria por punta (kPa)

c = Cohesión (kPa)

σ'_v = Tensión vertical efectiva al nivel de la punta del pilote (kPa)

N_q^* ; N_c^* = Factores de capacidad de carga para cimentaciones profundas, función del ángulo de rozamiento interno, ϕ' , según las siguientes expresiones:

$$N_q^* = 1,5 \cdot \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi'} \cdot f_D \quad ; \quad N_c^* = \frac{N_q^* - 1}{\tan \phi'}$$

Para profundidades mayores a 20 veces el diámetro del pilote se utilizará como valor de σ'_{v0} la tensión vertical efectiva a una profundidad igual a veinte diámetros.

El factor f_D tiene en cuenta el efecto del diámetro del pilote en el coeficiente de capacidad de carga, y puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$f_D = 1 - \frac{1}{3} \cdot D \geq \frac{2}{3}$$

Siendo:

D = Diámetro del pilote (m)

Para terrenos cohesivos en condiciones no drenadas (corto plazo) trabajando en términos totales de tensiones, la resistencia unitaria por punta viene dada por la expresión (Rodríguez Ortiz *et al.*, 1989; González de Vallejo *et al.*, 2002):

$$r_p = 9 \cdot c_u$$

Donde:

r_p = Resistencia unitaria por punta (kPa)

c_u = Cohesión sin drenaje, igual a la resistencia a corte sin drenaje (kPa)



6.5.1.3. Resistencia unitaria por fuste

Para terrenos granulares o para terrenos cohesivos en condiciones drenadas (largo plazo) trabajando en términos efectivos de tensiones, la resistencia unitaria por fuste viene dada por la expresión:

$$r_f = c + \sigma'_v \cdot k_0 \cdot \tan \delta \leq 90 \text{ kPa}$$

Donde:

r_f = Resistencia unitaria por fuste (kPa)

c = Cohesión (kPa)

σ'_v = Tensión vertical efectiva a lo largo del fuste (kPa)

k_0 = Coeficiente de empuje al reposo

δ = Ángulo de rozamiento del contacto pilote-terreno; a falta de información fehaciente se puede suponer que $k_0 \cdot \tan \delta = 0,3$

Para terrenos cohesivos en condiciones no drenadas (corto plazo) trabajando en términos totales de tensiones, la resistencia unitaria por fuste viene dada por la expresión:

$$r_f = c_u \cdot \frac{p_0}{p_0 + c_u} \leq 70 \text{ kPa}$$

Donde:

r_f = Resistencia unitaria por fuste (kPa)

c_u = Cohesión sin drenaje, igual a la resistencia a corte sin drenaje (kPa)

p_0 = Tensión de referencia igual a 100 kPa

6.5.2. Carga admisible de un pilote

La carga admisible del pilote individual se calcula aplicando un factor de seguridad $F = 3$ para la punta y $F = 2$ para el fuste, según la expresión:

$$Q_{adm} = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{2}$$

6.5.3. Tope estructural de un pilote

La norma sismo resistente (NSR-10) en su *Título C. Cimentaciones, capítulo 15 de concreto estructural, el apartado 11. Pilotes y cajones de cimentación, punto 3 de esfuerzos axiales máximos*, establece que los esfuerzos máximos para un pilote son los siguientes:



- a) Para esfuerzos de compresión causados por cargas gravitacionales (no incluye efectos de hincado):

$$D + L \leq 0,25 \cdot f'_c \cdot A_g$$

$$1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L \leq 0,35 \cdot f'_c \cdot A_g$$

- b) Para esfuerzos de compresión causados por cargas gravitacionales más los efectos sísmicos:

$$D + L + 0,7 \cdot E \leq 0,33 \cdot f'_c \cdot A_g$$

$$1,2 \cdot D + L + E \leq 0,35 \cdot f'_c \cdot A_g$$

Donde:

D = Carga muerta (peso propio, peso material de construcción y peso permanente)

L = Carga viva, incluye objetos móviles

E = Fuerzas sísmicas reducidas de diseño

f'_c = Resistencia nominal del concreto

A_g = Área bruta de la sección de concreto

En ningún caso, la carga admisible de un pilote deberá superar el tope estructural de éste, debiéndose limitar la primera de ser necesario.

6.5.4. Posibilidad de cimentar mediante pilotes

Debido a las grandes cargas transmitidas por algunos edificios a estudiar y la existencia de estratos competentes entre los 15 y 25 metros, seguramente sea recomendable cimentar mediante pilotes algunas de las edificaciones.

No obstante, habrá que realizar un análisis en detalle de cada edificación principal, así como tener en cuenta los perfiles geotécnicos de los lugares en los que se ubiquen. Diseñando, por tanto, una tabla de pilotes recomendados para cada edificación principal.

7. Definición de las cimentaciones y Análisis mediante software de elementos finitos

A partir de lo definido en el apartado anterior y teniendo en cuenta las características de los diferentes tipos de estructuras a cimentar se han realizado tablas de las dos tipologías que se consideran más recomendables:

- Zapatas aisladas, para edificaciones menores que transmiten poca carga y para el ACC por especificaciones del proyecto.
- Cimentaciones profundas, para la mayoría de las edificaciones principales, debido a las importantes cargas y las características del terreno.

7.1. Cimentaciones de elementos menores y ACC.

7.1.1. Generalidades

Debido a que varios tipos de estructuras menores van a utilizar este tipo de cimentaciones y a que están ubicadas en distintos puntos de la parcela los cálculos se han realizado suponiendo el apoyo de las cimentaciones directas en las tres unidades geotécnicas competentes.

El caso de la cimentación del ACC se analizará en detalle mediante el software de elementos finitos Plaxis, ya que el diseño a comprobar viene predefinido en el proyecto, incluidos los elementos de cimentación.

Para conocer cómo afectan los distintos tipos de zapata a cada edificación hay que buscar en los perfiles del terreno la unidad geotécnica presente en la ubicación de la edificación. En este sentido hay que remarcar que se descarta la cimentación directa sobre la UG-1 ya que esta unidad no es competente para dicho uso.

Para el cálculo de las cimentaciones superficiales se ha considerado un empotramiento de un metro y no se ha despreciado completamente el aporte del rozamiento en las UG-2 y 4 ni el de la cohesión en la UG-3, por lo que los valores son un poco superiores a los obtenidos en el apartado 6.3.

7.1.2. UG-2

Tabla 41. Tabla de cimentaciones aisladas para la Unidad Geotécnica UG-2

Tabla zapatas								
Ancho zapata (m)	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	3,00
carga admisible (Kg/cm ²)	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54
carga admisible (kPa)	248,64	248,69	248,74	248,79	248,84	248,89	248,94	249,04
asiento (cm)	1,23	1,54	1,84	2,15	2,46	2,77	3,08	3,69
Carga Total por zapata (kN)	248,64	388,58	559,67	761,93	995,37	1260,01	1555,88	2241,36
Tabla zapatas fijado asiento máximo								
Asiento máximo admisible (cm)	2,5							
carga admisible (Kg/cm ²)	5,16	4,13	3,44	2,95	2,58	2,29	2,06	1,72
carga admisible (kPa)	505,71	404,57	337,14	288,98	252,85	224,76	202,28	168,57
Carga Total por zapata (kN)	505,71	632,14	758,56	884,99	1011,42	1137,85	1264,27	1517,13



7.1.3. UG-3

Tabla 42. Tabla de cimentaciones aisladas para la Unidad Geotécnica UG-3

Tabla zapatas								
Ancho zapata (m)	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	3,00
carga admisible (Kg/cm ²)	2,73	2,84	2,94	3,05	3,16	3,26	3,37	3,58
carga admisible (kPa)	268,08	278,42	288,76	299,10	309,44	319,78	330,11	350,79
asiento (cm)	0,83	1,08	1,34	1,62	1,92	2,23	2,56	3,26
Carga Total por zapata (kN)	268,08	435,03	649,71	915,99	1237,75	1618,86	2063,21	3157,11
Tabla zapatas fijado asiento máximo								
Asiento máximo admisible (cm)	2,5							
carga admisible (Kg/cm ²)	8,22	6,58	5,48	4,70	4,11	3,65	3,29	2,74
carga admisible (kPa)	806,14	644,91	537,43	460,65	403,07	358,28	322,46	268,71
Carga Total por zapata (kN)	806,14	1007,68	1209,21	1410,75	1612,28	1813,82	2015,35	2418,42

7.1.4. UG-4

Tabla 43. Tabla de cimentaciones aisladas para la Unidad Geotécnica UG-4

Tabla zapatas								
Ancho zapata (m)	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	3,00
carga admisible (Kg/cm ²)	2,86	2,87	2,87	2,87	2,87	2,87	2,87	2,87
carga admisible (kPa)	280,91	280,96	281,01	281,06	281,11	281,16	281,21	281,30
asiento (cm)	0,85	1,07	1,28	1,50	1,71	1,92	2,14	2,57
Carga Total por zapata (kN)	280,91	439,00	632,27	860,74	1124,43	1423,35	1757,53	2531,73
Tabla zapatas fijado asiento máximo								
Asiento máximo admisible (cm)	2,5							
carga admisible (Kg/cm ²)	8,39	6,71	5,59	4,79	4,19	3,73	3,35	2,80
carga admisible (kPa)	822,30	657,84	548,20	469,89	411,15	365,47	328,92	274,10
Carga Total por zapata (kN)	822,30	1027,88	1233,45	1439,03	1644,60	1850,18	2055,75	2466,90

7.2. Cimentación de estructuras principales

7.2.1. Generalidades

Debido a las importantes cargas transmitidas por la mayoría de las estructuras principales y las características del terreno se recomienda cimentar mediante cimentaciones profundas, específicamente pilotes.

7.2.2. Tablas de Pilotes

En la elaboración de estas tablas se ha realizado un análisis en detalle de cada edificación principal, así como de los perfiles geotécnicos de los lugares en los que se ubiquen. Diseñando, por tanto, una tabla de pilotes recomendados para cada edificación principal en particular.



Para el cálculo de las cimentaciones profundas se ha considerado un encepado de un metro de canto y en caso de una estructura aparecer en múltiples perfiles se ha tomado como resultado la tabla más restrictiva.

Las tablas de cimentaciones recomendadas para cada edificación estudiada se han realizado considerando los diámetros 0,46, 0,6 y 0,8 metro y pilotes de longitud 15, 20 y 25 metros.

Pedestal

Tabla 44. Tabla Pilotes Pedestal

Tabla Pilotes								
Tipo	Características pilote					Resistencia por pilote (kN)		Nº de pilotes
	Área	D (m)	Longitud (m)	fck	Te (Mpa)	Q útil	T rotura (arranque)	
Circular	0,17	0,46	15	35	1,74	441,16	804,46	160
Circular	0,28	0,60	15	35	2,97	589,46	1.049,29	120
Circular	0,50	0,80	15	35	5,28	802,96	1.399,06	90
Circular	0,17	0,46	20	35	1,74	562,50	1.085,46	130
Circular	0,28	0,60	20	35	2,97	742,79	1.415,81	100
Circular	0,50	0,80	20	35	5,28	997,98	1.887,75	75
Circular	0,17	0,46	25	35	1,74	683,84	1.366,45	105
Circular	0,28	0,60	25	35	2,97	896,12	1.782,33	80
Circular	0,50	0,80	25	35	5,28	1.192,99	2.376,44	60

Edificio de la Turbina (Steam turbine building)

Tabla 45. Tabla Pilotes Turbina

Tabla Pilotes								
Tipo	Características pilote					Resistencia por pilote (kN)		Nº de pilotes
	Área	D (m)	Longitud (m)	fck	Te (Mpa)	Q útil	T rotura (arranque)	
Circular	0,17	0,46	15	35	1,74	442,62	807,67	560
Circular	0,28	0,60	15	35	2,97	591,36	1.053,48	420
Circular	0,50	0,80	15	35	5,28	805,46	1.404,64	310
Circular	0,17	0,46	20	35	1,74	563,97	1.088,67	440
Circular	0,28	0,60	20	35	2,97	744,69	1.420,00	340
Circular	0,50	0,80	20	35	5,28	1.000,48	1.893,33	250
Circular	0,17	0,46	25	35	1,74	685,31	1.369,66	360
Circular	0,28	0,60	25	35	2,97	898,01	1.786,52	280
Circular	0,50	0,80	25	35	5,28	1.195,49	2.382,03	210

Intercambiador de calor (HRSG)

