



ANEJO II: ESTUDIO GEOTÉCNICO

GARCÍA UTRILLAS, RUBÉN
UÑA IVARS, LAURA

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	3	ANEJO II.I	LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO	16
2.	INFORMACIÓN CONSULTADA	3	ANEJO II.II	LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS	17
3.	ANTECEDENTES	3	ANEJO II.III	SITUACIÓN GEOLÓGICA	18
4.	OBJETO DE ESTUDIO	3	ANEJO II.IV	PERFIL ESTRATIGRÁFICO	19
5.	DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	3	ANEJO II.V	TABLA DE CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS	20
5.1.	ENCUADRE GEOLÓGICO – MORFOLÓGICO	4	ANEJO II.VI	ANEJO DE CÁLCULO	21
6.	FACTORES DE RIESGO	4	1.	INTRODUCCIÓN	21
6.1.	EXPOSICIÓN FRENTE AL VIENTO	4	2.	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	21
6.2.	PELIGROSIDAD SÍSMICA	5	3.	PREDIMENSIONAMIENTO	22
6.3.	PELIGRO POR INUNDACIÓN	6	3.1.	PILA ESTE	22
6.4.	RIESGOS DERIVADOS DEL CLIMA	6	3.1.1.	CARGA DE HUNDIMIENTO	22
6.5.	RIESGOS DERIVADOS DE LA GEOMORFOLOGÍA LOCAL	6	3.1.2.	ASIENTO	25
7.	TRABAJOS REALIZADOS	6	3.2.	PILA OESTE	26
7.1.	SONDEOS MECÁNICOS A ROTACIÓN	7	3.2.1.	CARGA DE HUNDIMIENTO	26
7.2.	ENSAYOS DE LABORATORIO	9	3.2.2.	ASIENTO	28
8.	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LOS RECONOCIMIENTOS	10	3.3.	PILAS INTERMEDIAS	28
8.1.	RELLENO (R)	10	3.3.1.	CARGA DE HUNDIMIENTO	28
8.2.	MATERIALES GRANULARES (G)	10	3.3.2.	ASIENTO	29
8.3.	MATERIALES COHESIVOS (A)	10	4.	DIMENSIONAMIENTO	30
8.3.1.	NIVELES DE ARCILLA CL1, CL2 Y CL3	10	4.1.	CARGA DE HUNDIMIENTO	30
8.3.2.	NIVEL DE ARCILLA CL4	10	4.1.1.	ALTERNATIVA A	30
9.	PERFIL ESTRATIGRÁFICO OBTENIDO	11	4.1.2.	ALTERNATIVA B	30
9.1.	PILA ESTE	11	4.2.	ASIENTOS	30
9.2.	PILA OESTE	11	4.2.1.	ALTERNATIVA A	31
9.3.	PILAS ADICIONALES SOLUCIÓN A	12	4.2.2.	ALTERNATIVA B	31
9.3.1.	PILA 1	12			
9.3.2.	PILA 2	12			
10.	RESULTADO OBTENIDOS	13			
11.	CONSIDERACIONES	14			
11.1.	NIVEL FREÁTICO Y PERMEABILIDAD	14			
11.2.	PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN Y PRECAUCIONES	14			
12.	INFORMACIÓN GEOLÓGICO – GEOTÉCNICA	14			

1. INTRODUCCIÓN

El proyecto que nos ocupa trata sobre la proyección de una pasarela peatonal que cruce la playa de vías entre la calle Filipinas y la estación del AVE Joaquín Sorolla uniendo así los barrios de Ruzafa y San Vicente en la ciudad de Valencia.

Con el fin de obtener la información necesaria se han realizado sondeos en la zona de donde se han obtenido muestras para efectuar los ensayos de los cuales sacaremos la información pertinente sobre el terreno.

2. INFORMACIÓN CONSULTADA

- Proyecto de la adaptación de la pasarela peatonal Amparo Iturbi.
- Proyecto de urbanización de la unidad de ejecución A.4/1 parque central de Valencia.

3. ANTECEDENTES

La pasarela es necesaria para el paso de peatones entre los barrios de Ruzafa y San Vicente por los malos accesos que existen entre estos barrios. La zona está en el centro de la ciudad de Valencia por lo que está rodeada de edificaciones, se encuentra a 5 km de la costa, por lo que el nivel freático se encontrará razonablemente cerca de la superficie.

La pasarela descansará sobre pilas, no existiendo estribos en ninguno de los extremos.

En cuanto a la información tratada en el estudio, ésta procede del reconocimiento del área, de los sondeos perforados realizados en ella y de los resultados de los ensayos realizados en el laboratorio.

4. OBJETO DE ESTUDIO

El proyecto de pasarela que se requiere ha dado como solución la necesidad de un área extensa de ocupación para la disposición de los accesos.

Esto exige un análisis de todo el área donde se identifiquen y localicen los distintos niveles que conforman el subsuelo para poder conocer la posibles causas de inestabilidad en las construcciones que se van a llevar a cabo.

También es necesario definir la dimensiones mínimas de los elementos de cimentación según las cargas a las que van a ser sometidos, para ello se han de determinar los parámetros y características geotécnicas de los distintos niveles.

5. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

La obra se ubica en la playa de vías de ferrocarril que da acceso a la estación del Norte de Valencia. La pasarela cruzará dichas vías apoyándose en dos pilares extremos que se ubican en la estación Joaquín Sorolla y en la Calle Filipinas .

En la zona está previsto el proyecto de ejecución del parque central, que convertirá en su primera fase, que es la de más cercana ejecución, el área perimetral a las vías en un parque.

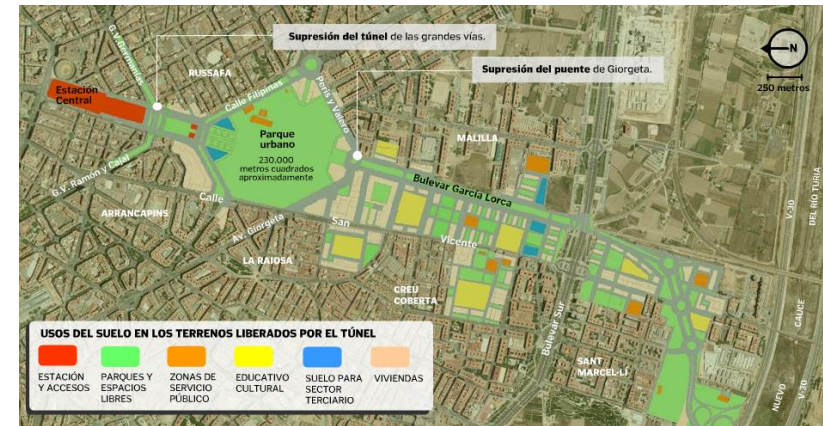


Figura 1. Emplazamiento

Del mapa topográfico proporcionado por la Generalitat Valenciana hemos obtenido el dato de la cota, que se sitúa en 12.3 msnm en la calle Filipinas y en 12 msnm en la Estación Joaquín Sorolla.

5.1. ENCUADRE GEOLÓGICO-MORFOLÓGICO

La obra está ubicada en pleno centro de Valencia, por tanto, no hay ningún sistema montañoso o cordillera cercana. Cabe destacar que el mar se encuentra a menos de 5 Km de distancia, por lo que habrá que tenerlo en cuenta para determinar el ambiente al que está expuesta la obra.

La zona investigada se localiza al norte de la Hoja N^º 722/29-28 (VALENCIA) del Mapa Geológico de España, a escala 1/50.000, editada por IGME(1972).

De la lectura de la misma identificamos los suelos como (Q₁³li) Limos de inundación-Limos arenosos.

La ciudad de Valencia se asienta sobre una gran llanura de sedimentos cuaternarios de varios cientos de metros de potencia, con su base de apoyo muy por debajo del nivel actual del mar. Estos sedimentos están rellenando parte de la fosa balear que se produjo a finales de la Era Terciaria como consecuencia de las acciones de descomposición originadas por los movimientos orogénicos alpinos que fragmentaron y hundieron las formaciones marinas más antiguas y las últimas lacustres, que emergiendo sobre el mar formaban una gran planicie que unía el continente con el archipiélago balear.

La actividad del hombre y por tanto sus construcciones escasamente llegan a interesar una parte importante de este espesor de sedimentos, normalmente solo se verán afectados los metros más superficiales.

Para comprender las características y estratigrafía de los suelos que van a ser afectados por nuestra obra, es preciso fijarse la atención en su origen y formación geológica.

El nivel freático en esta zona se sitúa entre los 5.5 y los 6.5 m, ya que se producen oscilaciones en función de la época del año.

Un perfil estratigráfico típico de esta zona puede ser:

- Una capa superficial limo arcillosa que se extiende hasta profundidades variables entre los 5,00 y 9,00 m.
- A continuación aparece un nivel de gravas y arenas medianamente densas cuyo espesor suele variar entre 2,00 y 6,00 m o en algunos casos una cuña de gravas que aumenta su espesor conforme nos acercamos al río.
- Por debajo aparece una alternancia de arcillas, limos y arenas limosas, observándose en alguna de estas capas fenómenos de pre consolidación debidas, seguramente a efectos de desecación producidos en el Pleistoceno. Esta capa se extiende hasta profundidades de 23,00 m a 25,00 m, cotas a las que aparece un manto de gravas muy compactas de espesor que oscila entre los 5,00 m y los 10,00 m. Por debajo aparece un potente nivel de limos rojizos duros y pre consolidados que engloban abundantes nódulos calcáreos.

6. FACTORES DE RIESGO

Debido a la zona en la que se encuentra la obra, estará sometida a ciertos riesgos que a continuación se detallan:

6.1. EXPOSICIÓN FRENTE AL VIENTO

Con tal de saber el grado de exposición que tiene la pasarela frente al viento, hemos recurrido a los datos proporcionados por la Agencia Estatal de Meteorología, obteniendo los siguientes datos de velocidad y dirección del viento por meses.

