

ANEJO 2

ANEJO GEOTÉCNICO

**Diseño y valoración económica de la cubierta
de la pista de fútbol sala del IES “Juan Carlos I” (Murcia)
Andrea López Tristante**

ÍNDICE

1.	OBJETO DEL ESTUDIOS.....	2
2.	DESCRIPCIÓN DE LA PARCELA.....	2
3.	DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS REALIZADOS.....	3
3.1.	TRABAJOS DE CAMPO.....	3
3.2.	ENSAYOS DE LABORATORIO.....	4
4.	GEOLOGÍA REGIONAL.....	6
5.	ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	6
5.1.	MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO EXISTENTE.....	7
5.2.	PROPUESTA DE CIMENTACIÓN.....	7
5.3.	EXCAVABILIDAD Y CONDICIONES DE ESTABILIDAD.....	8
6.	CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS DE LA ZONA.....	8
	ANEJO DE CÁLCULOS GEOTÉCNICOS	10

1. OBJETO DEL ESTUDIOS

Este estudio tiene como objeto definir un modelo geológico-geotécnico representativo del terreno en el ámbito del proyecto de construcción de una cubierta sobre una de las pistas de fútbol sala del I.E.S. Juan Carlos I, que nos permita identificar, clasificar y determinar la distribución espacial de los materiales y depósitos presentes en la zona de estudio, así como caracterizar geológicamente los materiales encontrados.

Una vez definido el modelo representativo del terreno, se evalúan los parámetros geotécnicos de carga admisible y asientos asociados, para así poder determinar el estrato competente de cimentación, naturaleza y profundidad, junto con las condiciones de sustentación más adecuadas para la construcción que se piensa realizar.

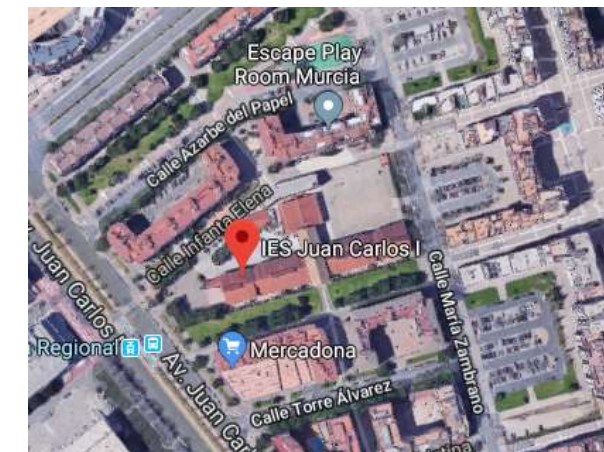
Así mismo, también es objeto de este estudio conocer la profundidad del nivel freático.

2. DESCRIPCIÓN DE LA PARCELA.

El terreno sobre el que se ha elaborado el presente informe geotécnico es sobre el que se asienta el I.E.S. Juan Carlos I situado en la calle Reina Sofía, al noreste de la ciudad de Murcia.



Figura 1. Mapa ciudad de Murcia y alrededores. Google Maps



Figuras 2 y 3. Mapa e imagen satelital de la ubicación del I.E.S. Juan Carlos I. Google Maps

Concretamente, el terreno estudiado en dicho informe es el situado bajo las pistas de fútbol sala existentes en el patio del instituto.



Ilustración 1Figura 4. Vista aérea del I.E.S. Juan Carlos I. Google Maps

El área de actuación es fácilmente identificable limitando:

- Al norte con la segunda pista de fútbol sala que compone, también, el patio del instituto.
- Al sur con el módulo A del edificio educativo.
- Al este con la calle María Zambrano.
- Al oeste con el patio donde se sitúa el gimnasio y parte de la cubierta situada en el centro del recinto.

3. DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS REALIZADOS.

Para la descripción de las características del suelo sobre el que se asienta la pista de fútbol y sobre la que se asentará la futura cubierta, nos basaremos en el informe realizado sobre una cata de suelo que está proyectado en la Avenida Alcaldesa de Murcia, a tan sólo, 1,4 Km del instituto.