Tabla 46. Tabla Pilotes HRSG

Tabla Pilotes								
Tipo	Características pilote					Resistencia por pilote (kN)		Nº de pilotes
	Área	D (m)	Longitud (m)	fck	Te (Mpa)	Q útil	T rotura (arranque)	
Circular	0,17	0,46	15	35	1,74	363,32	642,22	385
Circular	0,28	0,60	15	35	2,97	487,78	837,68	290
Circular	0,50	0,80	15	35	5,28	667,16	1.116,90	220
Circular	0,17	0,46	20	35	1,74	484,67	923,22	290
Circular	0,28	0,60	20	35	2,97	641,11	1.204,20	220
Circular	0,50	0,80	20	35	5,28	862,17	1.605,59	170
Circular	0,17	0,46	25	35	1,74	606,01	1.204,21	240
Circular	0,28	0,60	25	35	2,97	794,43	1.570,71	180
Circular	0,50	0,80	25	35	5,28	1.057,18	2.094,29	140

Edificio Principal (Main electric building)

Tabla 47. Tabla Pilotes Edificio Principal

Tabla Pilotes								
Tipo	Características pilote					Resistencia por pilote (kN)		Nº de pilotes
	Área	D (m)	Longitud (m)	fck	Te (Mpa)	Q útil	T rotura (arranque)	
Circular	0,17	0,46	15	35	1,74	445,56	814,09	210
Circular	0,28	0,60	15	35	2,97	595,15	1.061,86	160
Circular	0,50	0,80	15	35	5,28	810,46	1.415,81	120
Circular	0,17	0,46	20	35	1,74	566,91	1.095,09	160
Circular	0,28	0,60	20	35	2,97	748,48	1.428,38	120
Circular	0,50	0,80	20	35	5,28	1.005,48	1.904,50	90
Circular	0,17	0,46	25	35	1,74	688,25	1.376,09	140
Circular	0,28	0,60	25	35	2,97	901,81	1.794,90	104
Circular	0,50	0,80	25	35	5,28	1.200,49	2.393,20	80

Transformador (Transformer)

Tabla 48. Tabla Pilotes Transformador

Tabla Pilotes								
Tipo	Características pilote					Resistencia por pilote (kN)		Nº de pilotes
	Área	D (m)	Longitud (m)	fck	Te (Mpa)	Q útil	T rotura (arranque)	
Circular	0,17	0,46	15	35	1,74	445,56	814,09	65
Circular	0,28	0,60	15	35	2,97	595,15	1.061,86	50
Circular	0,50	0,80	15	35	5,28	810,46	1.415,81	36
Circular	0,17	0,46	20	35	1,74	566,91	1.095,09	50
Circular	0,28	0,60	20	35	2,97	748,48	1.428,38	40
Circular	0,50	0,80	20	35	5,28	1.005,48	1.904,50	30
Circular	0,17	0,46	25	35	1,74	688,25	1.376,09	45
Circular	0,28	0,60	25	35	2,97	901,81	1.794,90	35
Circular	0,50	0,80	25	35	5,28	1.200,49	2.393,20	25

Taller y Almacén (Workshop and warehouse building)

Tabla 49. Tabla Pilotes Taller y Almacén

Tabla Pilotes								
Tipo	Características pilote					Resistencia por pilote (kN)		Nº de pilotes
	Área	D (m)	Longitud (m)	fck	Te (Mpa)	Q útil	T rotura (arranque)	
Circular	0,17	0,46	15	35	1,74	436,15	796,71	230
Circular	0,28	0,60	15	35	2,97	582,44	1.039,18	170
Circular	0,50	0,80	15	35	5,28	792,69	1.385,58	130
Circular	0,17	0,46	20	35	1,74	557,49	1.077,71	180
Circular	0,28	0,60	20	35	2,97	735,76	1.405,70	140
Circular	0,50	0,80	20	35	5,28	987,70	1.874,27	100
Circular	0,17	0,46	25	35	1,74	678,84	1.358,70	150
Circular	0,28	0,60	25	35	2,97	889,09	1.772,22	120
Circular	0,50	0,80	25	35	5,28	1.182,71	2.362,96	90

Planta tratamiento de agua (Water plant)

Tabla 50. Tabla Pilotes planta tratamiento agua

Tabla Pilotes								
Tipo	Características pilote					Resistencia por pilote (kN)		Nº de pilotes
	Área	D (m)	Longitud (m)	fck	Te (Mpa)	Q útil	T rotura (arranque)	
Circular	0,17	0,46	15	35	1,74	393,98	708,11	150
Circular	0,28	0,60	15	35	2,97	527,35	923,63	110
Circular	0,50	0,80	15	35	5,28	718,94	1.231,50	80
Circular	0,17	0,46	20	35	1,74	515,33	989,11	120
Circular	0,28	0,60	20	35	2,97	680,67	1.290,15	90
Circular	0,50	0,80	20	35	5,28	913,96	1.720,20	70
Circular	0,17	0,46	25	35	1,74	636,67	1.270,11	90
Circular	0,28	0,60	25	35	2,97	834,00	1.656,67	70
Circular	0,50	0,80	25	35	5,28	1.108,97	2.208,89	60

Tanque de Agua (Water tank)

Tabla 51. Tabla Pilotes Tanque de agua

Tabla Pilotes								
Tipo	Características pilote					Resistencia por pilote (kN)		Nº de pilotes
	Área	D (m)	Longitud (m)	fck	Te (Mpa)	Q útil	T rotura (arranque)	
Circular	0,17	0,46	15	35	1,74	393,98	708,11	100
Circular	0,28	0,60	15	35	2,97	527,35	923,63	70
Circular	0,50	0,80	15	35	5,28	718,94	1.231,50	49
Circular	0,17	0,46	20	35	1,74	515,33	989,11	72
Circular	0,28	0,60	20	35	2,97	680,67	1.290,15	56
Circular	0,50	0,80	20	35	5,28	913,96	1.720,20	36
Circular	0,17	0,46	25	35	1,74	636,67	1.270,11	64
Circular	0,28	0,60	25	35	2,97	834,00	1.656,67	42
Circular	0,50	0,80	25	35	5,28	1.108,97	2.208,89	30

7.3. Análisis mediante software de elementos finitos

7.3.1. Generalidades

Una vez dimensionados los elementos de cimentación se comprueba la validez de estos elementos con un análisis mediante el software de elementos finitos Plaxis. Con el objetivo de:

- Comprobar la validez de la solución adoptada
- Tener en cuenta la interacción entre los elementos de cimentación de una misma estructura
- Analizar la interacción de las cimentaciones de diferentes estructuras situadas próximas entre sí o colindantes.

7.3.2. Definición del modelo

El terreno está compuesto por 4 unidades geotécnicas cuyas características principales son:

Tabla 52. Resumen Unidades Geotécnicas

Características Unidades Geotécnicas										
UG	SPT	Clasificación USCS	w (%)	γ_s (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c_u (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)	ν Adi.
UG-1	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-
UG-2	18	CH	16	16	20	110	40	15	16,9	0,23
UG-3	29	SC/SM	17	17	20,58	20	10	35	24,9	0,35
UG-4	25	CH	15,5	15,5	19,65	130	50	10	25,4	0,35

Los parámetros utilizados para modelarlas, con el software de elementos finitos *Plaxis 2D*, se recogen en la tabla 53:

Tabla 53. Resumen característica modelo

General							Parámetros tenso-deformacionales				Tipo de suelo
Materiales	Modelo de comportamiento	Color	Tipo de drenaje	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	e	E (kN/m ²)	ν (nu)	c (kPa)	ϕ (°)	
UG-1	Mohr-Coulomb		Drenado	10	10	0,5	1,50E+04	0,2	10	15	Orgánico
UG-2	Mohr-Coulomb		No drenado A	16	20	0,65	1,69E+04	0,225	110	15	Muy Fino
UG-3	Mohr-Coulomb		Drenado	17	20,58	0,558	2,49E+04	0,35	10	30	Grano medio
UG-4	Mohr-Coulomb		No drenado A	15,5	19,65	0,71	2,54E+04	0,35	125	10	Muy Fino
C35/45	Linear Elastic		No poroso	25	-	-	3,41E+07	0,2	-	-	-

Las Zapatas asiladas del ACC vienen definidas por proyecto y para las Cimentaciones profundas se ha elegido como optimo los pilotes de 0,6 m de diámetro y una longitud de 20 m de profundidad.

7.3.3. Perfiles a estudiar

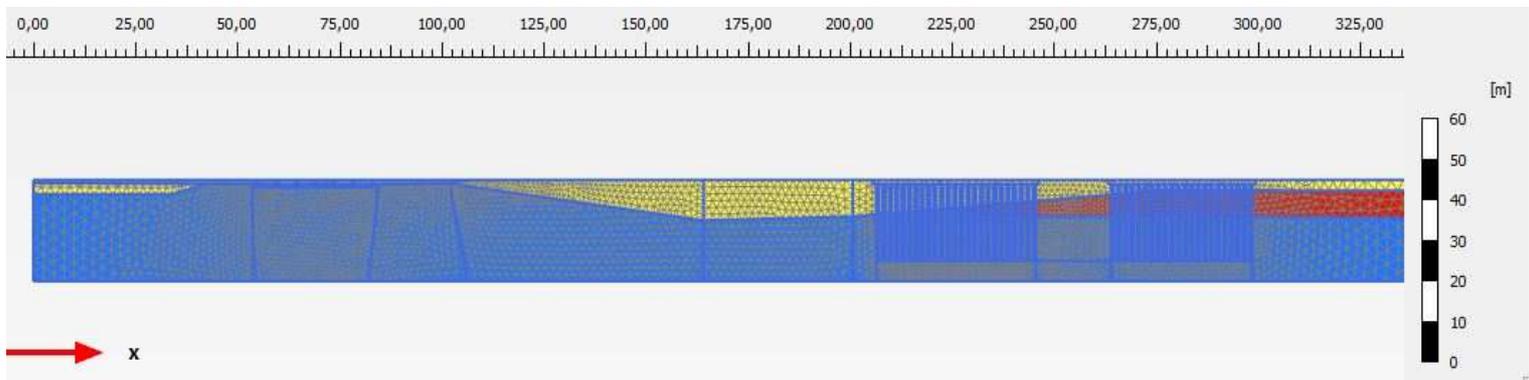
Se han estudiado los perfiles A-A', B-B' y C-C', correspondientes con los perfiles geotécnicos. Al considerarlos suficientes como para evaluar el comportamiento de las cimentaciones y los objetivos anteriormente enunciados.

7.3.4. Perfil A-A'

En este perfil se puede observar el edificio del *Warehouse*, el Transformador, el Edificio principal eléctrico y el *HRS*G cimentados mediante pilotes. En una según iteración se comprobó la viabilidad de cimentar el Warehouse mediante zapatas aisladas.

7.3.4.1. Perfil General

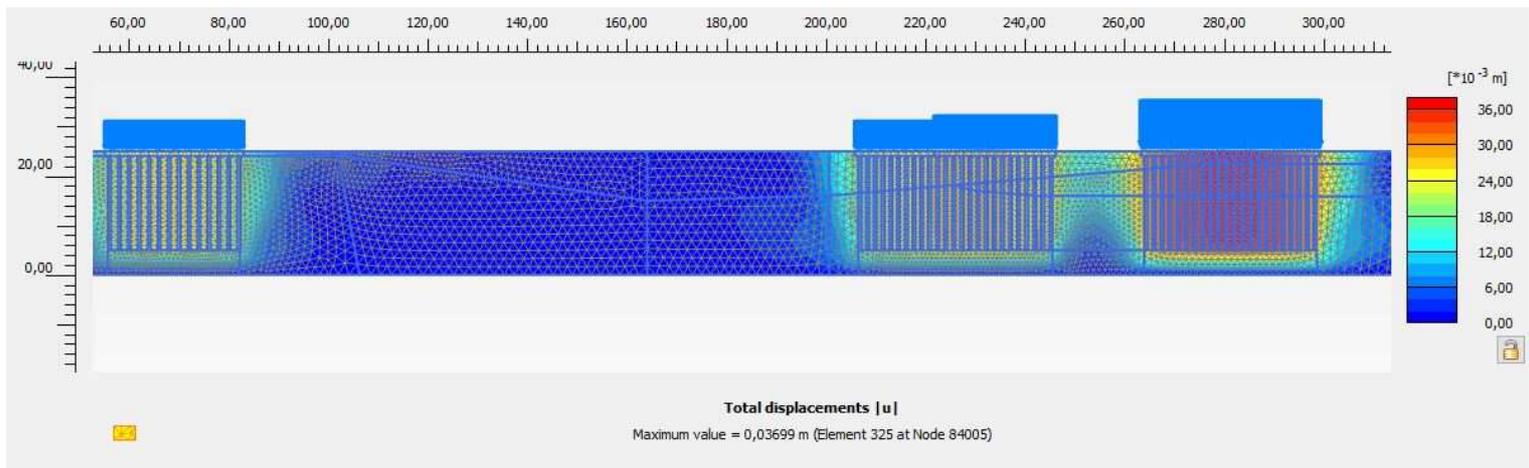
Figura 32. Modelo Plaxis perfil A-A.