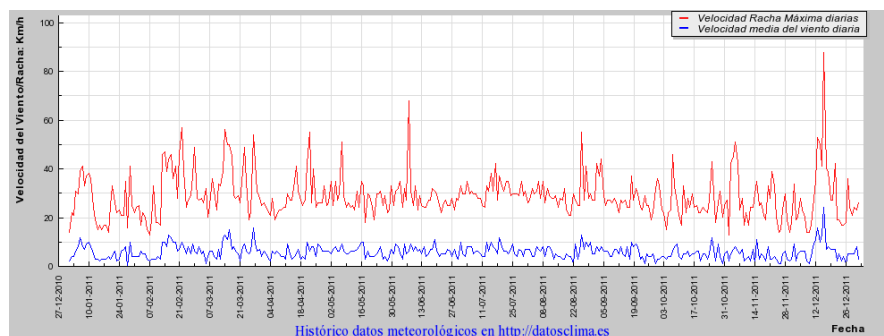


Figura 2. Diagrama de exposición frente al viento

MES DEL AÑO	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio
Dirección dominante	E	E	E	W	WNW	WNW
V. media viento (km/h)	9	14	16	10	10	12
V. max ráfagas viento (km/h)	42	58	56	50	35	67
Tª media aire (°C)	13	13	16	18	21	26

Tabla 1

MES DEL AÑO	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Dirección dominante	WNW	W	WNW	NW	E	E
V. media viento (km/h)	12	14	11	9	13	26
V. max ráfagas viento (km/h)	43	56	45	52	46	88
Tª media aire (°C)	28	28	25	21	16	13

Tabla 2

Según estos datos, la velocidad media del viento está entre 9 y 26 km/h mientras que la máxima velocidad de las ráfagas de viento es de 88 km/h.

Por otra parte, las direcciones del viento predominantes son E y WNW. Dado que la ubicación en planta de la pasarela es E-W, la dirección del viento más perjudicial es la WNW, pues es la más perpendicular a la pasarela de las dos.

6.2. PELIGROSIDAD SÍSMICA

Para obtener la peligrosidad sísmica de Valencia nos hemos basado en el mapa de peligrosidad sísmica de España en función de la aceleración sísmica, obtenido del Instituto Geográfico Nacional:

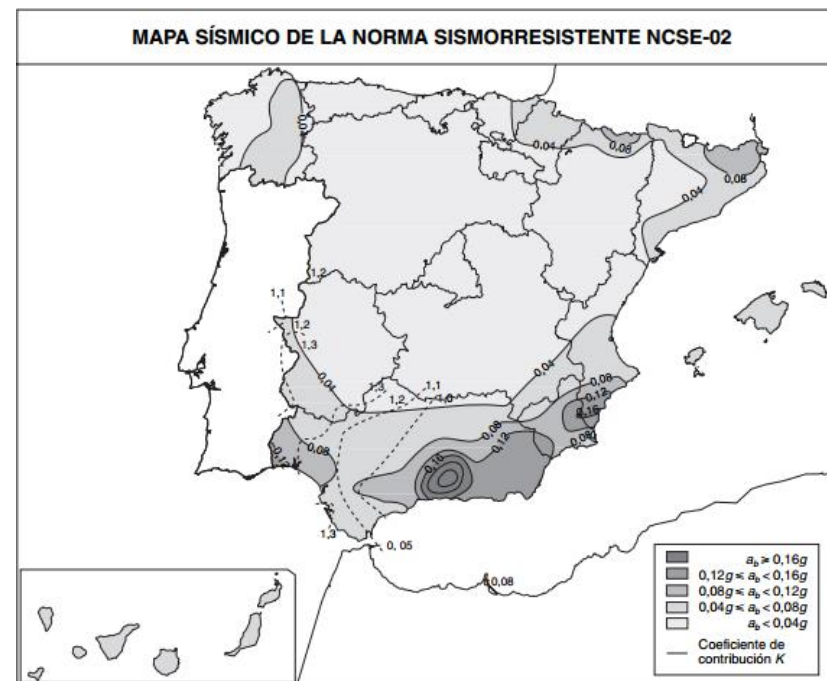


Figura 3. Mapa sísmico de la Norma Sismorresistente NCSE-02

Apreciamos que Valencia se encuentra en una zona con una aceleración sísmica de cálculo entre 0,04 y 0,08 g. Por tanto, no es preciso tener en cuenta las consideraciones para construcciones con peligro por sismicidad.

6.3. PELIGRO POR INUNDACIÓN

La zona de la obra está ubicada en la cuenca del río Turia, concretamente entre el cauce antiguo y el nuevo. Se trata de una zona bastante llana y con precipitaciones de gran intensidad debidas fundamentalmente al fenómeno de la gota fría.



Figura 4. Cauces río Turia

La pasarela está ubicada en una zona urbana con buenos sistemas de evacuación de aguas, por tanto, no es previsible que haya riesgos por inundación.

6.4. RIESGOS DERIVADOS DEL CLIMA

A partir de los datos obtenidos de la Agencia Estatal de Meteorología podemos concluir que no hay que tomar consideraciones especiales debidas a heladas o nieve.

Mes	Temperaturas		
	Máxima	Mínima	Media
Enero	25,6	4,4	12,5
Febrero	25,6	0	9,8
Marzo	26,1	5,9	13,7
Abril	26,7	7,6	16,8
Mayo	30,9	11	20,4
Junio	33,9	17,7	24,3
Julio	36,6	18,8	25,7
Agosto	37,8	18,7	27,3
Septiembre	31	15,8	23,6
Octubre	30,4	10	20,7
Noviembre	27,7	6	16,1
Diciembre	21,7	3,2	13,6

Tabla 3

6.5. RIESGOS DERIVADOS DE LA GEOMORFOLOGÍA LOCAL

Dado que estamos en una zona llana, sin accidentes geográficos, y rodeada de edificaciones, es de suponer que no se prevén riesgos derivados de la geomorfología local tales como deslizamientos, flujos, coladas, etc.

7. TRABAJOS REALIZADOS

En este apartado se explicarán los sondeos y los ensayos realizados para la ejecución de la pasarela peatonal Amparo Iturbi. Para los cálculos se adoptan los

datos obtenidos en tal pasarela, ya que por proximidad las características del terreno serán muy similares.

7.1. SONDEOS MECÁNICOS A ROTACIÓN

En el entorno de la pasarela peatonal se realizaron tres sondeos mecánicos a rotación (SP-8, SC-08 y SC25), con obtención de testigo continuoy con perforación en todos los casos de \varnothing 101 y 86 mm.

Se tomaron muestras inalteradas (MI), testigos parafinados (TP) y algunas muestras en bolsa (MA). Además, se realizaron ensayos de penetración tipo "SPT", ensayos de permeabilidad y ensayos presiométricos.

Por razones de proximidad, para este proyecto nos quedamos con los datos obtenidos del sondeo SC-08 y del SC-25, que a partir de ahora pasaremos a llamarlos SE y SO. En ellos, se colocaron varias tuberías piezométricas independientes para controlar los niveles identificados.

Sondeo	Año ejecución	X	Y	Z	Long. Sondeo (m)
SE	2004	725465,24	4370687,53	11,71	59,13
SO	2007	725482,616	4370760,32	11,26	55,56

Tabla 4

A continuación se indican las muestras obtenidas y los ensayos *in situ*:

Sondeo	Nº Muestras obtenidas				Ensayos <i>in situ</i>	
	SPT	MI	TP	MA	Presiómetros	Permeabilidad
SE	15	13	6	-	5	9
SO	25	-	-	31	-	-

Tabla 5

Con los ensayos de Penetración Standard (SPT), obtenemos la compacidad del material. Los ensayos se realizan con espaciados que oscilan entre 2 y 4 m.

Con tal de obtener muestras inalteradas se utilizó un tomamuestras de pared gruesa (MI), introducido en el terreno por golpeo. En aquellos casos en que se producen cambios en las características y naturaleza del material se tomaron testigos parafinados (TP).

Además se realizaron ensayos piezométricos con tal de obtener datos sobre la resistencia y deformabilidad del terreno circundante. Para su ejecución se utilizaron dos sondas:

- Elastometer-2 modelo 4181 de OYO Corp. *In situ*.
- HPD-95 modelo Mark I, de Cambridge *In situ*.

Se ensayan tramos de unos 50 cm de longitud y diámetros de 72 mm con el Elastometer y 95 mm con el HPD. Su ejecución se coordina con la perforación, inmediatamente después de atravesar el tramo a ensayar y en ocasiones una vez finalizado el sondeo.

En la siguiente tabla se indica la cota media del tramo ensayado, que coincide con la localización de los captadores que permiten cuantificar las deformaciones que se ejercen sobre el terreno.

Sondeo	Presiómetros		Fecha	Equipo	ν (Asig)	Ep (Kp/cm ²)	P.F (Kp/cm ²)	P.L (Kp/cm ²)
	Prof (m)	Material						
SE	5	Arcilla	05/10/2004	Elastmeter	0,35	206	8	12
	10,5	Arcilla	05/10/2004	Elastmeter	0,35	366	5	9,5
	21,6	Arcilla	19/10/2004	Elastmeter	0,35	325	8	11
	26,3	Limo	25/10/2004	HPD-95	0,33	479	10	15
	45,5	Arcilla	27/10/2004	Elastmeter	0,35	90	3	6,5

Tabla 6

Durante la perforación también se realizaron ensayos tipo Lefranc, tanto en materiales granulares como en niveles arcillo-limosos.

Se realizaron ensayos de permeabilidad de carga variable en materiales de naturaleza cohesiva, de baja permeabilidad y en niveles granulares con elevado contenido en finos, y de carga constante en materiales gravas y arenas.

Estos son los resultados obtenidos con dichos ensayos.