Para la redacción de dicho informe de reconocimiento de suelos, fue preciso la ejecución de una serie de trabajos de campo y ensayos de laboratorio. A continuación, se refleja una breve descripción del fundamento teórico y el método operatorio de cada uno de los ensayos realizados, así como una introducción de los resultados

3.1. TRABAJOS DE CAMPO.

Se realizó un sondeo mecánico a rotación con extracción de testigo continuo, del que se levantó el correspondiente perfil estratigráfico. En él se recogieron los niveles atravesados, así como un resumen general de los resultados obtenidos. Por otro lado, se realizaron dos penetraciones dinámicas superpesadas D_{PSH} .

Para completar la campaña de investigación en campo, se realizaron ocho ensayos de penetración estándar (SPT) y se extrajeron un total de dos muestras de carácter inalterado, distribuidas a diferentes profundidades.

Sondeo mecánico a rotación con extracción continua de testigo.

El sondeo mecánico a rotación es la técnica fundamental en todo reconocimiento geotécnico. Se trata de perforaciones de pequeño diámetro, entre 65 y 140 mm que permite reconocer la naturaleza y la localización de las diferentes capas existentes, mediante la extracción continua de testigo de suelo, a la vez que se alterna con ensayos geotécnicos de penetración y extracción de muestras inalteradas, en los casos en que es posible.

Los sondeos a rotación pueden perforar cualquier tipo de suelo o roca hasta profundidades muy elevadas y con distintas inclinaciones, la profundidad habitual no excede los 100 m, aunque pueden alcanzarse los 1000 m. La extracción del testigo es continua y el porcentaje de recuperación con respecto a la longitud perforada puede ser muy alto, dependiendo del sistema de extracción. En un sondeo a rotación el sistema de perforación consta de los siguientes elementos integrados en las baterías: cabeza, tubo portatestigo, extractor, manguito portaextractor y corona de corte.

La campaña de testigo extraída se muestra a continuación:

Descripción	Nº	Profundidad (m)
SM-1	1	25

Figura 5. Campaña de testigo extraída.

Ensayos S.P.T.

Los ensayos de penetración estándar SPT se utilizan en geotecnia para obtener información sobre la compacidad o consistencia de un suelo, permitiendo correlacionar y obtener diferentes parámetros resistentes de los materiales atravesados. Además, se recuperan muestras alteradas de suelo para su identificación. Este ensayo de penetración dinámica se realiza en el interior de sondeos durante la perforación. Permite obtener un valor N_{30} de resistencia a la penetración que puede ser correlacionado con parámetros geotécnicos como la densidad relativa, el ángulo de rozamiento interno, la carga admisible y los asentamientos. En el ensayo también se obtiene una muestra alterada, para realizar ensayos de identificación en laboratorio. Los resultados que proporcionan los ensayos SPT pueden ser objeto de correcciones que tienen en cuenta diversos factores tales como la profundidad del ensayo, presencia de nivel freático, método de perforación, diámetro de la entubación previa

Los resultados obtenidos en esta campaña son los que aparecen en la siguiente tabla:

Ensayo	Sondeo	Profundidad(m)	Golpeos	N_{30}
SPT-1	1	3- 3,6	0+1+1+3	2
SPT-2	1	8,4- 9	2+4+4+6	8
SPT-3	1	11,4- 12	2+3+4+6	7
SPT-4	1	14,4- 15	3+5+7+9	12
SPT-5	1	17,4- 18	6+6+7+9	13
SPT-6	1	20,4- 21	6+7+11+11	18
SPT-7	1	23,4- 24	6+10+12+14	22

Figura 6. Resultados campaña ensayos SPT.

A continuación, se muestran los valores de referencia relacionando el número de golpes N_{30} con la consistencia del terreno investigado. Las celdas sombreadas en rosa hacen referencia a suelos cohesivos y las sombreadas en verde hacen referencia a suelos granulares:

N_{30}	Consistencia	N_{30}	Compacidad
0-2	Muy blanda	0-4	Muy suelta
3-5	Blanda	4-10	Suelta
6-15	Media	10-30	Media
16-25	Firme	30-50	Densa
>25	Dura	>50	Muy densa

Figura 7. Valores de referencia relacionando el número de golpes N_{30} con la consistencia del terreno investigado.