Perfil general del segundo modelo, el realizado cimentando el Warehouse mediante zapatas.

7.3.4.2. Deformaciones generales

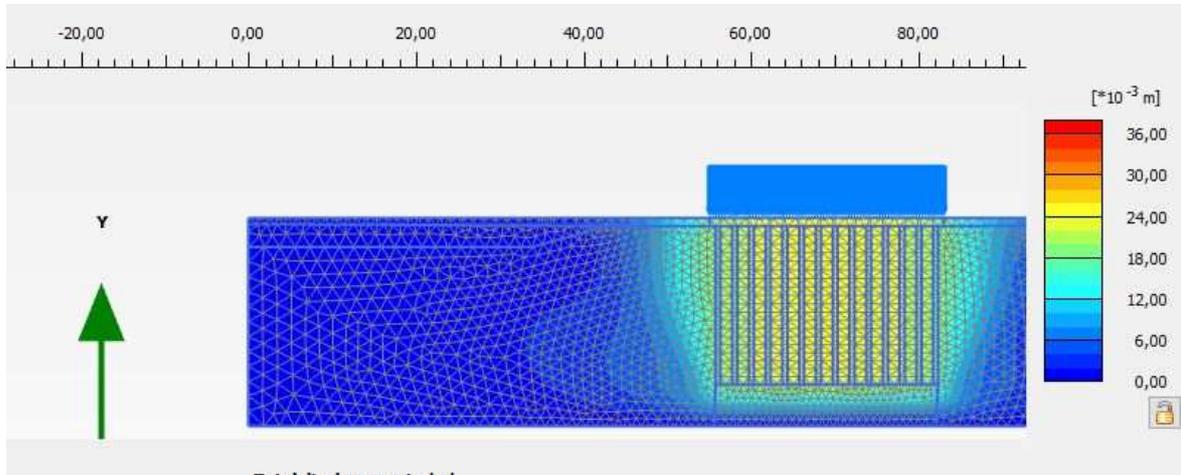
Figura 33. Deformaciones generales



El mayor asiento es de 3,7 cm y ocurre bajo el HRSG. Si se quiere asegurar el cumplimiento del límite de asientos habría que aumentar la longitud de los pilotes dispuestos en la tabla en 5 m (hasta los 25 m de profundidad) o aumentar su diámetro hasta los 0,8 m.

7.3.4.3. Deformaciones en el Warehouse (cimentado mediante pilotes)

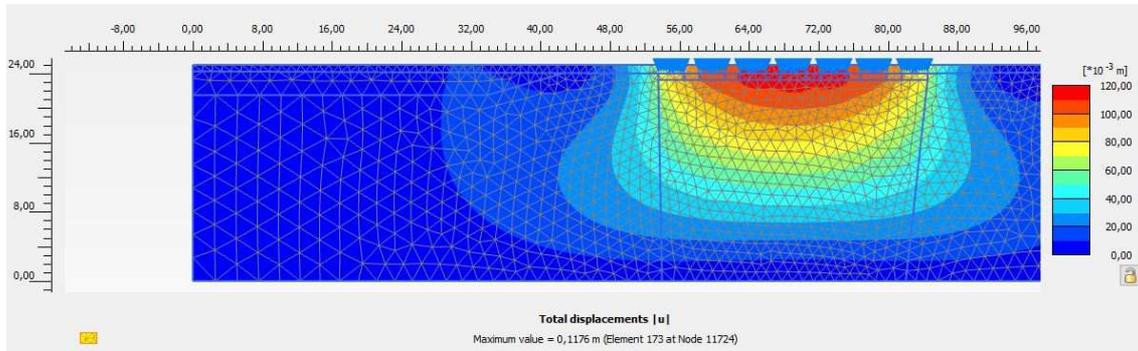
Figura 34. Deformaciones bajo el Almacén mediante pilotes



Los asientos son de unos 2,4 cm en la zona del Warehouse.

7.3.4.4. Deformaciones en el Warehouse (cimentado mediante zapatas)

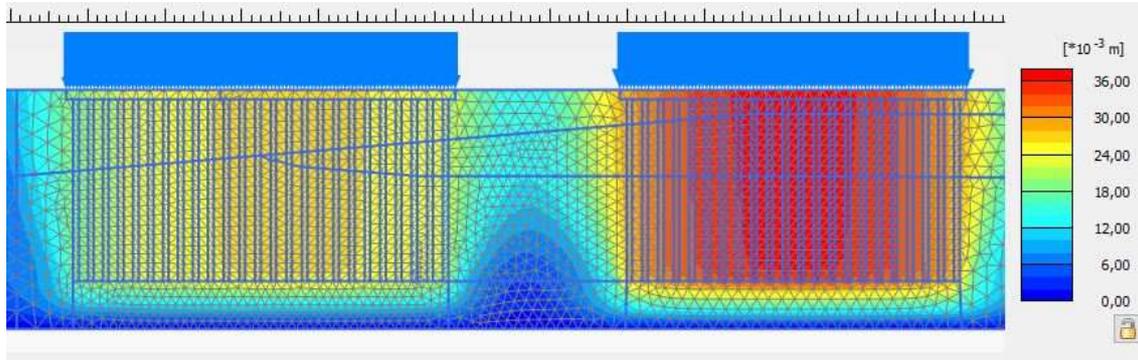
Figura 35. Deformaciones bajo el Almacén mediante zapatas



Se valoró la posibilidad de cimentar este elemento mediante zapatas, pero los asientos son de unos 12 cm, superiores a los límites establecidos. Se recomienda no cimentar el warehouse mediante zapatas.

7.3.4.5. Deformaciones en el Transformador, el Edificio principal eléctrico y el HRSG

Figura 36. Deformaciones bajo el Transformados, el Edificio principal y el HRSG.



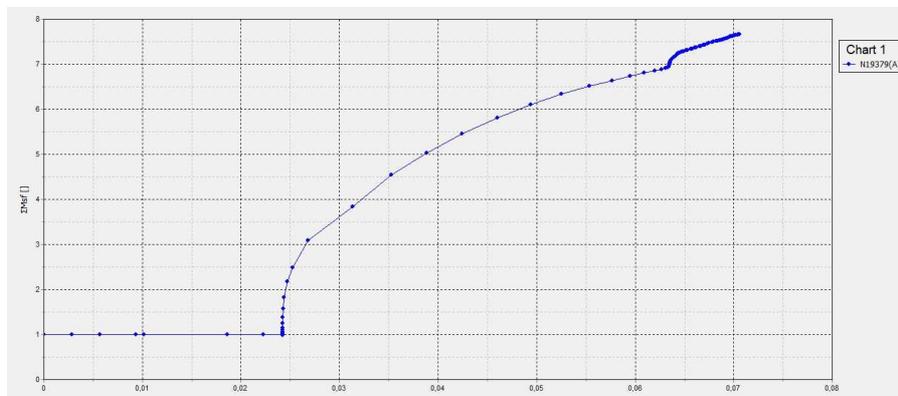
La zona del transformador y el Main electric building presenta una deformación de unos 2,4 a 2,6 cm y la zona debajo del HRSG presenta una deformación de 3,6 cm.

7.3.4.6. Coeficiente de Seguridad

En este caso también se ha estudiado, en cinco puntos concretos del perfil, el coeficiente de seguridad mediante el método de *Phi/C reduction*, que consiste en ir reduciendo la resistencia del terreno hasta llegar al equilibrio estricto:

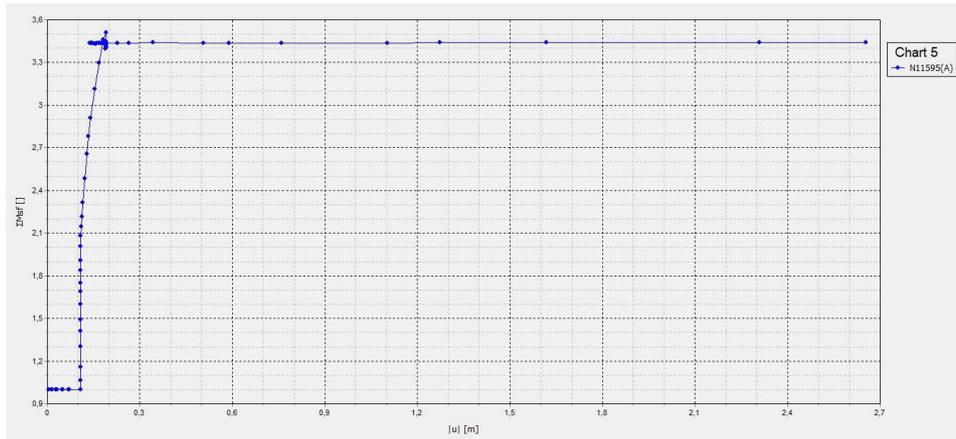
A (Bajo el Warehouse, con pilotes)

Figura 37. Curva Phi y c reducción punto A



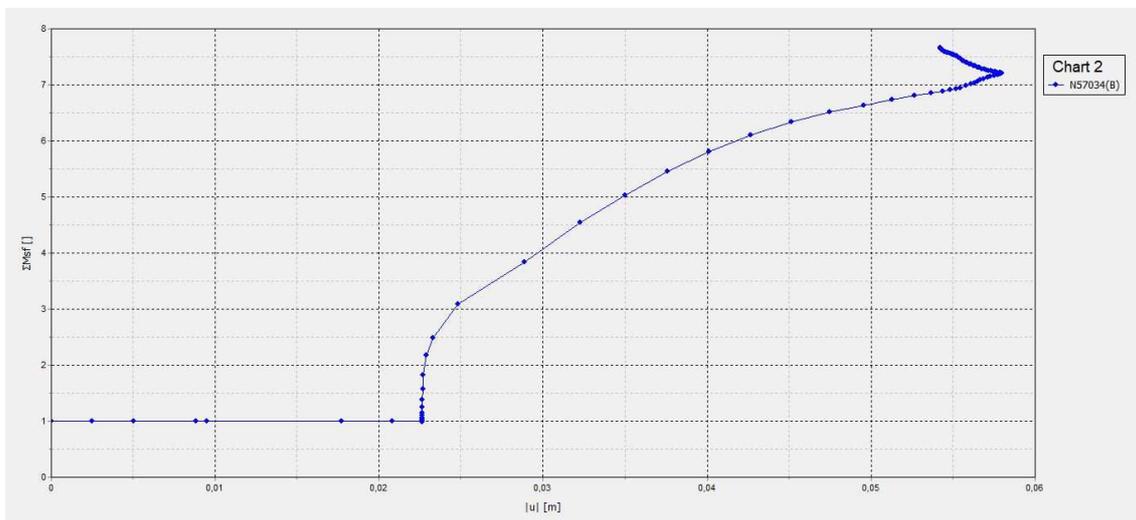
A (Bajo el Warehouse, con zapatas)

Figura 38. Curva Phi y c reducción punto A



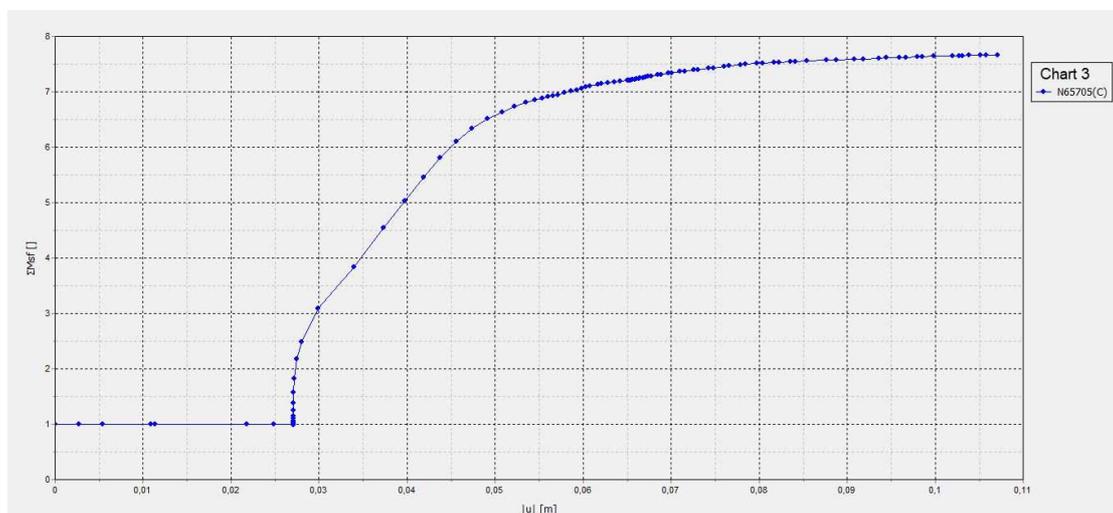
B (Bajo el Transformador)