Sondeo	Ref	Tramo ensayado (m)	Long (m)	Material	Permeabilidad Lefranc (cm/s)	
					Carga variable	Carga constante
SE	1	10,50-11,60	1,1	Arcilla	4,25 E-03	6,17 E-05
	2	18,00-19,00	1	Grava arenosa	3,83 E-03	6,23 E-05
	3	22,50-22,60	0,1	Grava arenosa	1,03 E-05	9,17 E-05
	4	29,90-30,00	0,1	Arena fina	3,25 E-05	9,22 E-05
	5	37,50-37,70	0,2	Grava areno-limosa	No válido	1,05 E-04
	6	39,00-39,20	0,2	Grava areno-limosa	2,29 E-05	9,98 E-05
	7	42,00-42,50	0,5	Arena algo limosa	2,82 E-06	8,32 E-05
	8	48,00-48,40	0,4	Arena fina algo limosa	8,36 E-05	7,47 E-05
	9	57,00-58,20	1,2	Arena fina algo limosa	1,60 E-05	2,45 E-05

Tabla 7

Se puede observar una gran dispersión dentro del mismo nivel. Los niveles cohesivos presentan una permeabilidad baja o muy baja mientras que los que contienen arena o grava tienen mayor permeabilidad.

En los niveles granulares la permeabilidad puede llegar a ser alta o muy alta.

Para la descripción del terreno se aplica el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). De cada estrato se indica el aspecto del suelo, la granulometría, la compacidad y la plasticidad observadas, la profundidad del nivel de agua, las muestras tomadas y los ensayos "SPT" realizados, indicando el tipo, profundidad y golpeo en los mismos.

Respecto al tamaño de grano, la descripción de suelos granulares (grava-arena) se realiza por el tamaño, mientras que la de los suelos cohesivos (limo-arcilla) por su plasticidad. Para la descripción de materiales granulares (grava y arena), se aplican los criterios siguientes:

Término usado		Tamaño (mm)	Tamiz (ASTM)	Ejemplo vulgar
Grava	Bloque	>200		Pelota de fútbol
	Bolo	200-75	>3"	Pelota de balonmano
	Gruesa	75-19	3"-3/4"	Limón
	Fina	19-4,75	3/4"-nº4	Uva
Arena	Gruesa	4,75-2	nº4- nº10	Sal gorda
	Media	2-0,42	nº10- nº40	Azúcar
	Fina	0,42-0,075	nº40- nº200	Azúcar en polvo

Tabla 8

Para la clasificación de las fracciones secundarias se tienen en cuenta las proporciones en peso entre gravas, arenas, limos y arcillas, primero el componente más abundante y a continuación los menos frecuentes.

Proporción (% en peso)	Descripción
< 10	Indicios
10–19	Algo – oso/osa
20–34	-Oso/osa
35–50	Muy – oso/osa

Tabla 9

Respecto al color, se nombra en primer lugar el predominante, siguiendo con el secundario, si existe, terminado en –oso/osa. Si fuera preciso, se emplean los términos –claro/oscuro.

Según la presión necesaria para deformar una muestra inalterada obtenemos la resistencia o compacidad de los suelos cohesivos, guiándonos en la siguiente tabla.

Término usado	Ensayo de campo
Muy blanda	Se escurre entre los dedos al cerrar la mano
Blanda	Se moldea fácilmente con los dedos
Firme	Se moldea con una fuerte presión de los dedos
Consistente	Se hunde con la fuerte presión de los dedos
Muy consistente	Se hunde ligeramente con una fuerte presión de los dedos
Dura	Se hunde ligeramente con la punta de un lápiz

Tabla 10

Respecto a los suelos no cohesivos, su densidad se define por la facilidad con la que penetra en el suelo una barra de acero de diámetro 12,5 mm. En este caso disponemos de ensayos de resistencia a la penetración (SPT), de donde obtenemos la densidad relativa y la compacidad.

Arenas y Gravas						
Nº Golpes	0-4	5-10	11-20	21-30	31-50	>50
Densidad	Muy suelta	Suelta	Firme	Muy firme	Densa	Muy densa

Tabla 11

Limos y Arcillas						
Nº Golpes	0-2	3-4	5-8	9-15	16-30	>30
Densidad	Muy blanda	Blanda	Firme	Consistente	Muy consistente	Dura

Tabla 12

7.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

En la siguiente tabla se muestra el número de ensayos realizados en los sondeos, utilizados para la caracterización geotécnica de los estratos afectados.

TIPO DE ENSAYO		Nº de ensayos realizados	
		Material granular	Material cohesivo
Humedad		0	2
Densidad seca		0	12
Granulometría		7	20
Límites de Atterberg		7	20
Compresión simple		0	7
Triaxial – C.D		0	4
	M.O	0	1
Análisis químicos	SO ₄	1	1
	SO ₃	1	1

Tabla 13

8. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LOS RECONOCIMIENTOS

Los grupos geotécnicos que se han considerado son los siguientes.

8.1. RELLENO (R)

El espesor detectado en los dos sondeos considerados oscila entre 1 y 1,7 metros. En base a las observaciones realizadas, este puede variar localmente, al tratarse de una zona situada en la playa de vías que pueden presentar rellenos con espesor y características diferentes a los identificados en las investigaciones realizadas, o restos de cimentaciones de antiguos apoyos de catenaria.

Se identifican dos tipos de relleno antrópico y estructural, constituidos por arcillas algo arenosas o arenosas, ocasionalmente gravas y arenas arcillosas. También aparecen restos de balasto, escombros, materia orgánica y otros materiales procedentes de desechos.

Los rellenos de origen estructural constituyen la plataforma y los terraplenes de las infraestructuras viarias existentes. Se encuentran en la playa de vías existente y su entorno.

Los rellenos antrópicos son acumulaciones de escombros constituidos por productos de desecho de la actividad humana y excedentes de todo tipo, considerados irreversibles o despreciables entre los que abunda la materia orgánica.

No se recomienda cimentar sobre estos materiales, ya que, su compacidad es variable y pueden dar lugar a asientos importantes y muy variables.

8.2. MATERIALES GRANULARES (G)

Se sitúa entre dos niveles cohesivos, está fundamentalmente constituido por gravas, gravas arenosas, arenas con variable contenido de gravas y limos de densidad media, que ocasionalmente intercala niveles lenticulares cohesivos de arcillas y arcillas con gravas y arenas de poco espesor y continuidad latera. El contenido en finos es generalmente inferior al 18%.

En la pila Este de la pasarela nos encontramos con un nivel de gravas con un espesor de 2,5 metros, a una profundidad de 7 metros.

Son materiales de alta permeabilidad y están ubicados por debajo del nivel freático. Debido a que el contenido en finos es variable, la permeabilidad se reduce considerablemente.

8.3. MATERIALES COHESIVOS (A)

8.3.1. NIVELES DE ARCILLA CL1, CL2 Y CL3

Están constituidos fundamentalmente por arcillas y arcillas limosas marrones de consistencia baja a media, que ocasionalmente incluye niveles lenticulares de escasa continuidad lateral, de composición areno-arcillosa y limo-arenosa, con excepcionalmente otros de grava arcillosa redondeada, se sitúan a una profundidad media comprendida entre 1 y 6,5 metros.

Hidrogeológicamente se trata de materiales impermeables, que junto a su disposición estratigráfica y morfológica plana, condicionan una difícil evacuación del agua, tanto por infiltración como por escorrentía superficial, presentando por lo tanto un drenaje bastante deficiente. Se sitúa por encima del nivel freático.

8.3.2. NIVEL DE ARCILLA CL4

Presenta la misma composición y características que el nivel superior aunque en este caso se encuentra afectado por la posición del nivel de agua, que se localiza aproximadamente en la base del nivel superior de las arcillas y en contacto con el nivel granular.

Está constituido por arcillas, arcillas limosas marrones y limos arcillosos de consistencia media, con lentejones de arenas y limos de escasa continuidad lateral, generalmente en la transición a niveles granulares.

Hidrogeológicamente se trata de materiales impermeables, que se sitúan por debajo del nivel freático.

9. PERFIL ESTRATIGRÁFICO OBTENIDO

A partir de los resultados obtenidos de los ensayos se ha creado un perfil estratigráfico de la zona en la que se ubica la obra. Dado que los estratos no tienen los mismos espesores en las dos pilas extremas se ha separado.

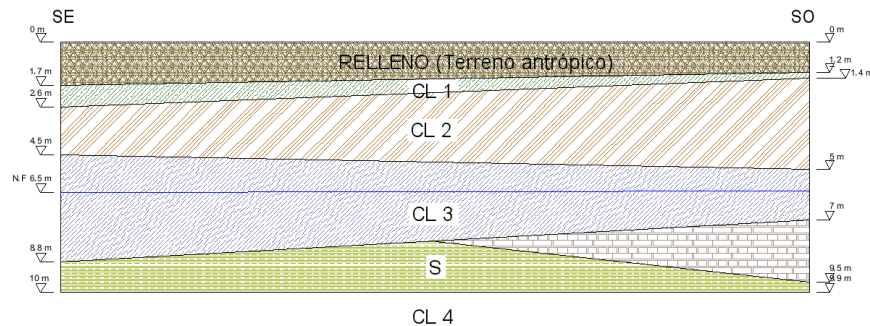


Figura 5. Perfil Estratigráfico

9.1. PILA ESTE

- Capa de terreno vegetal y relleno antrópico con un espesor de 1,7 metros.
- (CL) Arcilla limosa de color marrón oscuro con tonos negruscos. De consistencia dura. Suelo edáfico. Desde 1,7 hasta 2,6 metros.
- (CM) Arcilla limosa de color marrón claro amarillento con tonos rojizos, conteniendo concreciones y nódulos calcáreos. De consistencia media. Desde 2,6 hasta 4,5 metros.
- (CM) Arcilla limosa de multicolores ocres, marrón amarillento, verdoso con tonos rojizos, conteniendo concreciones. De consistencia media a media blanda. Desde 4,5 hasta 8,8 metros.
- (S) Arena de color marrón amarillento rojizo, fina a media. De compacidad media. Desde 8,8 hasta 10 metros.