Extracción de muestras inalteradas.

Las muestras inalteradas son las que no sufren alteración en su estructura ni en su contenido en humedad. El objetivo de esta toma de muestras es la realización, con una fiabilidad suficiente, de los ensayos de laboratorio pertinentes según las determinaciones que se pretenden obtener.

Para ello es preciso el uso de tomamuestras, dispositivos que se adaptan al varillaje de sondeo, diseñados específicamente para que la muestra se recupere en el interior de un tubo de plástico o metálico, que, cerrado herméticamente con tapas de goma y parafina, mantenga inalterada las propiedades del suelo.

Resumen de los resultados obtenidos en las muestras extraídas:

Ensayo	Sondeo	Profundidad(m)	Golpes
MI-1	1	2,4- 3	1+2+2+2
MI-2	1	5,4- 6	4+5+5+6

Figura 8. Resultados obtención de muestras inalteradas.

Ensayo de penetración dinámica DPSH

Se trata de un ensayo sencillo y económico, que permite estimar la resistencia a la penetración de los suelos en función de la profundidad, por lo que es muy solicitado para estudios geotécnicos de cimentación de estructuras, en obras lineales y en edificación.

La resistencia a la penetración se define como el número de golpes requerido para avanzar el penetrómetro una longitud de 20 cm, designándose a este valor como N_{DPSH} , representándose los resultados en gráficos que reflejen los diferentes golpes obtenidos, en función de la profundidad. El ensayo se da por terminado cuando se alcanza la condición de rechazo, fijando un valor de $N_{DPSH} = 100$ golpes.

La interpretación de los ensayos de penetración dinámica debe considerarse de manera cualitativa y no cuantitativa. Si bien los valores de N_{DPSH} en los primeros 12 o 15 metros son inferiores a los del N_{SPT} , a partir de esta profundidad se puede producir una inversión por el rozamiento de las barras y su interpretación es más dificultosa, sobrevalorando los golpes registrados.

Profundidades alcanzadas por penetraciones dinámicas en esta campaña:

Descripción	Nº	Profundidad(m)
PD-1	1	16
PD-2	2	16

Figura 9. Profundidades alcanzadas por penetraciones dinámicas.

A título orientativo, se recoge en la siguiente tabla una propuesta de correlación entre N_{DPSH} y N_{SPT} donde, como hemos indicado con anterioridad, sombrearemos en rosa los datos referentes a suelos cohesivos y en verde los datos referentes a suelo granulares.

N_{DPSH}	N_{SPT}	CONSISTENCIA	N_{DPSH}	N_{SPT}	CONSISTENCIA
0-1	0-2	Muy blanda	0-2	0-4	Muy suelta
1-3	3-5	Blanda	2-5	4-10	Suelta
3-7	6-15	Media	5-16	11-30	Media
7-12	16-25	Firme	16-25	30-50	Compacta
>12	>25	Dura	>25	>50	Muy compacta

Figura 10. Correlación entre N_{DPSH} y N_{SPT} .

Medición del nivel freático.

La determinación de la posición del nivel freático resulta muy importante para el estudio de las condiciones de cimentación, por lo que durante la ejecución de los ensayos se prestó especial atención en acotar la profundidad de la lámina freática. En esta zona el nivel freático se encuentra, aproximadamente, a unos 4,3 metros. Este valor no debe considerarse estable, ya que la profundidad del nivel freático experimenta variaciones en el tiempo, a veces de carácter estacional, derivadas del régimen de precipitaciones, de las condiciones hidrogeológicas, de aportes artificiales (riegos), extracciones próximas (bombeos), etc.

En conclusión, los ensayos de campo realizados han detectado una primera capa de suelo de 1,20 m de espesor aproximadamente compuesta por rellenos antrópicos y hormigón pobre, a partir de aquí, un manto de arcillas limosas de consistencia blanda hasta la cota -3,60 metros. A continuación, aparece un nivel de arcillas arenosas de consistencia media hasta la cota -6,90 m a partir de aquí, se observa en el manto de arcillas arenosas una mayor presencia de arenas de consistencia media, sobre todo, desde la cota -9,80 m hasta la profundidad estudiada.