Figura 39. Curva Phi y c reducción punto B



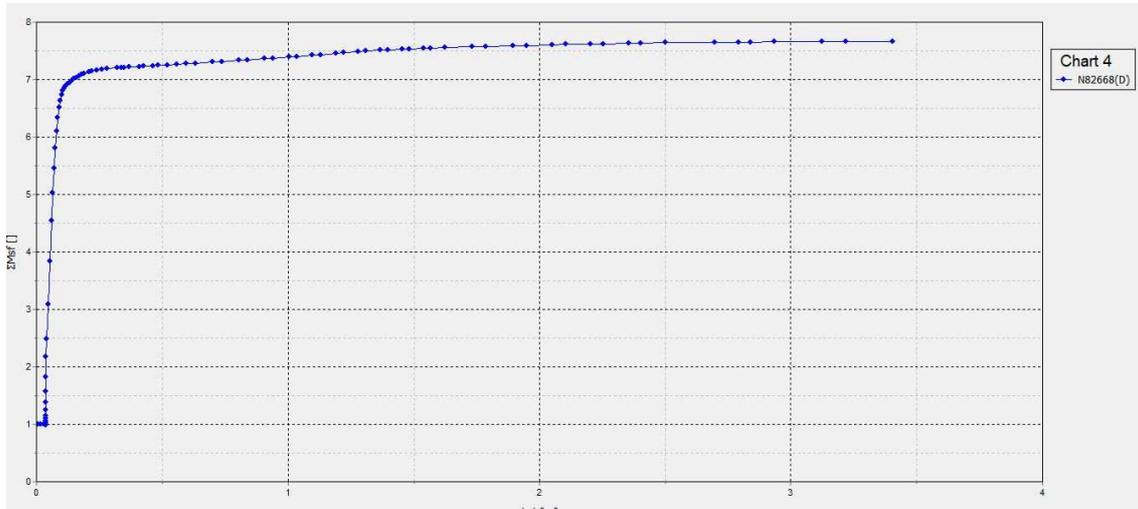
C (Bajo el Main electric building)

Figura 40. Curva Phi y c reducción punto C



D (Bajo el HRSG)

Figura 41. Curva Phi y c reducción punto D



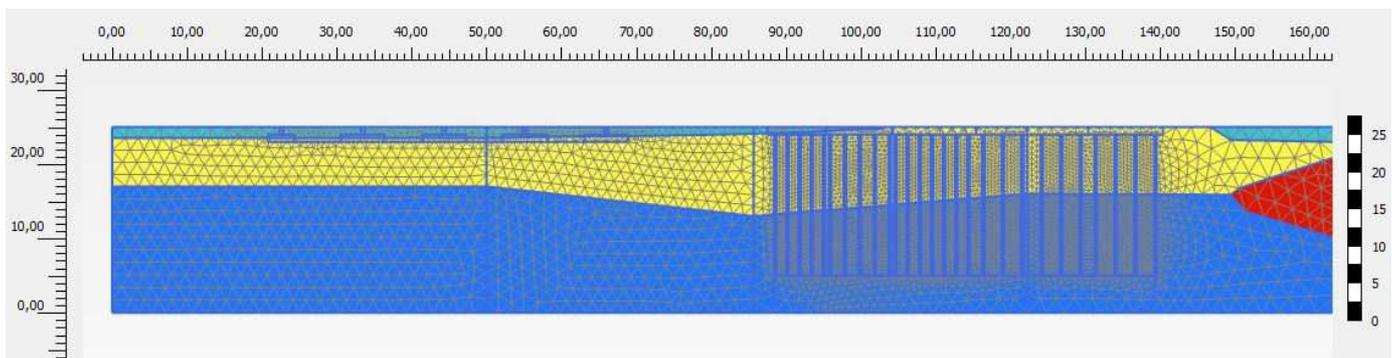
Con los datos obtenidos, puede observarse que, en todos los casos (al igual que en el perfil anterior), el coeficiente de seguridad está como mínimo entre 2,5 y 3, lo que asegura la estabilidad de las cimentaciones.

7.3.5. Perfil B-B'

En este perfil se puede observar el edificio del ACC cimentado con zapatas, los edificios del Pedestal, la Turbina, el Edificio principal eléctrico cimentados mediante pilotes y el Transformador cimentado mediante una losa.

7.3.5.1. Perfil General

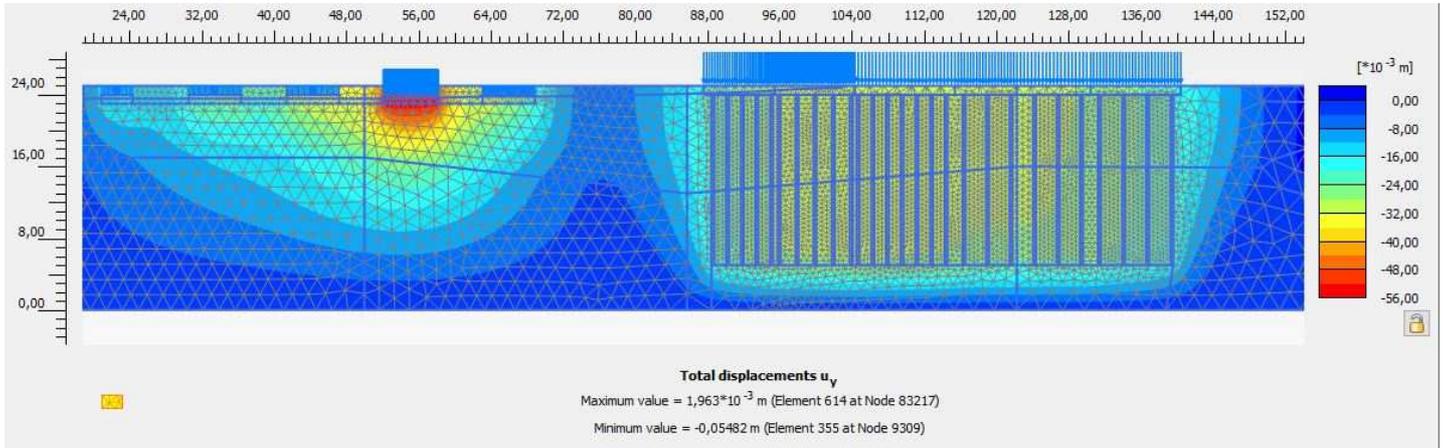
Figura 42. Modelo Plaxis perfil B-B



Perfil general del modelo, el realizado cimentando el transformador mediante una losa.

7.3.5.2. Deformaciones generales

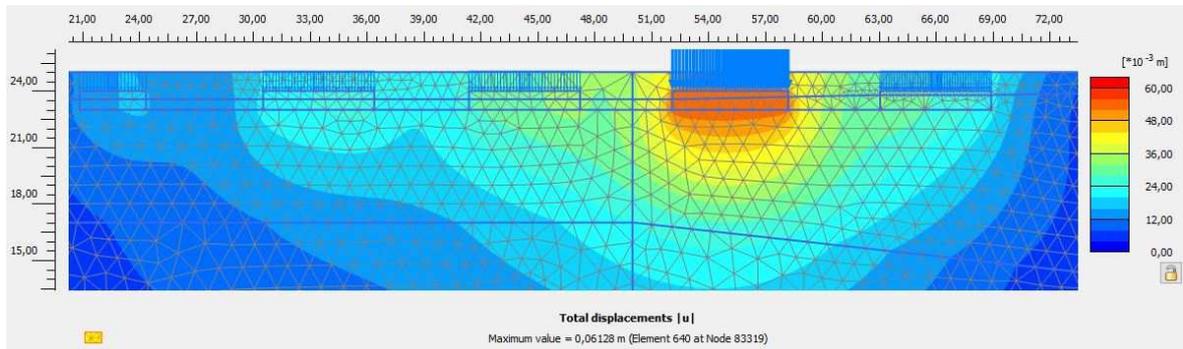
Figura 43. Deformaciones perfil B-B



El mayor asiento es de 5,48 cm y ocurre en la cuarta zapata del ACC, la zapata F5 del ACC asienta más de lo recomendable, por lo que se recomienda modificarla o pilotarla. En el resto de los puntos los asientos son tolerables.

7.3.5.3. Deformaciones en el ACC

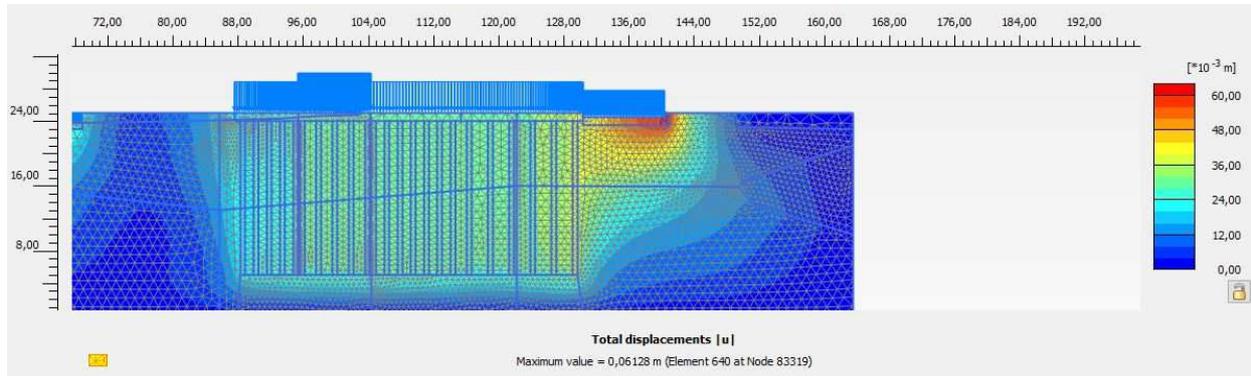
Figura 44. Deformaciones ACC



El mayor asiento es de 5,48 cm y ocurre en la zapata tipo F5 del ACC, el resto de las zapatas presentan un asiento razonable de como máximo 2,4 cm.

7.3.5.4. Deformaciones en la zona pilotada

Figura 45. Deformaciones Pedestal, Edificio principal y Transformador



Los asentamientos en esta zona son de unos 6,13 cm en la zona más cargada, bajo el Transformador, se recomienda pilotar el transformador. En el resto de los puntos el asiento es de 2,6 cm próximo a los 2,5 cm de limitación.

7.3.5.5. Determinación del Coeficiente de Seguridad

Se ha estudiado, en cinco puntos concretos del perfil, el coeficiente de seguridad mediante el método de *Phi/C reduction*, que consiste en ir reduciendo la resistencia del terreno hasta llegar al equilibrio estricto:

A y B (Bajo el ACC)