PILA ESTE

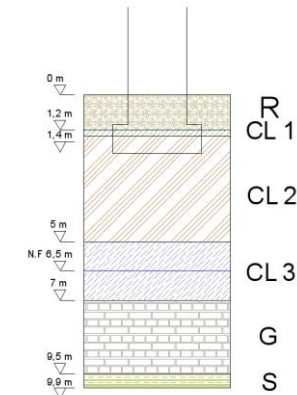


Figura 6. Pila Este

9.2. PILA OESTE

- Capa de terreno vegetal y relleno antrópico con un espesor de 1,2 metros.
- (CL) Arcilla limosa de color marrón oscuro con tonos negruscos. De consistencia dura. Suelo edáfico. Desde 1,2 hasta 1,4 metros.
- (CM) Arcilla limosa de color marrón claro amarillento con tonos rojizos, conteniendo concreciones y nódulos calcáreos. De consistencia media. Desde 1,4 hasta 5 metros.
- (CM) Arcilla limosa de multicolores ocres, marrón amarillento, verdoso con tonos rojizos, conteniendo concreciones. De consistencia media a media blanda. Desde 5 hasta 7 metros.
- (G) Grava de color marrón claro grisáceo, medias a finas. De compacidad medianamente densas. Desde 7 hasta 9,5 metros.
- (S) Arena de color marrón amarillento rojizo, fina a media. De compacidad media. Desde 9,5 hasta 9,9 metros.

PILA OESTE

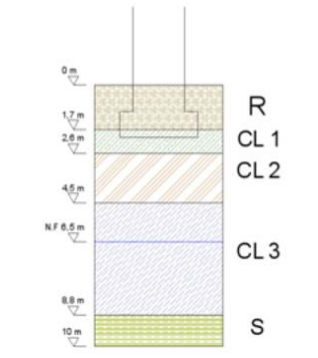


Figura 7. Pila Oeste

9.3. PILAS ADICIONALES SOLUCIÓN A

En el caso de la solución A, se dispondrán dos pilas más, llamadas 1 y 2, con el siguiente perfil estratigráfico

9.3.1. PILA 1

- Capa de terreno vegetal y relleno antrópico con un espesor de 1,53 metros.
- (CL) Arcilla limosa de color marrón oscuro con tonos negruscos. De consistencia dura. Suelo edáfico. Desde 1,53 hasta 2,2 metros.
- (CM) Arcilla limosa de color marrón claro amarillento con tonos rojizos, conteniendo concreciones y nódulos calcáreos. De consistencia media. Desde 2,2 hasta 4,7 metros.
- (CM) Arcilla limosa de multicolores ocre, marrón amarillento, verdoso con tonos rojizos, conteniendo concreciones. De consistencia media a media blanda. Desde 4,7 hasta 8,23 metros.

- (S) Arena de color marrón amarillento rojizo, fina a media. De compactidad media. Desde 8,23 hasta 10 metros.

PILA 1

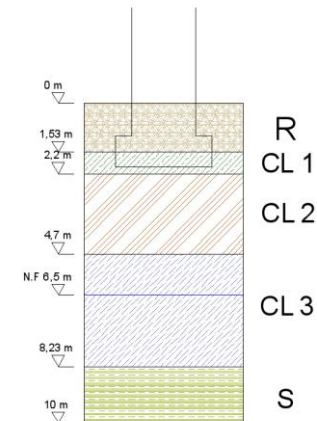


Figura 8. Pila 1

9.3.2. PILA 2

- Capa de terreno vegetal y relleno antrópico con un espesor de 1,37 metros.
- (CL) Arcilla limosa de color marrón oscuro con tonos negruscos. De consistencia dura. Suelo edáfico. Desde 1,37 hasta 1,8 metros.
- (CM) Arcilla limosa de color marrón claro amarillento con tonos rojizos, conteniendo concreciones y nódulos calcáreos. De consistencia media. Desde 1,8 hasta 4,9 metros.
- (CM) Arcilla limosa de multicolores ocre, marrón amarillento, verdoso con tonos rojizos, conteniendo concreciones. De consistencia media a media blanda. Desde 4,9 hasta 7,67 metros.

- (G) Grava de color marrón claro grisáceo, medias a finas. De compacidad medianamente densas. Desde 7,67 hasta 8,5 metros.
- (S) Arena de color marrón amarillento rojizo, fina a media. De compacidad media. Desde 8,5 hasta 10 metros.

PILA 2

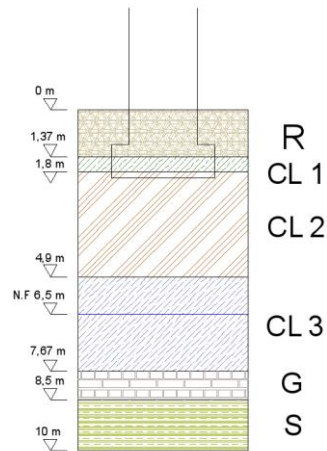


Figura 9. Pila 2

10. RESULTADOS OBTENIDOS

En este apartado se van a presentar los resultados obtenidos en los ensayos, proporcionándonos las características físicas y geotécnicas de los suelos con que nos encontramos.

Suelo	Profundidad (m)	SPT (Nº)	W (%)	P.Seco (g/cm³)	K (cm/s)	e	n	Sr (%)
	1,20							
CL1		17	16,00	1,86	0,00	0,45	0,31	95,00
	1,40							
CL2		24	17,00	1,80	$1,1 \cdot 10^{-7}$	0,49	0,30	100,00
	5,00							
CL3		25	18,00	1,78	$4,4 \cdot 10^{-8}$	0,51	0,34	99,00
	7,00							
G – S		-	19,00	2,00	0,00	0,55	0,36	91,00
	9,00							
CL4		25	17,00	1,87	$3,3 \cdot 10^{-7}$	0,44	0,30	96,00

Tabla 14

Se puede apreciar un peso específico muy similar en todas las arcillas. Además, llama la atención que el coeficiente de permeabilidad de la arcilla CL1 sea 0, ya que esto es imposible, las arcillas suelen tener coeficientes de permeabilidad muy bajos pero no son impermeables. Por tanto, adoptaremos para los cálculos el coeficiente de permeabilidad de la arcilla CL2.

Suelo	Límites de Atterberg		
	LL	LP	IP
CL1	30	16	14
CL2	29	17	12
CL3	30	17	13
G – S	17	13	4
CL4	27	16	11

Tabla 15

Los límites de Atterberg muestran índices de plasticidad muy próximos en todas las arcillas. Puesto que esta es una característica intrínseca de los materiales, se puede intuir que son prácticamente la misma arcilla.

Suelo	Compresión simple		
	Ru (KPa)	Cu (KPa)	Def (%)
CL1	94,00	47,00	11,00
CL2	95,00	47,50	15,00
CL3	73,00	36,50	15,00
G – S	10,00	5,00	15,00
CL4	140,00	70,00	15,00

Tabla 16

Estos son los resultados obtenidos con el ensayo triaxial:

Suelo	c (KPa)	Triaxial Cu		
		ϕ	c' (KPa)	ϕ'
CL1	35,30	30,80	17,66	35,00
CL2	68,70	26,30	35,81	25,60
CL3	9,80	28,40	23,53	33,33
G – S	-	-	10,00	15,00
CL4	194,70	10,80	142,25	24,90

Tabla 17

La arcilla CL1 posee un ángulo de rozamiento efectivo demasiado elevado, ya que éste debería de ser como máximo de 29°. Esto nos plantea un problema, ya que si ese es el dato real, se trataría de un material granular. Finalmente se ha descubierto que se trata de un lentejón de gravas dentro de un estrato de arcilla, por tanto, los datos obtenidos de la arcilla CL1 con el ensayo triaxial no son válidos.

En cuanto al ángulo de rozamiento efectivo se tomará el correspondiente a CL 2.

Suelo	Módulo de deformación		
	Ep (KN/m ²)	a	Em (KN/m ²)
CL1	16.500,00	1,50	24.750,00
CL2	18.900,00	1,50	28.350,00
CL3	28.500,00	1,50	42.750,00
G – S	-	-	-
CL4	18.800,00	1,50	28.200,00

Tabla 18

11. CONSIDERACIONES

11.1. NIVEL FREÁTICO Y PERMEABILIDAD

El nivel freático se ha encontrado a 6,5 m durante la realización de los sondeos.

El valor del coeficiente de permeabilidad de las arcillas según los ensayos de permeabilidad es de $1,1 \times 10^{-0,7}$ m/s. Se trata por tanto de un suelo prácticamente impermeable.

11.2. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN Y PRECAUCIONES

Los suelos encontrados se clasifican como tolerables y no se prevén grandes problemas para la excavación.

12. INFORMACIÓN GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA EXTERNA

Debido a que se van a proyectar elementos constructivos de hormigón, se ha recopilado información relativa a la agresividad del terreno y del agua freática a los elementos de hormigón.

En la siguiente tabla se exponen los resultados relativos a la calidad química del agua, extraídos del "PROYECTO CONSTRUCTIVO RED ARTERIAL FERROVIARIA DE VALENCIA CANAL DE ACCESO, FASE 2. ACCESO PROVISIONAL EN ANCHO UIC".

Según se recoge en el Estudio Geotécnico para la Restauración y Adecuación del edificio nº 7 de la Estación Valencia-Nord, incluido en el documento “Estudios Previos para la Recuperación y Habilitación de los Edificios Protegidos”, el contenido de sulfatos del suelo obtenido tras los ensayos de laboratorio son 461,7 mg SO₄²⁻/kg suelo seco.

Las conclusiones que en ellos se recogen indican que la composición del terreno no presenta agresividad química, pero el agua freática presenta un contenido en sulfatos que implica un alto grado de AGRESIVIDAD DÉBIL, según la EHE-08.