Figura 46. Curva Phi y c reducción punto A

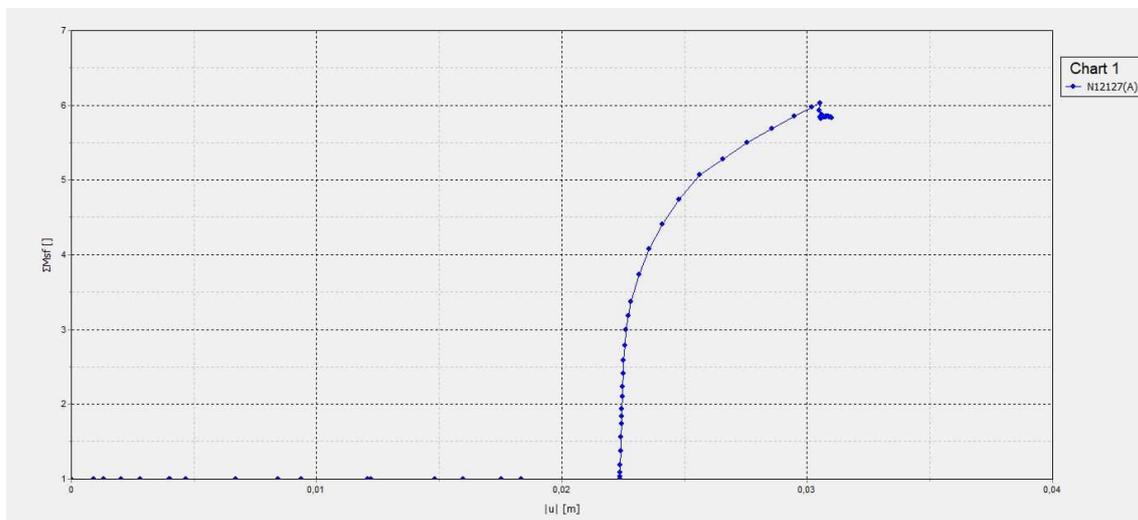
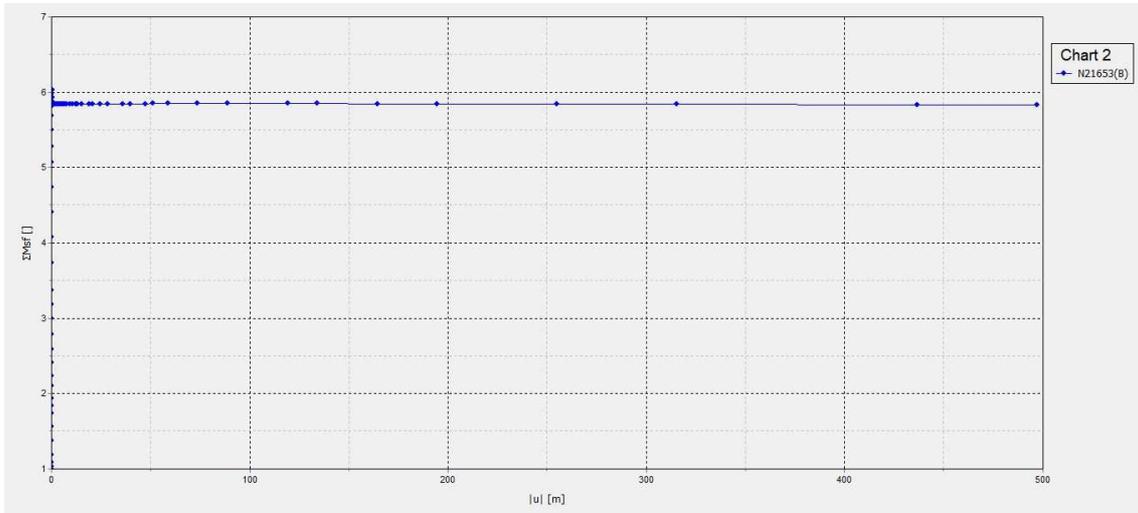
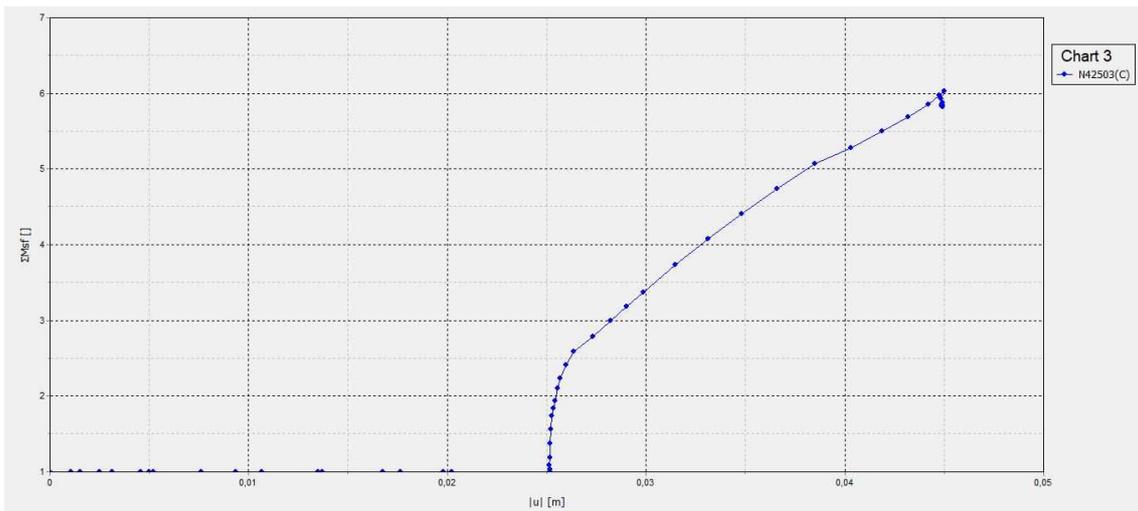


Figura 47. Curva Phi y c reducción punto B



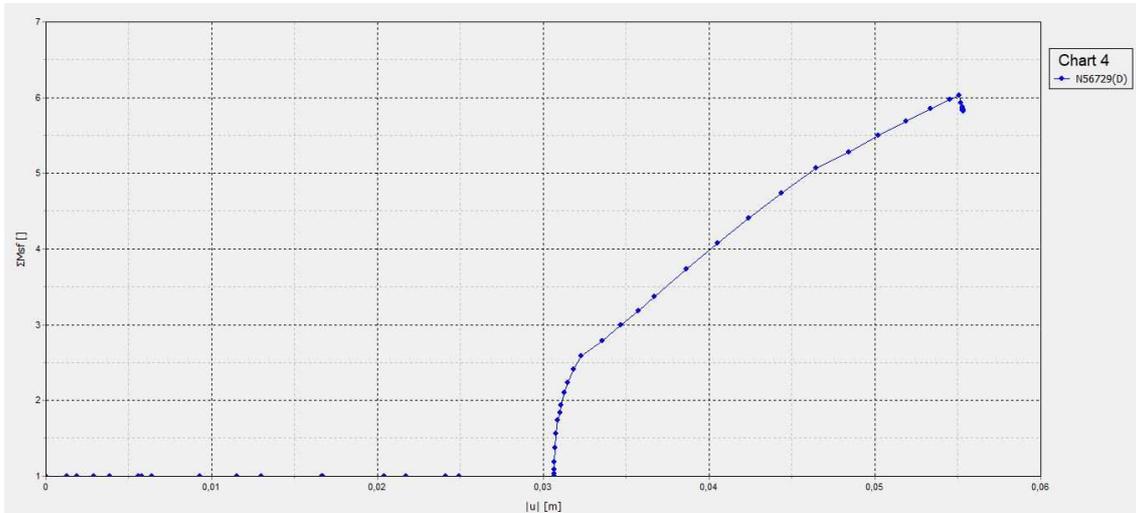
C (Bajo el edificio de la turbina)

Figura 48. Curva Phi y c reducción punto C



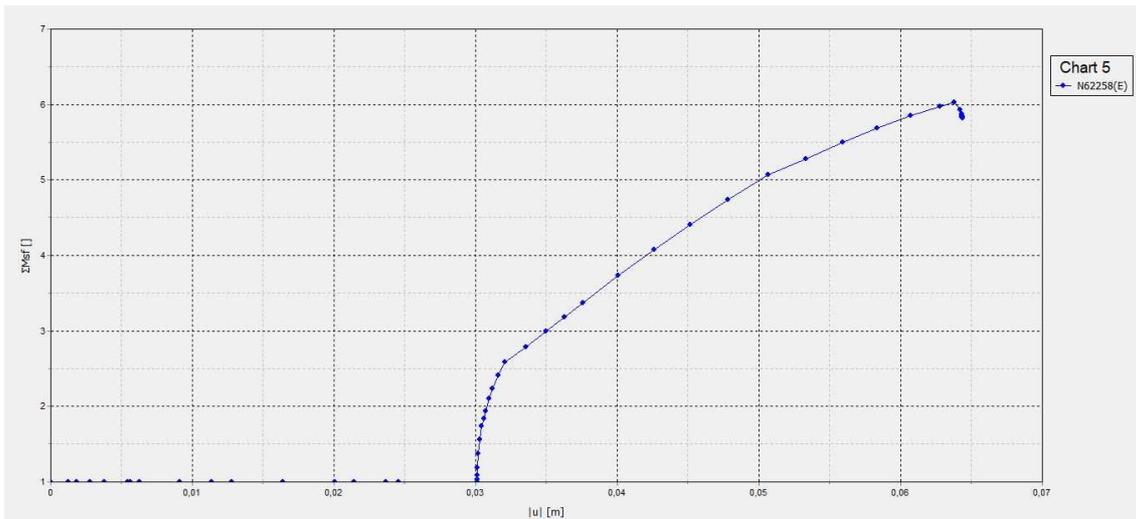
D (Bajo el pedestal)

Figura 49. Curva Phi y c reducción punto D



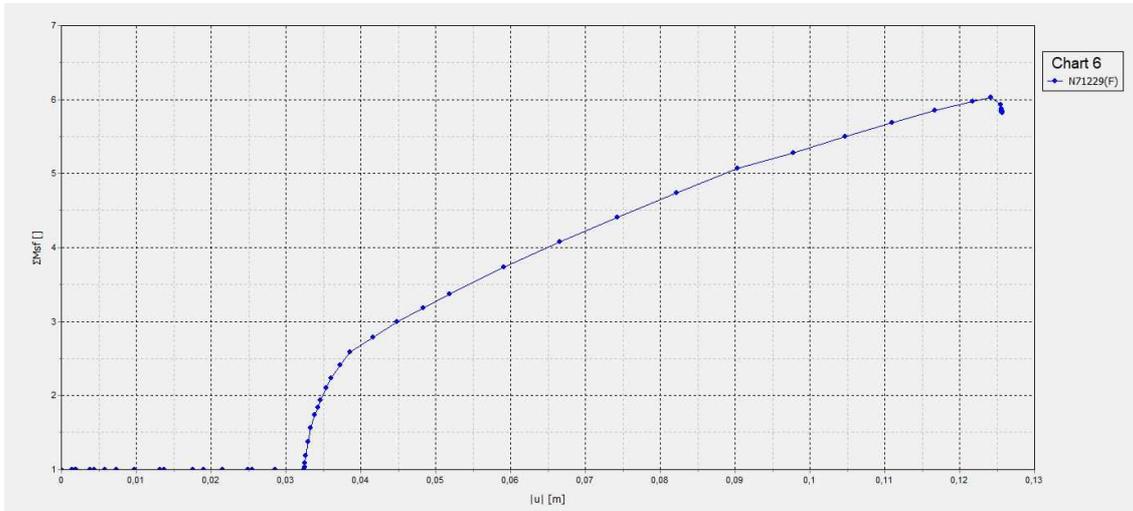
E (Bajo el edificio de la turbina)

Figura 50. Curva Phi y c reducción punto E



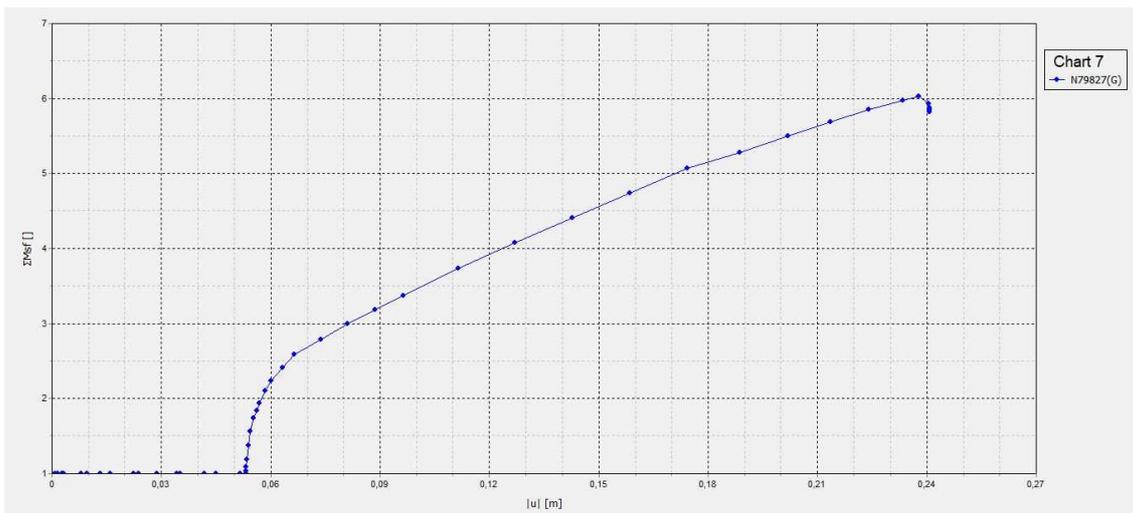
F (Bajo el Main Electric)

Figura 51. Curva Phi y c reducción punto F



G (Bajo el Transformador)

Figura 52. Curva Phi y c reducción punto G



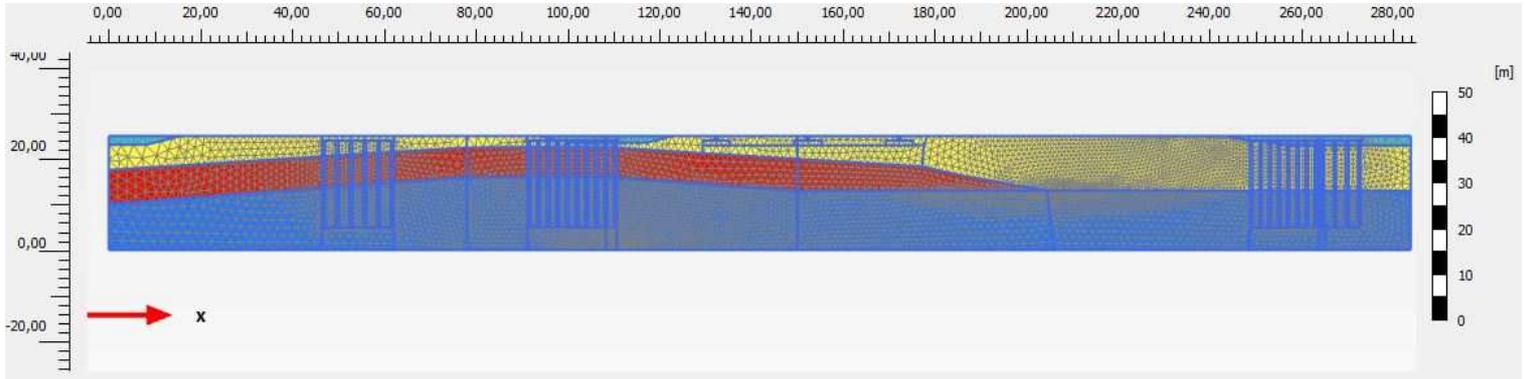
Con los datos obtenidos, puede observarse que, en todos los casos, el coeficiente de seguridad está como mínimo entre 2,5 y 3, lo que asegura la estabilidad de las cimentaciones.