Resultados de los Ensayos Físico-Químicos de Muestras de Agua						
Sonde o	Exp. Hidrógen o pH	Amoni o NH ₄ (mg/l)	Magnesi o Mg ₂ (mg/l)	Residu o soluble (mg/l)	Dióxido Carbon o (mg/l)	Sulfato s (mg/l)
SE	8,27	0,38	8,27	1,218	7,04	367,95

Tabla 19

Como el nivel freático está a -6,5 m, y con una hipotética oscilación podría llegar a -5,5 m respecto de la superficie, se prevé el empleo de hormigones HA-25/B/20/IIa en los elementos de cimentaciones, ya que se entiende que el agua freática no llegará en ningún caso a afectar a las cimentaciones, cuya cota inferior estará siempre por encima de -2 m.

ANEJOII.I. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

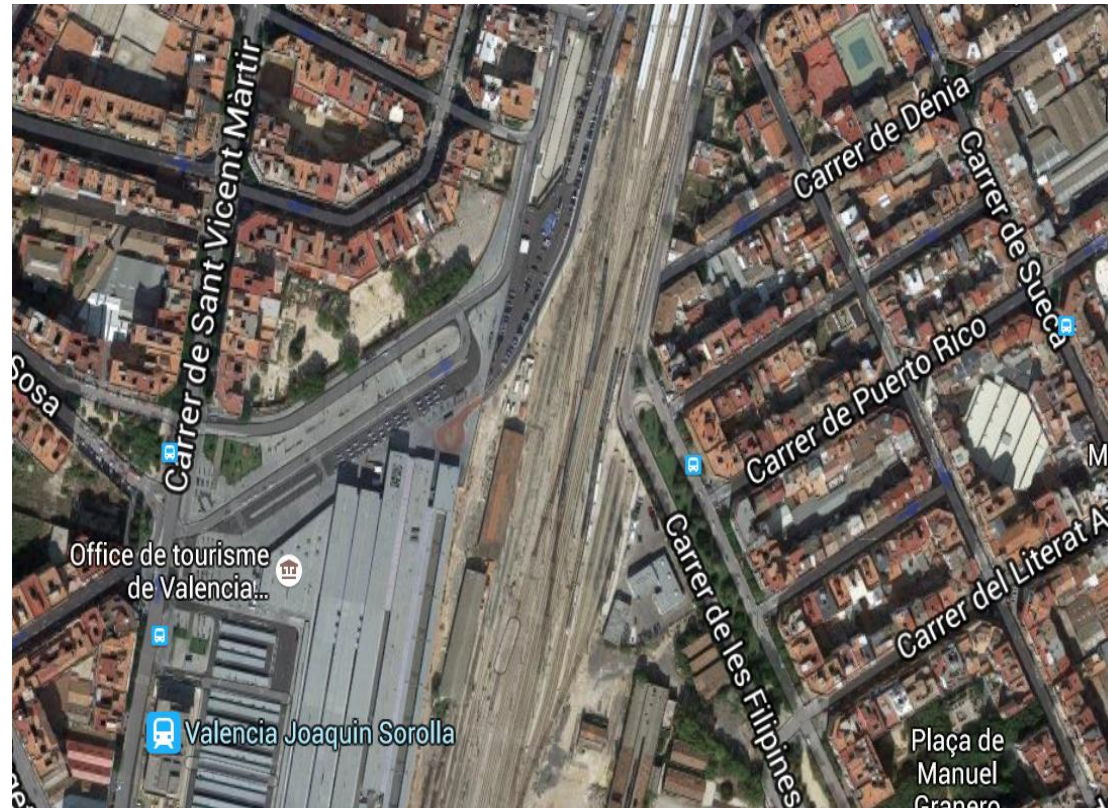


Figura 10. Localización proyecto

ANEJO II.II. LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS

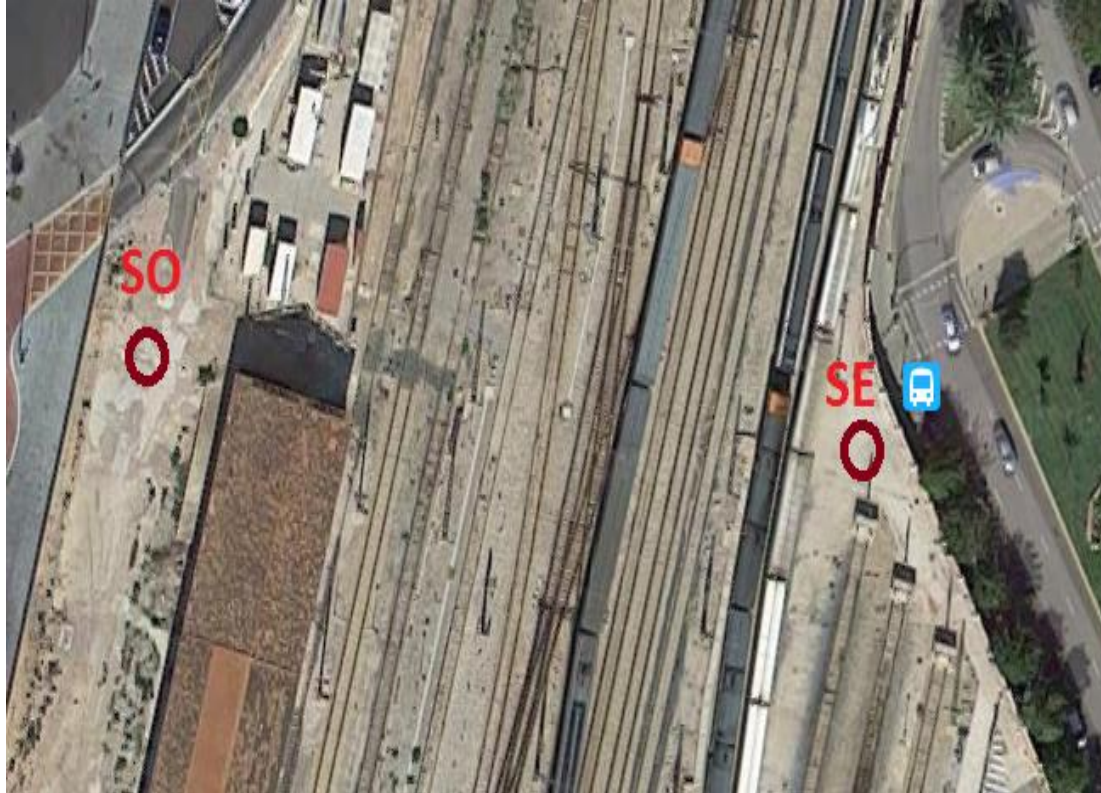


Figura 11. Localización de los sondeos.

ANEJO II.III. SITUACIÓN GEOLÓGICA

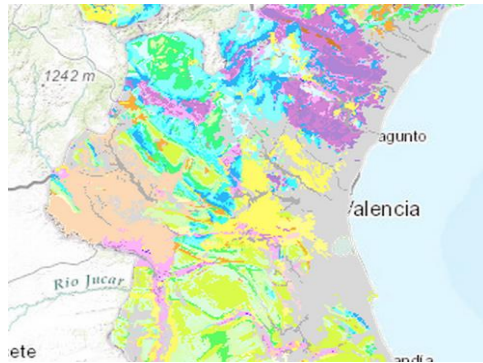
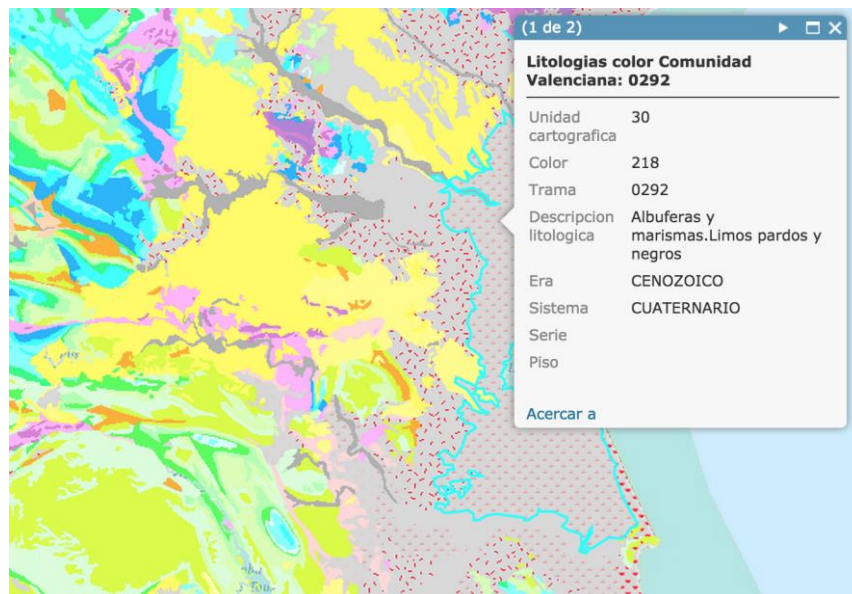


Figura 12a y 12b. Situación Geológica



Leyenda

- Arcillas,areniscas y conglomerados
- Dolomías y calizas dolomíticas
- Arcillas y yesos
- Arcillas,conglomerados,arenas,calcareos y yesos
- Conglomerados,brechas,calcareonitas y areniscas
- Calizas y margas con arcillas verdes
- Arenas,lutitas,marga y calizas bioclásticas
- Alternancia de calizas y margas,margas
- Calizas arenosas,margas,conglomerados calizas tobáceas
- Calizas tobáceas,arcillas,arenas,areniscas
- Cuarcitas,pizarras y calizas
- Limos arcillosos,conglomerados,areniscas margas lacustres
- Caliza con Toucasia,Orbitolinas.Biomicareniscas
- Calizas microcristalinas con síles y calizas
- Dolomías,calizas y brechas
- Ofitas y metabasitas