7.3.6. Perfil C-C'

En este perfil se puede observar el *Main electric building*, el *HRSG*, *El Water tank* y la *Water treatment plant*, cimentados mediante pilotes y el *ACC* cimentado mediante zapatas.

7.3.6.1. Perfil General

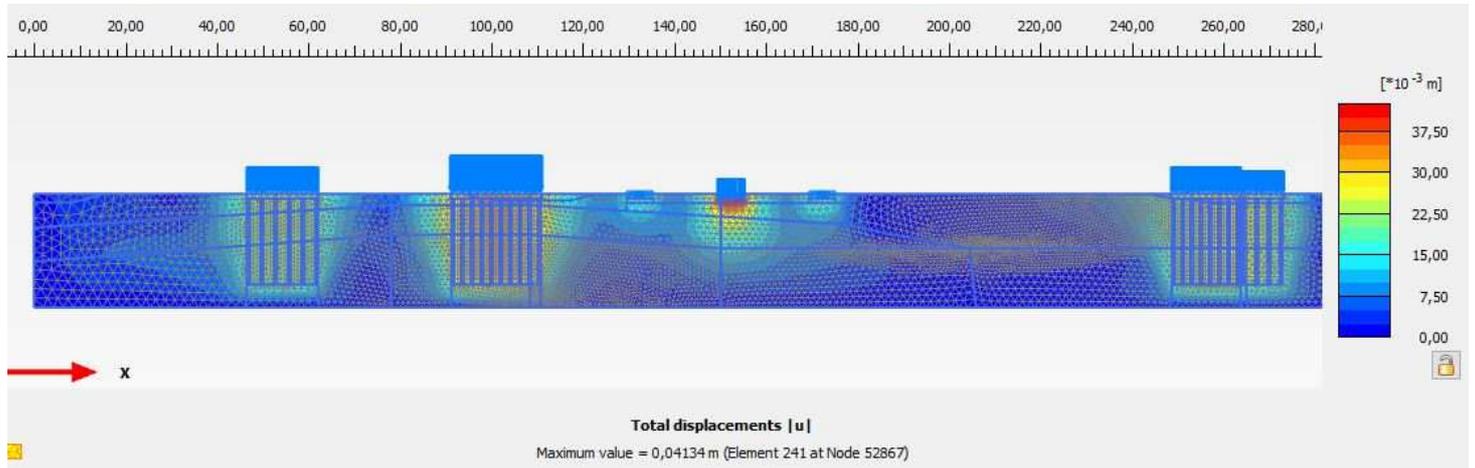
Figura 53. Modelo Plaxis perfil C-C.



Perfil general del modelo.

7.3.6.2. Deformaciones generales

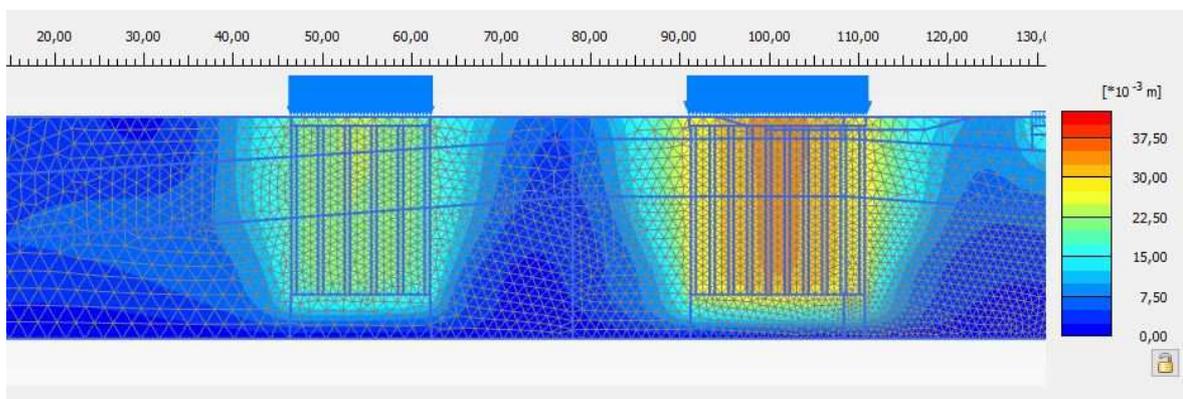
Figura 54. Deformaciones generales perfil C-C



El mayor asiento es de 3,7 cm y ocurre bajo el HRSG. Si se quiere asegurar el cumplimiento del límite de asientos habría que aumentar la longitud de los pilotes dispuestos en la tabla en 5 m (hasta los 30 m de profundidad).

7.3.6.3. Deformaciones en el Main electric building y el HRSG.

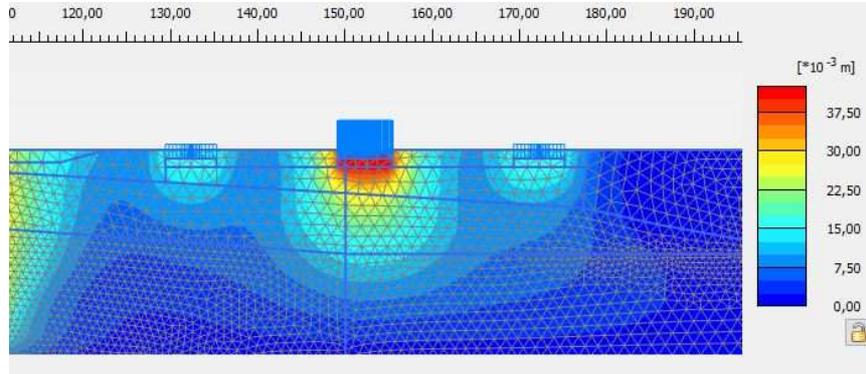
Figura 55. Deformaciones Edificio Principal y HRSG



Los asentos son de unos 3,4 cm en la zona del HRSG, confirmando lo obtenido en el perfil A-A. Los asentos en el *Main electric building* son de unos 2,4 cm.

7.3.6.4. Deformaciones en el ACC.

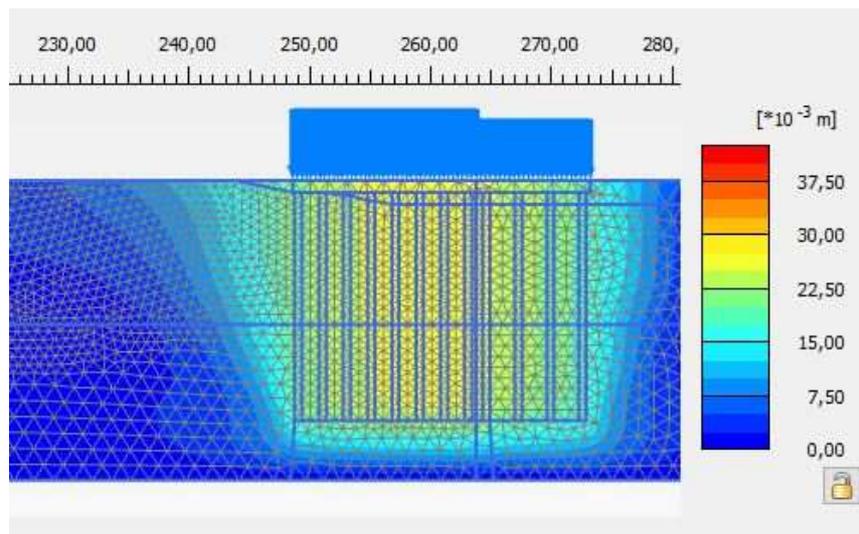
Figura 56. Deformaciones ACC



Los asentos son de unos 4 cm en la zapata F5, se recomienda rediseñarla o pilotarla.

7.3.6.5. Deformaciones en el Water tank y la Water treatment plant.

Figura 57. Deformaciones Tanque Agua y Planta Tratamiento



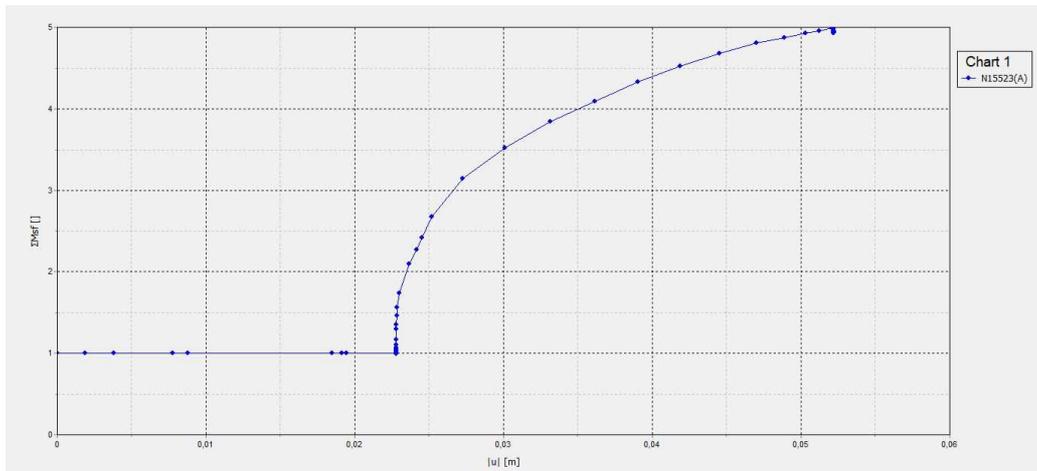
Los asentos son de unos 2,4 cm, cumpliendo con los asentos máximos impuestos.