Figura 13. Leyenda

ANEJO II.IV. PERFIL ESTRATIGRÁFICO

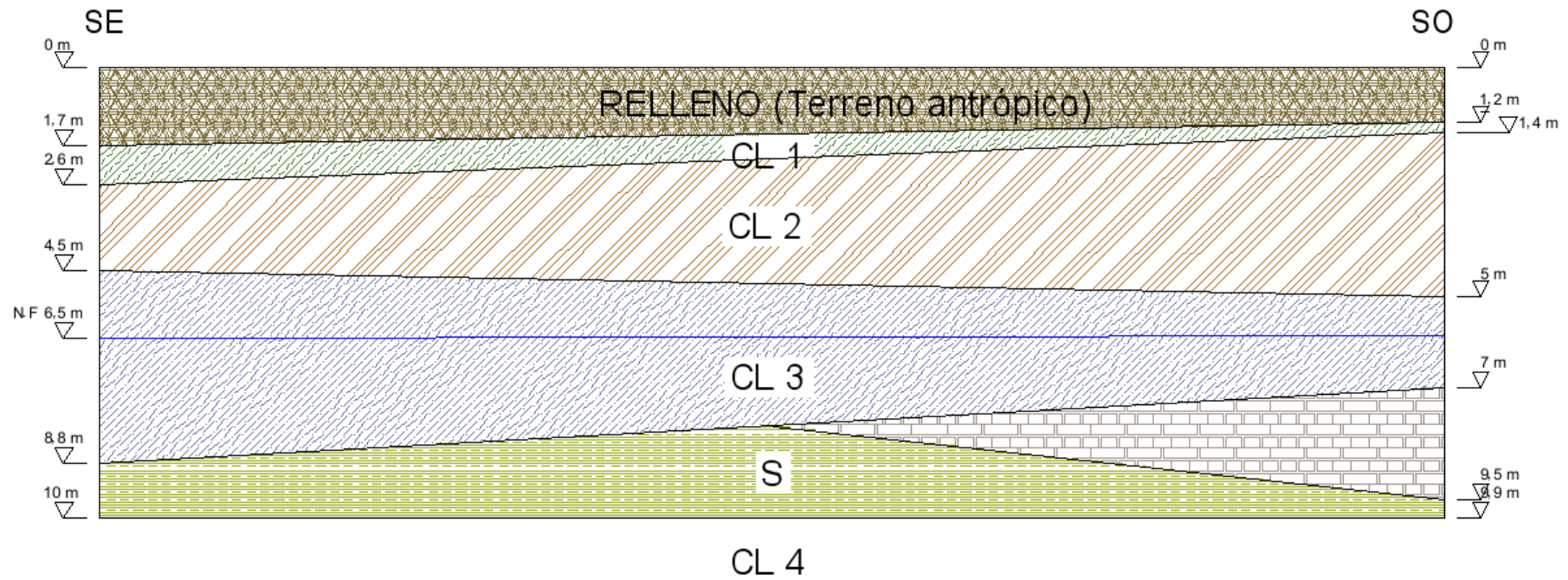


Figura 14. Perfil Estratigráfico

ANEJO II.V. TABLA DE CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

SONDEO ESTE - PILA ESTE																			
SUELO	Profundidad (m)	SPT (Nº)	w (%)	P.seco (g/cm³)	k (cm/s)	e	n	Sr (%)	LÍMITES DE ATTERBERG			COMPRESIÓN SIMPLE			TRIAxIAL CU				MODULO DE DEF
									LL	LP	IP	Ru (KPa)	Cu (KPa)	Def (%)	c (KPa)	Ø	c' (KPa)	Ø'	Ep (kNm²)
CL1	1,20	17	16,00	1,86	1,1·10 ⁻⁷	0,45	0,31	95,00	30	16	14	94,00	47,00	11,00	35,30	30,80	17,66	25,60	16500,00
CL2	1,40	24	17,00	1,80	1,1·10 ⁻⁷	0,49	0,30	100,00	29	17	12	95,00	47,50	15,00	68,70	26,30	35,81	25,60	18900,00
CL3	5,00	25	18,00	1,78	4,4·10 ⁻⁸	0,51	0,34	99,00	30	17	13	73,00	36,50	15,00	9,80	28,40	23,53	33,33	28500,00
G - S	7,00	--	19,00	2,00	0,00	0,55	0,36	91,00	17	13	4	10,00	5,00	15,00	--	--	10,00	15,00	--
CL4	9,00	25	17,00	1,87	3,3·10 ⁻⁷	0,44	0,30	96,00	27	16	11	140,00	70,00	15,00	194,70	10,80	142,25	24,90	18800,00
SONDEO OESTE - PILA OESTE																			
SUELO	Profundidad (m)	SPT (Nº)	w (%)	P.seco (g/cm³)	k (cm/s)	e	n	Sr (%)	LÍMITES DE ATTERBERG			COMPRESIÓN SIMPLE			TRIAxIAL CU				MODULO DE DEF
									LL	LP	IP	Ru (KPa)	Cu (KPa)	Def (%)	c (KPa)	Ø	c' (KPa)	Ø'	Ep (kNm²)
CL1	1,70	17	16,00	1,86	0,00	0,45	0,31	95,00	30	16	14	94,00	47,00	11,00	35,30	30,80	17,66	35,00	16500,00
CL2	2,60	24	17,00	1,80	1,1·10 ⁻⁷	0,49	0,30	100,00	29	17	12	95,00	47,50	15,00	68,70	26,30	35,81	25,60	18900,00
CL3	4,50	25	18,00	1,78	4,4·10 ⁻⁸	0,51	0,34	99,00	30	17	13	73,00	36,50	15,00	9,80	28,40	23,53	33,33	28500,00
G - S	8,80	--	19,00	2,00	0,00	0,55	0,36	91,00	17	13	4	10,00	5,00	15,00	--	--	10,00	15,00	--
CL4	10,00	25	17,00	1,87	3,3·10 ⁻⁷	0,44	0,30	96,00	27	16	11	140,00	70,00	15,00	194,70	10,80	142,25	24,90	18800,00

Tabla 20. Características Geotécnicas

ANEJO II.VI. CÁLCULO GEOTÉCNICO

1. INTRODUCCIÓN

A continuación se realizarán las comprobaciones geotécnicas de estados límites correspondientes a cada elemento estructural.

Las comprobaciones a realizar serán las correspondientes a la carga de hundimiento a corto plazo, por la ausencia de nivel freático, y los asentamientos producidos por el nuevo estado de carga del terreno.

La seguridad frente al deslizamiento no será necesaria su comprobación tal y como indica la *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera* en el artículo 4.6.:

No es necesario comprobar el fallo por deslizamiento en aquellas cimentaciones en las que la resultante de las cargas actuantes tiene una inclinación máxima, medida respecto a la normal al plano de cimentación, que sea, en cualquier situación, inferior al 20% ($\text{tg}\delta < 0,20$).

La seguridad frente al vuelco tampoco será necesaria su comprobación tal y como indica en el artículo 4.7. de la *Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras*:

Normalmente no será necesario comprobar las cimentaciones frente al vuelco cuando se trate de pilas de puente o de cimentaciones de obras de paso que satisfagan las condiciones estipuladas de deslizamiento y hundimiento y en las que, además, el punto de paso de la resultante sobre el cimiento quede dentro del núcleo central del área de apoyo en las situaciones de proyecto a considerar.

La cota de cimentación se establece en $z = -2$ m.

Para el cálculo de la cimentación no se tomarán en cuenta las cargas dinámicas producidas por el ferrocarril a su paso por la pasarela, puesto que no es de alcance de este proyecto.

La nomenclatura a emplear será la siguiente:

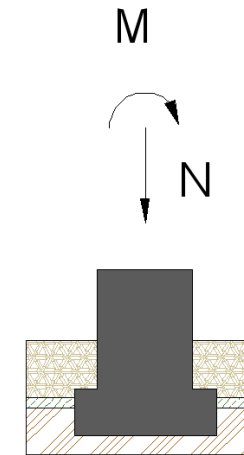


Figura 15. Criterio de signos

2. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Será necesario calcular algunos parámetros geotécnicos que no han sido aportados por los sondeos y ensayos anteriormente citados.

Los datos obtenidos por los ensayos geotécnicos sólo corresponden al módulo presiométrico (E_p), por ello deberemos calcular el módulo de deformación elástica y el coeficiente de poisson en efectivas.

Para el cálculo del módulo de deformación elástica primeramente necesitaremos el módulo edométrico. Para ello utilizaremos la correlación según Menard y Rousseau, donde puede expresarse lo siguiente:

$$E_m = \alpha \cdot E_p$$

Donde α está en función de la tabla siguiente:

	α
Arcilla	1,5
Limo	2
Arena	3
Grava	4

Tabla 21

A la hora de determinar el módulo de deformación elástica se aplicará la siguiente correlación:

$$E_m = \frac{E'}{\left(1 - \frac{2 \cdot \nu'^2}{1 - \nu'}\right)}$$

En cuanto al coeficiente de Poisson en efectivas, se tomará como valor igual a 0,3 en todos los casos.

	CL 1	CL 2	CL 3
E_p (kN/m ²)	16.500	18.900	28.500
E_m (kN/m ²)	24.750	28.350	42.750
E' (kN/m ²)	18.385,71	21.060	31.757,14
ν	0,5	0,5	0,5
ν'	0,3	0,3	0,3

Tabla 22

Si observamos el libro de *Curso Aplicado de Cimentaciones* de Rodríguez Ortiz, en el cuadro 1.12. de Parámetros Característicos del Suelo (I), nos indica que para una arcilla de baja plasticidad el módulo de deformación oscila entre 2.000 – 5.000 kN/m².

Atendiendo a lo anteriormente citado, se observa que pueda haber una irregularidad en la toma de datos. Sin embargo, realizaremos los cálculos con el módulo de deformabilidad obtenido.

3. PREDIMENSIONAMIENTO

El predimensionamiento de las zapatas estará en función de la carga de hundimiento del terreno y del asiento diferencial de las diferentes zapatas.