7.3.6.6. Coeficiente de Seguridad

En este caso también se ha estudiado, en cinco puntos concretos del perfil, el coeficiente de seguridad mediante el método de *Phi/C reduction*, que consiste en ir reduciendo la resistencia del terreno hasta llegar al equilibrio estricto:

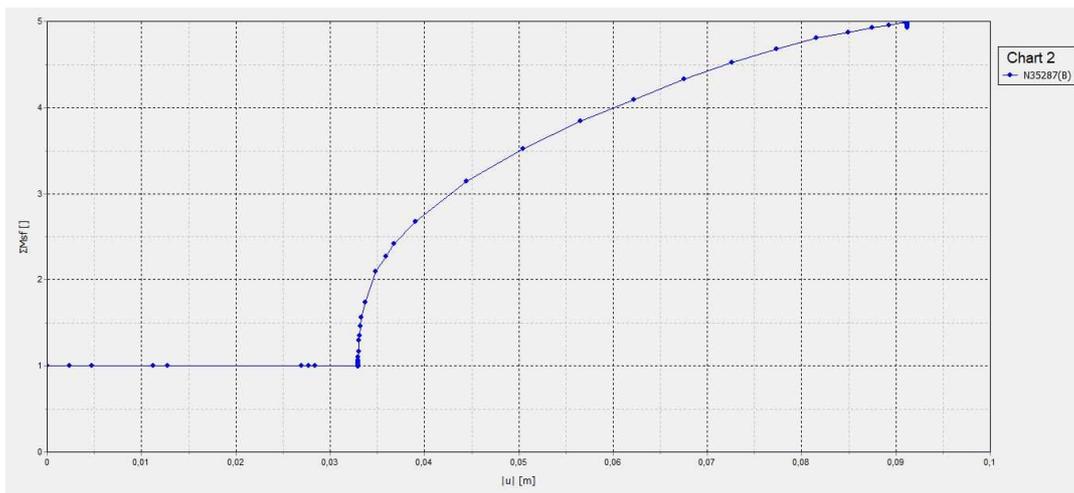
A (Bajo el Main electric building)

Figura 58. Curva Phi y c reducción punto A



B (Bajo el HRSG)

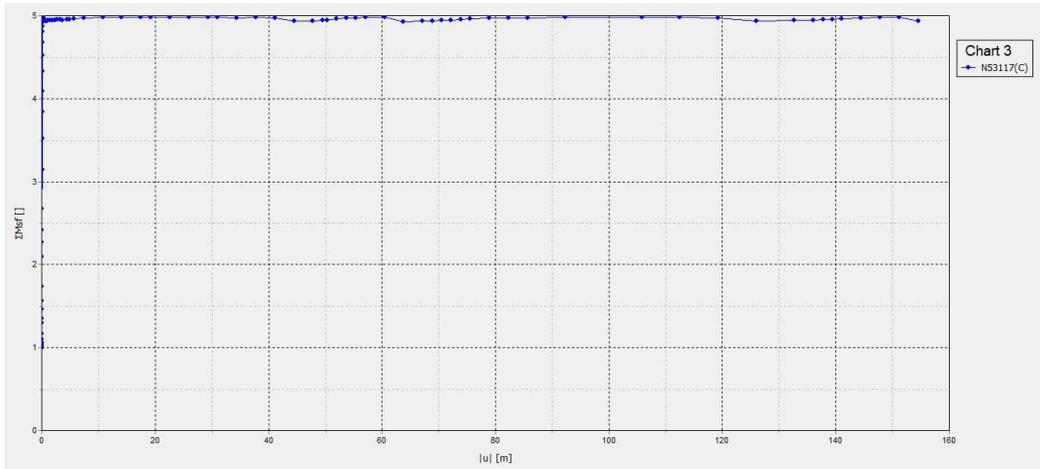
Figura 59. Curva Phi y c reducción punto A





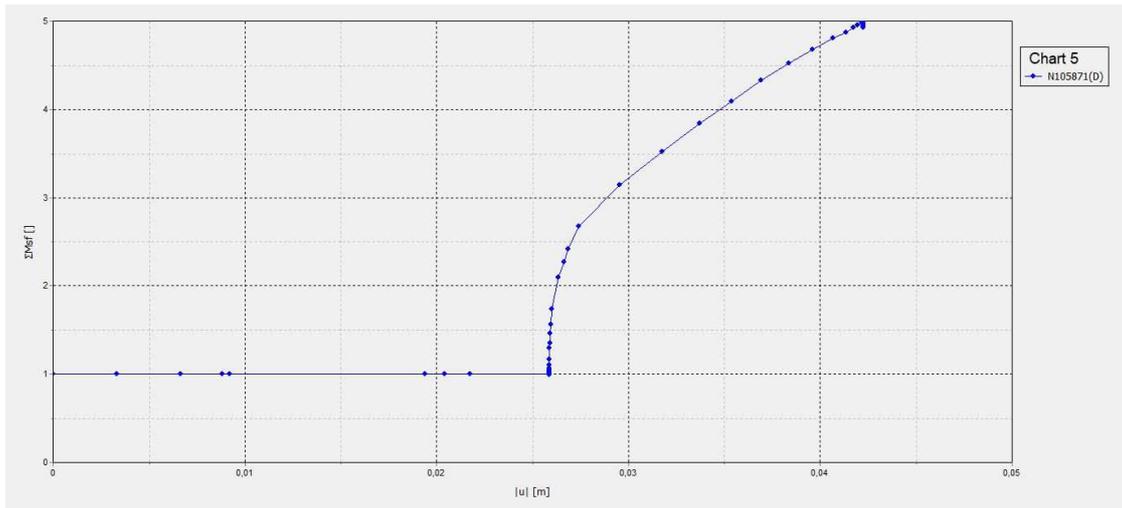
C (Bajo el ACC)

Figura 60. Curva Phi y c reducción punto A



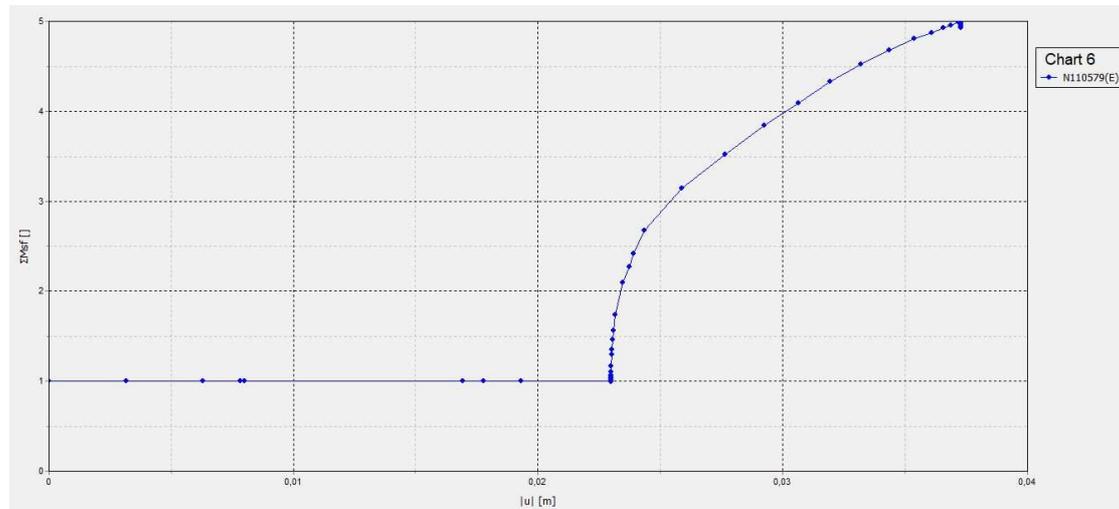
D (Bajo el Water tank)

Figura 61. Curva Phi y c reducción punto A



E (Bajo la Water treatment plant)

Figura 62. Curva Phi y c reducción punto A



Con los datos obtenidos, puede observarse que, en todos los casos (al igual que en el perfil anterior), el coeficiente de seguridad está como mínimo entre 2,5 y 3, lo que asegura la estabilidad de las cimentaciones.

8. Valoración Económica y Plan de Trabajos

8.1. Generalidades

El objeto de esta valoración es definir y detallar el proceso de ejecución de la solución elegida en el apartado 7, la cimentación de las estructuras de la central termoeléctrica Termocandelaria, estimar el coste de dichas obras y planificar una estimación del plan de trabajos que podría utilizarse en la ejecución real de la obra.

8.2. Fases del proceso

El proceso de ejecución se resume en cinco capítulos que engloban las tareas más importantes a tener en cuenta en el desarrollo de los trabajos y la estimación económica de los mismos.

8.2.1. Trabajos previos

Dadas las características de las capas superficiales del terreno y que gran parte de la parcela se encuentra en su estado natural, será necesario realizar un desbroce o descapote y limpieza del terreno.

Esta unidad consistirá en el descapote y limpieza del terreno, hasta una profundidad mínima de 25 cm, con medios mecánicos, retirada de los materiales excavados y carga a camión, sin incluir transporte a vertedero autorizado.

8.2.2. Ejecución de las Zapatas

La cimentación de las estructuras menores, así como de la estructura principal del ACC, Aerocondensador, se realizará mediante zapatas cuadradas con una profundidad de empotramiento de un metro.



Las Zapata serán de hormigón armado, realizada con hormigón de resistencia $f'_{ck}=350 \text{ kg/cm}^2$ (35 MPa), clase de exposición F0 S1 P0 C1, tamaño máximo del agregado 12,5 mm, manejabilidad blanda, fabricado en planta, vertido desde camión y acero Grado 60 ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$) con una cuantía de 50 kg/m^3 . El precio será sin incluir encofrado.

8.2.3. Ejecución de los pilotes

Las cimentaciones del resto de estructuras principales se realizarán mediante pilotes de 20 metros de longitud y un diámetro de 0,6 metros. Dadas las características del pilote su ejecución se realizará in situ mediante extracción con camisa perdida.

Serán Pilotes de hormigón armado, de extracción con camisa perdida, con un diámetro de 0,6 m, realizados con hormigón de resistencia $f'_{ck}=350 \text{ kg/cm}^2$ (35 MPa), clase de exposición F0 S1 P0 C1, tamaño máximo del agregado 12,5 mm, manejabilidad fluida, fabricado en planta, vertido desde camión a través de tubo Tremie, y acero Grado 60 ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$) con una cuantía de $9,4 \text{ kg/m}$.

8.2.4. Construcción de los encepados

Para asegurar la correcta transmisión de las cargas a los pilotes, en cabeza los atara un encepado de un metro de canto, el cual también actuara como forjado de la planta baja. El forjado se ejecutará posteriormente a los pilotes de las estructuras principales, no se consideran los forjados de las estructuras menores ni del ACC, al ser parte de la estructura, no estar definida por el proyecto y no estar dentro del alcance de este estudio.

La Losa de cimentación será de hormigón armado, realizada con hormigón de resistencia $f'_{ck}=350 \text{ kg/cm}^2$ (35 MPa), clase de exposición F0 S1 P0 C1, tamaño máximo del agregado 12,5 mm, manejabilidad blanda, fabricado en planta, vertido con bomba, y acero Grado 60 ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$) con una cuantía de 85 kg/m^3 . El acabado superficial será liso mediante regla vibrante y el precio no incluye encofrados.

8.2.5. Reacondicionamiento de la zona

Una vez finalizadas las obras de cimentación de las estructuras se realizará un reacondicionamiento del terreno para asegurar que la zona de obra esta nivelada y se puede continuar con el resto de fases de la construcción

Consistirá en un movimiento de tierras, con empleo de medios mecánicos.

8.3. Valoración económica

8.3.1. Generalidades

Para la realización de este apartado, se ha tomado como referencia la Base de Precios de CYPE para la zona de Bolívar en Colombia, zona correspondiente a Cartagena de Indias, para la estimación del coste material de la actuación conforme a unidades de obra parecidas a las que se prevén para este proceso. La valoración económica se realizará en la moneda local, Pesos colombianos.



CAP. 1: Trabajos previos

Descapote y limpieza del terreno, hasta una profundidad mínima de 25 cm, con medios mecánicos, retirada de los materiales excavados y carga a camión, sin incluir transporte a vertedero autorizado.

Coste: 276,81 \$/m²

CAP. 2: Ejecución de las Zapatas

Zapata de hormigón armado, realizada con hormigón de resistencia $f'_{ck}=350 \text{ kg/cm}^2$ (35 MPa), clase de exposición F0 S1 P0 C1, tamaño máximo del agregado 12,5 mm, manejabilidad blanda, fabricado en planta, vertido desde camión y acero Grado 60 ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$) con una cuantía de 50 kg/m^3 .

Coste: 497.811,37 \$/m³

CAP. 3: Ejecución de los pilotes

Pilotes de hormigón armado, de extracción con camisa perdida, con un diámetro de 0,6 m, realizados con hormigón de resistencia $f'_{ck}=350 \text{ kg/cm}^2$ (35 MPa), clase de exposición F0 S1 P0 C1, tamaño máximo del agregado 12,5 mm, manejabilidad fluida, fabricado en planta, vertido desde camión a través de tubo Tremie, y acero Grado 60 ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$) con una cuantía de $9,4 \text{ kg/m}$.

Coste: 459.989,97 \$/m

CAP. 4: Construcción de los encepados

Losa de cimentación será de hormigón armado, realizada con hormigón de resistencia $f'_{ck}=350 \text{ kg/cm}^2$ (35 MPa), clase de exposición F0 S1 P0 C1, tamaño máximo del agregado 12,5 mm, manejabilidad blanda, fabricado en planta, vertido con bomba, y acero Grado 60 ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$) con una cuantía de 85 kg/m^3 . El acabado superficial será liso mediante regla vibrante y el precio no incluye encofrados.

Coste: 556.076,19 \$/m³

CAP. 5: Reacondicionamiento de la zona

Movimiento de tierras, con empleo de medios mecánicos.

Coste: 660,49 \$/m³

8.3.2. Estimación de costes

Una vez expuestos los principales capítulos, se calcula una estimación los costes de ejecución material del conjunto de la actuación proyectada a partir de las mediciones estimadas de los diferentes capítulos.

Además, se toman unos porcentajes representativos para las labores de gestión de residuos (transporte de tierras, escombros, etc) y todo lo relativo a la seguridad y salud del personal durante el proceso de ejecución.