Para ello, se realizará un cálculo de éstos parámetros con zapatas de dimensiones cuadradas igual a:

$$B = L = 1,50 \text{ m.}$$

Tras los datos calculados se dimensionará la disposición final óptima de las zapatas mediante un proceso de iteración.

3.1. PILA ESTE

3.1.1. CARGA DE HUNDIMIENTO

La fórmula más frecuente para la determinación de la carga de hundimiento es la conocida como de *Brinch-Hansen*.

Según este método, la presión vertical de hundimiento es la suma de tres términos que representan la contribución a la capacidad de soporte, de la sobrecarga existente al nivel de cimentación q , de la cohesión del terreno c , y de su propio peso.

La ecuación es:

$$p_{vh} = q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot t_c \cdot r_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot t_\gamma \cdot r_\gamma$$

Siendo:

p_{vh} = Presión vertical de hundimiento.

q = Sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación, en el entorno del cimientto.

c = Cohesión de cálculo.

Y = Peso específico del terreno.

B^* = Anchura equivalente del cimiento.

N_q, N_c, N_y = Factores de capacidad de carga, adimensionales y dependientes del ángulo de rozamiento interno.

D_q, i_q, s_q, t_q, r_q = Factores adimensionales para considerar el efecto de la resistencia al corte local del terreno situado sobre el plano de apoyo, la inclinación de la carga, la forma de la cimentación, la proximidad de la cimentación a un talud y la inclinación del apoyo del plano de apoyo. Lossubíndices q, c, y , indican en cuál de los tres términos de la fórmula polinómica deben aplicarse.

Analizando el perfil estratigráfico tenemos que los espesores de las distintas capas van variando en la longitud del perfil, por lo que tendremos distintas cargas de hundimiento según la disposición de las capas del terreno.

Antes de comenzar con los cálculos, describiremos las características de los suelos y de las zapatas a emplear.

Como mediante los sondeos no precisamos de los datos del relleno, tomaremos como peso específico:

$$\gamma_{relleno} = 16 \text{ kN/m}^3$$

Los datos de las capas de arcillas están detallados anteriormente en el anejo II.IV. Características Geotécnicas.

Para determinar la geometría de la zapata tendremos en cuenta el nivel freático y la resistencia de los estratos. El nivel freático en el peor de los casos se encuentra a una profundidad de 5,5 metros, así que como condición de contorno para evitar que nos afecte tomaremos una B máxima de 1,5 metros, siendo la profundidad máxima afectada de 5 metros.

También hemos optado por tomar una profundidad de cimentación de 2 metros para evitar apoyar la cimentación sobre los rellenos, cuyo espesor desciende hasta los 1,7 m.

Considerando lo anterior la geometría de las zapatas será la siguiente:

$$B = 1,5$$

$$L = 1,5$$

$$D = 2$$

En esta zona, el sondeo hasta los 5 metros es el siguiente:

$$\text{Rellenos} \rightarrow 0 - 1,2 \text{ m}$$

$$\text{CL1} \rightarrow 1,2 - 1,4 \text{ m}$$

$$\text{CL2} \rightarrow 1,4 - 5 \text{ m}$$

En este caso, la diferencia de espesores únicamente afectará al cálculo de la sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación, siendo ésta:

$$q = \gamma_1 \cdot D_1 + \gamma_2 \cdot D_2 + \gamma_3 \cdot D_3$$

$$q = 16 \cdot 1,2 + 21,5 \cdot 0,2 + 21,06 \cdot 0,6 = 36,136 \text{ kN/m}^2$$

En el terreno que se ve afectado por la cimentación únicamente se compone de CL2, por lo que tomaremos los datos de este estrato.

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$c = 68,7 \text{ kPa}$$

$$\phi = 26,3^\circ$$

Para el cálculo, al tratarse de una situación a corto plazo, el ángulo de rozamiento será igual a 0° .

Factores de capacidad de carga:

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi}$$

$$N_y = 2(N_q - 1) \tan \phi$$

Para el cálculo de situaciones de corto plazo, en los que $\emptyset = 0^\circ$

$$N_q = 1N_c = \pi + 2 = 5,14 \quad N_\gamma = 0$$

Consideración de la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo (Factores d):

$$d_q = 1 + 2 \tan \emptyset (1 - \sin \emptyset)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B^*}$$

$$d_c = 1 + 2 \frac{N_q}{N_c} (1 - \sin \emptyset)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B^*}$$

$$d_\gamma = 1$$

Obtenemos:

$$d_q = 1 + 2 \tan 0 (1 - \sin 0)^2 \tan^{-1} \frac{2,5}{1,5} = 1$$

$$d_c = 1 + 2 \frac{1}{5,14} (1 - \sin 0)^2 \tan^{-1} \frac{2,5}{1,5} = 21,67$$

$$d_\gamma = 1$$

Consideración de la inclinación de las cargas (Factores i):

$$i_q = (1 - 0.7 \tan \partial B)^3 (1 - \tan \partial L)$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$i_\gamma = (1 - \tan \delta B)^3 (1 - \tan \delta L)$$

Para el cálculo de situaciones de corto plazo:

$$i_q = i_c = i_\gamma = 1$$

Efecto de la proximidad de la cimentación a un talud (Factores t):

$$t_q = (1 - 0.5 \tan \psi)^5$$

$$t_c = \frac{t_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$t_\gamma = t_q$$

Como no tenemos ningún talud en las proximidades, tendremos para largo plazo y para corto plazo:

$$t_q = t_c = t_\gamma = 1$$

Efecto de la inclinación del plano de apoyo (Factores r):

$$r_q = e^{-2\pi \tan \emptyset}$$

$$r_c = \frac{r_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$r_\gamma = r_q$$

El plano de apoyo se encuentra en horizontal por lo que:

$$r_q = r_c = r_\gamma = 1$$

En conclusión obtendremos:

$$p_{vh} = 36,136 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 + 68,7 \cdot 5,14 \cdot 21,67 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 + \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 1 \cdot 0 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 7688,24 \text{ kN/m}^2$$

Coefficiente de seguridad frente al hundimiento:

Para poder hallar la presión vertical que actúa sobre el terreno tendremos en cuenta la carga que puede resistir y el coeficiente de seguridad frente al hundimiento para asegurar la estabilidad de la cimentación.

$$F_h = \frac{p_{vh}}{p_v}$$

Considerando un coeficiente de seguridad igual a 3, la carga máxima que se le puede transmitir al terreno en nuestras condiciones es:

$$p_v = \frac{7688,24}{3} = 2562,75 \text{ kN/m}^2$$

3.1.2. ASIENTO

El cálculo de asientos está determinado por la presencia de agua y la estratigrafía de la zona. Teniendo tres niveles de arcillas y un nivel freático que no afecta al plano de la cimentación, el método a emplear será el *Método elástico de Steinbrenner*.

En esta situación, bajo la cota cimentación ($z = -2 \text{ m}$) sólo se encuentran dos niveles de arcillas.

Siendo $v = 0,5$ por tratarse de cálculo a corto plazo.

$$A = 1 - v^2 = 0,75$$

$$B = 1 - v - 2 \cdot v^2 = 0$$

$$\text{Asiento central} = 2 \cdot \text{Asiento esquina} = 2 \cdot (S_1 + S_2)$$

Asiento esquina estrato 1

$$S_1 = \frac{q \cdot B \cdot I_{\rho 1}}{E_1} = \frac{q \cdot B \cdot (A \cdot F_1 + B \cdot F_2)}{E_1}$$

Los parámetros F_1 y F_2 se pueden hallar en el ábaco de Steinbrenner para carga rectangular uniforme y flexible en superficie, siendo el valor a introducir:

$$\frac{L}{B} = \frac{1,5}{1,5} = 1$$

$$\frac{h_1}{B} = \frac{3}{1,5} = 2$$

$$\text{Siendo: } F_1 = 0,25 F_2 = 0,07 I_{\rho 1} = 0,1875$$

En este caso tendremos que:

$$S_1 = \frac{q \cdot 1,5 \cdot (0,75 \cdot 0,25 + 0 \cdot 0,07)}{28.350} = q \cdot 9,92 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

Siendo $q = \text{kPa}$

Asiento esquina estrato 2

$$S_2 = \frac{q \cdot B \cdot (I_{\rho 2} - I_{\rho 1})}{E_2} = \frac{q \cdot B \cdot (A \cdot F'_1 + B \cdot F'_2)}{E_2}$$

Los valores de F'_1 y F'_2 se hallan de la misma forma que anteriormente, siendo:

$$\frac{L}{B} = \frac{1,5}{1,5} = 1$$

$$\frac{h_{2-0}}{B} = \frac{5}{1,5} = 3,33$$

$$\text{Siendo: } F_1 = 0,38 F_2 = 0,05 I_{\rho 2} = 0,285$$

$$S_2 = \frac{q \cdot 1,5 \cdot (0,285 - 0,1875)}{42750} = q \cdot 3,42 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

Asiento centro

$$S_T = 2 \cdot q \cdot (9,92 + 3,42) \cdot 10^{-6} = q \cdot 2,668 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

Corrección por profundidad

Es necesario una corrección del asiento por efecto de la profundidad de la cimentación, donde:

$$S_F = \mu \cdot S_T$$

$$\mu = f\left(\frac{D}{B}\right) = 0,91$$

Siendo:

$$S_F = q \cdot 2,428 \cdot 10^{-5}$$

Corrección por rigidez de la zapata

Es necesaria una corrección del asiento dado que la zapata es rígida y no flexible.

$$S_{\text{cimentación rígida}} = \mu_r \cdot S_{\text{max cimentación flexible}}$$

Siendo μ_r :

L/B	H/B = 1	H/B = 2	H/B = 5	H/B = 10	H/B = ∞
1	0,68	0,72	0,75	0,76	0,77
2	0,72	0,75	0,77	0,78	0,78
3, 4, 5	0,72	0,75	0,77	0,79	0,80

En este caso, nos da un valor de $\mu_r = 0,72$, por tanto:

$$S_{\text{cimentación rígida}} = 0,72 \cdot S_{\text{max cimentación flexible}}$$

3.2. PILA OESTE

3.2.1. CARGA DE HUNDIMIENTO

El procedimiento a emplear está explicado detalladamente en el apartado 3.1.1. de este anejo.