Tabla 52. Estimación de costes

CAPÍTULO	COSTE	MEDICIÓN	TOTAL
CAP. 1: TRABAJOS PREVIOS			
Desbroce	276,81 \$/m ²	13.854,64 m ²	\$ 3.835.102,51
CAP. 2: EJECUCIÓN DE LAS ZAPATAS			
Zapatas hormigón Armado	497.811,37 \$/m ³	960 m ³	\$ 477.898.915,20
CAP. 3: EJECUCIÓN DE LOS PILOTES			
Pilotes in Situ	459.989,97 \$/m	1106 x 20 = 26.520 m	\$ 12.198.934.004,40
CAP. 4: CONSTRUCCION DE LOS ENCEPADOS			
Losa rígida	556.079,19 \$/m ³	3730 m ³	\$ 2.074.175.378,70
CAP. 5: REACONDICIONAMIENTO DE LA ZONA			
Movimiento de tierras	660,49 \$/m ³	692,73 m ³	\$ 457.542,51
COSTE TOTAL DE EJECUCIÓN MATERIAL			\$ 14.755.300.943,32
CAP. 6: GESTIÓN RESIDUOS (2% PEM)			\$ 295.106.018,87
CAP. 7: SEGURIDAD Y SALUD (3% PEM)			\$ 442.659.028,30
ESTIMACIÓN ECONÓMICA TOTAL (S/N B.I. - G.G. - I.V.A)			\$ 15.493.065.990,49
ESTIMACIÓN ECONÓMICA TOTAL (€)			3.408.474,52 €

Por tanto, el coste total de la estimación de ejecución material de la actuación propuesta asciende a la cantidad de **QUINCE MIL CUATROCIENTOS NOVENTA Y TRES MILLONES SESENTA Y CINCO MIL NOVECIENTOS NOVENTA CON CUARENTA Y NUEVE CENTIMOS** de Pesos Colombianos, sin tener en cuenta ni el beneficio industrial, ni los gastos generales ni impuestos directos.

Que equivalen a **TRES MILLONES CUATROCIENTOS OCHO MIL CUATROCIENTO SETENTA Y CUATRO CON CINCUENTA Y DOS CENTIMOS** de Euros, sin tener en cuenta ni el beneficio industrial, ni los gastos generales ni el I.V.A.

8.4. Plan de Trabajos

8.4.1. Generalidades

Por último, se dividirán los capítulos en función de las estructuras a ejecutar y se estimara su duración en semanas considerando que seis de sus días son laborables, se trabajan 8 horas diarias y los rendimientos son los siguientes:

- Despeje, 1500 m²/día.
- Zapatas, 100 m³/día.
- Pilotes, 20/día.



- Losa, 120 m³/día.
- Reacondicionamiento, 400 m³/día.

8.4.2. Análisis de las fases del proyecto

Los capítulos se dividirán en función de las estructuras del proyecto, teniendo en cuenta el volumen de trabajo y los rendimientos expuestos anteriormente.

CAP. 1: Trabajos previos

- ACC
- Pedestal, Turbina, Edificio principal y Transformador
- HRSG 1 y 2
- Taller y Almacén
- Planta de Tratamiento de agua y Tanque de agua

CAP. 2: Ejecución de las Zapatas

- ACC
- Edificaciones menores

CAP. 3: Ejecución de los pilotes

- Pedestal
- Turbina
- Edificio principal
- Transformador
- HRSG 1 y 2
- Taller y Almacén
- Planta de Tratamiento de agua
- Tanque de agua

CAP. 4: Construcción de los encepados

- Pedestal
- Turbina
- Edificio principal
- Transformador
- HRSG 1 y 2



- Taller y Almacén
- Planta de Tratamiento de agua
- Tanque de agua

CAP. 5: Reacondicionamiento de la zona

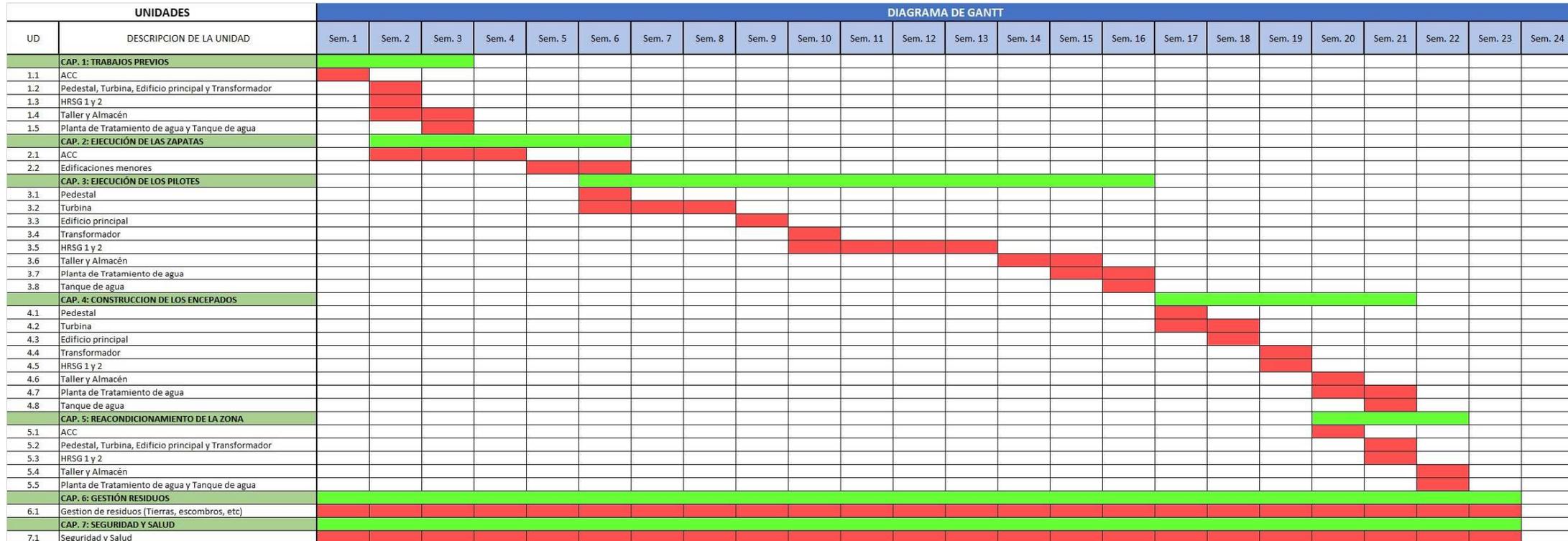
- ACC
- Pedestal, Turbina, Edificio principal y Transformador
- HRSG 1 y 2
- Taller y Almacén
- Planta de Tratamiento de agua y Tanque de agua

8.4.3. Diagrama de Gantt

Una vez detalladas todas las tareas principales de los capítulos que resumen el programa de trabajos para la ejecución de la solución propuesta, queda únicamente por definir la escala temporal del plan de trabajo por capítulos y unidades.

Para ello, se ha empleado un diagrama de Gantt que muestra gráficamente como todas las actividades forman parte del camino crítico del proceso de ejecución y que se cuenta con una semana para limpieza, recogida de la zona y una semana de margen. La obra tiene una duración estimada de dieciséis semanas.

Figura 63. Diagrama de Gantt de las obras





9. Conclusiones

Atendiendo a los objetivos mencionados al inicio de este estudio soluciones se puede confirmar la consecución de todos ellos y se ha llevado a cabo una detallada explicación de los procesos seguidos en cada uno de los puntos del documento.

Por tanto, se ha analizado toda la información geológica y geotécnica de la zona, así como los resultados de los ensayos de campo y los trabajos de laboratorio. Y con ella se ha caracterizado geotécnicamente el terreno y los cuatro perfiles geotécnicos de diseño utilizados para el estudio de las cimentaciones.

Una vez analizado el terreno se han analizado todos los tipos de tipos de cimentación que razonablemente podían cumplir con los requisitos impuestos por el proyecto y se han hecho recomendaciones de cimentación.

Se han elegido las tipologías más recomendables para la cimentación de las estructuras principales y se han obtenido tablas con diferentes propuestas de pilotes o zapatas en función de cada estructura principal para que el proyectista puede elegir la cimentación específica que mejor se adapte a las características finales de las estructuras y de la obra en general. Mas adelante se ha comprobado mediante el software de elementos finitos Plaxis el cumplimiento de los requisitos impuestos por el proyecto.

Y por último se ha realizado una estimación del coste de las cimentaciones y del plan de trabajos para la ejecución de las cimentaciones. La obra de cimentación tendrá una duración estimada de dieciséis semanas y costará unos *QUINCE MIL CUATROCIENTOS NOVENTA Y TRES MILLONES SESENTA Y CINCO MIL NOVECIENTOS NOVENTA CON CUARENTA NUEVE CENTIMOS* de Pesos Colombianos (15.493.065.990,49 \$), sin tener en cuenta ni el beneficio industrial, ni los gastos generales ni impuestos directos.

Que equivalen a *TRES MILLONES CUATROCIENTOS OCHO MIL CUATROCIEN TO SETENTA Y CUATRO CON CINCUENTA Y DOS CENTIMOS* de Euros (3.408.474,52 €), sin tener en cuenta ni el beneficio industrial, ni los gastos generales ni el I.V.A.

Este estudio de soluciones consta de ciento ocho (108) páginas numeradas en tamaño A4 y va acompañada de tres anexos.

Valencia, Agosto 2020

El autor del estudio.

Fdo. Victor Zorio Ramirez.



10. Bibliografía

- (1). American Association of State and Highway Transportation Officials (2017). AASHTO M 145-91. Standard Specification for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes. Washington, DC
- (2). American Society of Testing Materials (2017). ASTM D2487-17. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). West Conshohocken, PA.
- (3). Begeman, H. (1974). General report for central and western Europe. 1st European Symposium on Penetration Testing (ESOPT), Stockholm.
- (4). Bowles, J. E. (1996). Foundation analysis and design. Singapore: McGraw-Hill.
- (5). Butler, F.G. (1974). General report and State-of-the-Art on heavily overconsolidated clays. Conference on Settlement of Structures, Cambridge.
- (6). Butler, F.G.. The strength of London Clay. Conference in the B.G.S.
- (7). Calavera, J. (1987). Muros de contención y muros de sótano. Madrid: INTEMAC.
- (8). Giuliani, F. & Nicoll, F.L. (1982). New analytical correlations between SPT, overburden pressure and relative density. 2nd European Symposium on Penetration Testing (ESOPT), Amsterdam.
- (9). González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L. & Oteo, C. (2002). Ingeniería Geológica. Madrid: Pearson Education.
- (10). Henkel, D.J. (1971). The relevance of laboratory measured parameters in field studies. Proceedings Roscoe Memorial Symposium, Cambridge, Foulis, 669-675.
- (11). Kishida, H. (1969). Characteristics of liquefied sands during Mino-Owari, Tohankai and Fukui earthquakes. Soils Foundations, 9 (1), 75-92.
- (12). Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial (2010). NSR-10. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- (13). Muromachi, T. (1974). Experimental Study on Application of Static Cone Penetrometer to Subsurface Investigation of Weak Cohesive Soils. 1st European Symposium on Penetration Testing (ESOPT), Stockholm.
- (14). Rodríguez Ortíz, J.M., Serra Gesta, J. & Oteo, C. (1989). Curso Aplicado de Cimentaciones. Madrid: Servicio de Publicaciones del Colegio de Arquitectos de Madrid.
- (15). BRINKGREVE, R.B.J. "Plaxis manual de referencia. Version 8". Delft University of Technology & PLAXIS b.v., Países Bajos. 2004
- (16). Ruiter, J. (1988). Penetration testing 1988. 1st International Symposium on Penetration Testing (ISOPT), Orlando.



- (17). Sánchez-Alciturri, J.M., Palma, J., Sagaseta, C. & Cañizal, J. (1993). Mechanical properties of wastes in sanitary landfill. Proceedings of the Green'93 Symposium, Geotechnics related to the environment, Bolton, UK.
- (18). Schmertmann, J.H. (1977). Guidelines for CPT Performance and Design. Publication n^o FHWA-TS-78-209. Washington D.C.: Federal Highway Administration.
- (19). Torrijo, F.J. & Garzón-Roca, J. (2018). Shallow and deep foundations in geotechnical engineering. Valencia: Editorial Universitat Politècnica de València.
- (20). Wrench, B.P. & Nowatzki, E.A. (1986). A Relationship between Deformation Modulus and SPT-N for Gravels. Proceedings of the ASCE Special Conference on In-situ Test. Blacksburg, Virginia.
- (21). Wroth, C.P. (1971). Some aspects of the elastic behaviour of aver consolidated clay. Foulis, Henley on Thames, 347-361.