En esta zona, el sondeo hasta los 5 metros es el siguiente:

Rellenos → 0 – 1,7 m
CL 1 → 1,7 – 2,6 m
CL 2 → 2,6 – 4,5 m
CL 3 → 4,5 – 5,0 m

A diferencia de la pila este, la estratificación de los estratos nos afecta en el terreno que se sitúa por debajo del plano de cimentación, por lo que será necesario calcular el peso específico, el ángulo de rozamiento y la cohesión equivalentes del conjunto de estratos:

Peso específico equivalente:

$$\gamma_{eq} = \frac{1}{H} \cdot \sum \gamma_i \cdot h_i$$

$$\gamma_{eq} = \frac{1}{3} \cdot ((0,6 \cdot 18,6) + (1,9 \cdot 18) + (0,5 \cdot 17,8)) = 18,09 \text{ KN/m}^2$$

Cohesión equivalente:

$$c_{eq} = \frac{1}{H} \cdot \sum c_i \cdot h_i$$

$$c_{eq} = \frac{1}{3} \cdot ((0,6 \cdot 35,3) + (1,9 \cdot 68,7) + (0,5 \cdot 9,8)) = 52,2 \text{ KPa}$$

Ángulo de rozamiento equivalente:

$$\ln(\tan \phi_{eq}) = \frac{1}{H} \cdot \sum h_i \cdot \ln(\tan \phi_i)$$

No es necesario calcularlo ya que al tratarse de un estado a corto plazo el ángulo de rozamiento de cálculo es igual a 0°.

Sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación:

$$q = 32,68 \text{ kN/m}^2$$

Factores de capacidad de carga

	PILA OESTE
Nq	1
Nc	5,14
N _γ	0

Tabla 23

Consideración de la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo (Factores d)

	PILA OESTE
dq	1
dc	21,67
d _γ	1

Tabla 24

Consideración de la inclinación de las cargas (Factores i)

	PILA OESTE
iq	1
ic	1
i _γ	1

Tabla 25

Efecto de la proximidad de la cimentación a un talud (Factores t)

	PILA OESTE
tq	1
tc	1
t _γ	1

Tabla 26

Efecto de la inclinación del plano de apoyo (Factores r):

	PILA OESTE
rq	1
rc	1
r _γ	1

Tabla 27

En conclusión obtendremos:

	PILA OESTE
pvh (kN/m ²)	5846,9
p _v (kN/m ²)	1948,97

Tabla 28

3.2.2. ASIENTO

El procedimiento a emplear está explicado detalladamente en el apartado 3.1.2. de este anejo.

En el caso de la pila oeste, los datos a considerar son:

	CL 1	CL 2	CL 3
h (m)	0,60	1,90	4,30
E (kN/m)	18.385,71	21.060	31.757,14
v	0,5	0,5	0,5
A	0,75	0,75	0,75
B	0	0	0
F ₁	0,04	0,20	0,42
F ₂	0,05	0,08	0,04

Tabla 29

En este caso, obtenemos que:

$$S_T = q \cdot 2,80 \cdot 10^{-5}$$

Aplicando la corrección por profundidad:

$$S_F = q \cdot 2,55 \cdot 10^{-5}$$

Aplicando la corrección por rigidez:

$$S_F = q \cdot 1,836 \cdot 10^{-5}$$

3.3. PILAS INTERMEDIAS

3.3.1. CARGA DE HUNDIMIENTO

Las pilas intermedias solo se emplearán en la solución A de hormigón. Están situadas a 30 metros de distancia desde las extremas, por lo que tendremos dos cálculos, uno para la pila a 30 metros de la pila este, a la que llamaremos pila 1, y la pila a 60 metros de la pila este, pila 2.

Sondeo hasta los 5 metros para la PILA 1:

Rellenos → 0 – 1,36 m

CL1 → 1,36 – 1,8 m

CL2 → 1,8 – 4,9 m

CL3 → 4,9 – 5 m

Sondeo hasta los 5 metros para la PILA 2:

Rellenos → 0 – 1,5 m

CL1 → 1,5 – 2,2 m

CL2 → 2,2 – 4,7 m

CL3 → 4,7 – 5 m

Al igual que en la pila oeste, el terreno que se sitúa por debajo del plano de cimentación se encuentra estratificado horizontalmente por lo que emplearemos el peso específico, el ángulo de rozamiento y la cohesión equivalentes del conjunto de los estratos:

	PILA 1	PILA 2
γ _{eq} (kN/m ³)	17,9	18
c _{eq}	64,77	60,6
φ _{eq}	0	0

Tabla 30

Sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación

	PILA 1	PILA 2
q (kN/m ²)	33,44	33,3

Tabla 31

Factores de capacidad de carga

	PILA 1	PILA 2
Nq	1	1
Nc	5,14	5,14
N _y	0	0

Tabla 32

Consideración de la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo (Factores d)

	PILA 1	PILA 2
dq	1	1
dc	21,67	21,67
d _y	1	1

Tabla 33

Consideración de la inclinación de las cargas (Factores i)

	PILA 1	PILA 2
iq	1	1
ic	1	1
i _y	1	1

Tabla 34

Efecto de la proximidad de la cimentación a un talud (Factores t)

	PILA 1	PILA 2
tq	1	1
tc	1	1
t _y	1	1

Tabla 35

Efecto de la inclinación del plano de apoyo (Factores r)

	PILA 1	PILA 2
rq	1	1
rc	1	1
r _y	1	1

Tabla 36

En conclusión obtendremos:

	PILA 1	PILA 2
p _{vh} (kN/m ²)	7247,77	6783,16
p _v (kN/m ²)	2415,9	2261,05

Tabla 37

3.3.2. ASIENTO

El procedimiento a emplear está explicado detalladamente en el apartado 3.1.2. de este anejo.

En el caso de las pilas intermedias, los datos a considerar son:

PILA 1	CL 2	CL 3
h (m)	2,90	2,70
E (kN/m)	21.060	31.757,14
v	0,5	0,5
A	0,75	0,75
B	0	0
F ₁	0,25	0,39
F ₂	0,07	0,04

Tabla 38

	CL 1	CL 2	CL 3
h (m)	0,20	2,50	3,50
E (kN/m)	18.385,71	21.060	31.757,14
v	0,5	0,5	0,5
A	0,75	0,75	0,75
B	0	0	0
F ₁	0,00	0,23	0,4
F ₂	0,00	0,06	0,04

Tabla 39

Siendo los datos finales los siguientes:

	PILA 1	PILA 2
S _T	$q \cdot 2,72 \cdot 10^{-5}$	$q \cdot 2,65 \cdot 10^{-5}$
S _F	$q \cdot 1,958 \cdot 10^{-5}$	$q \cdot 1,908 \cdot 10^{-5}$

Tabla 40

4. DIMENSIONAMIENTO

4.1. CARGAS DE HUNDIMIENTO

Las cargas de hundimiento anteriormente calculadas se resumen en la tabla siguiente:

	PILA ESTE	PILA 1	PILA 2	PILA OESTE
pvh (kN/m ²)	7688,24	7247,77	6783,16	5880,46
pv (kN/m ²)	2562,75	2415,9	2261,05	1960,15

Tabla 41

4.1.1. ALTERNATIVA A

En la alternativa A será necesaria la disposición de pilas intermedias, las denominadas PILA 1 y PILA 2.

A continuación realizaremos la comprobación a hundimiento:

	PILA ESTE	PILA OESTE	PILA 1	PILA 2
q (kN)	1.900	1.900	3.800	3.800
σ (kN/m ²)	844,44	844,44	1688,88	1688,88
pv (kN/m ²)	2562,75	1960,15	2415,9	2261,05
	CUMPLE ✓	CUMPLE ✓	CUMPLE ✓	CUMPLE ✓

Tabla 42

4.1.2. ALTERNATIVA B

En la alternativa B sólo es necesaria la colocación de las pilas este y oeste.

Se realizarán dos pilas en cada extremo, estando ambas solicitadas por los mismos esfuerzos.

	PILA ESTE	PILA OESTE
q (kN)	2029,87	2029,87
σ (kN/m ²)	902,16	902,16
pv (kN/m ²)	2562,75	1960,15
	CUMPLE ✓	CUMPLE ✓

Tabla 43

4.2. ASIENTOS

Los asientos anteriormente calculados están en función de la carga transmitida. A continuación comprobaremos los asientos en función de los estados de carga.

También se deberán comprobar los asientos diferenciales entre las zapatas.

4.2.1. ALTERNATIVA A

	PILA ESTE	PILA 1	PILA 2	PILA OESTE
S_F	$q \cdot 2,48 \cdot 10^{-5}$	$q \cdot 2,47 \cdot 10^{-5}$	$q \cdot 2,40 \cdot 10^{-5}$	$q \cdot 2,55 \cdot 10^{-5}$
σ (kPa)	844,44	1688,88	1688,88	844,44
S_F (mm)	15,08	30,04	29,18	15,50

Tabla 44

El asiento diferencial determinante es el producido entre la pila Este y la pila 1, siendo de 2 cm.

Puesto que la variación del asiento entre las pilas anteriormente citadas es asumible, la alternativa A cumple por asientos.

4.2.2. ALTERNATIVA B

	PILA ESTE	PILA OESTE
S_F	$q \cdot 2,48 \cdot 10^{-5}$	$q \cdot 2,55 \cdot 10^{-5}$
σ (kPa)	902,16	902,16
S_F (mm)	16,01	16,56
CUMPLE ✓		

Tabla 45

Puesto que la variación del asiento entre ambas pilas es de menos de 1 mm, la alternativa B cumple por asientos.