3.2. ENSAYOS DE LABORATORIO.

Los ensayos de laboratorio para la caracterización de las unidades geotécnicas, se realizaron a fin de obtener parámetros de identificación de deformabilidad, resistencia y contenido en sales agresivas. A efectos de recuento, se recogen en la siguiente tabla los ensayos realizados y el número de ellos:

Ensayo	Grupo	Norma	Nº Ensayos
Preparación de la muestra	Identificación	UNE 103100:1995	3
Análisis granulométrico de suelos por tamizado	Identificación	UNE 103101:1995	3
Determinación de Límites de Atterberg	Identificación	UNE 103103:1994	3
Determinación de humedad natural mediante secado en estufa	Identificación	UNE 103300:1993	3
Determinación del contenido ión sulfato	Químico	UNE 83963:2008	1
Ensayo de rotura a compresión simple	Resistencia	UNE 103400:1993	2
Ensayo para determinar la presión de hinchamiento libre de un suelo en Edómetro	Deformabilidad	UNE 103602:1992	1

Figura 11. Ensayos de laboratorio realizados y número de ellos.

Ensayo de identificación de suelos

Consiste en una batería de ensayos sobre las muestras recuperadas de los sondeos a fin de clasificar el terreno existente:

- Preparación de muestra. (S/ UNE 103100:1995)
- Granulometría de suelos por tamizado. (S/ UNE 103101:1995)
- Límites de Atterberg. (S/ UNE 103103:1994)
- Determinación de humedad mediante secado en estufa (S/UNE 103104:1993)

Se obtuvieron los siguientes resultados:

Sondeo	Prof.(m)	Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)	W _L (%)	W _P (%)	I _P (%)	W _{NAT} (%)
SM-1	2,4- 3	0	8,47	91,53	34,2	14,8	19,4	-
SM-2	5,4- 6	0	10,59	89,41	32,5	17,5	15	-

Figura 12. Resultados ensayo de identificación de suelos.

Determinación del contenido Ión Sulfato

Se realiza un ensayo químico siguiendo las especificaciones de la norma (UNE 83963:2008) con el que se pretende determinar el contenido en Ión Sulfato (SO₄-2) a fin de analizar la agresividad del terreno frente al hormigón. En la tabla 8.2.3.b de la instrucción EHE-08 se establecen los niveles de agresividad en función de los valores obtenidos en este ensayo.

Dependiendo del nivel de agresividad del terreno será necesario usar o no aditivos SR (Sulforesistentes) para proteger el hormigón con el que se ejecutará la cimentación de la cubierta.

Los resultados que se obtuvieron fueron:

Sondeo	Prof.(m)	SO ₄ -2 (mg/kg)
SM-2	5,4- 6	509,5378

Figura 13. Resultado ensayo de determinación del contenido Ión Sulfato.

Ensayo de consolidación en edómetro.

El ensayo de consolidación unidimensional de un suelo en edómetro se realiza bajo la norma (UNE 103405:1994).

Aunque las condiciones de carga de una cimentación cualquiera no inducen, en general, un estado de deformación lateral nula (unidimensional), resulta habitual emplear este modelo, con algunas modificaciones, para estimar los asentamientos producidos por terraplenes, zapatas, losas, etc., especialmente sobre suelos finos (limos y arcillas) saturados.

Para estudiar las características de compresibilidad unidimensional del suelo en laboratorio, se acude al ensayo de consolidación unidimensional de suelos, que se lleva a cabo en el edómetro.

Los resultados obtenidos fueron:

Muestra	Prof.(m)	E _M (kPa)	C _c	C _s
MI-	5,4- 6	25263,158	0,126	0,017

Figura 14. Resultado ensayo de consolidación en edómetro.

Ensayo de compresión simple.

Este ensayo consiste en colocar una probeta de suelo cilíndrica o prismática en una prensa ordinaria y romperla a compresión, sin ningún confinamiento lateral. Sólo puede llevarse a cabo sobre arcillas, limos o suelos predominantemente cohesivos, dado que, de otro modo, en ausencia de confinamiento lateral la probeta podría desmoronarse sola.

En este ensayo se mide el incremento de tensión total vertical, y la deformación axial. En función de la resistencia a compresión simple las arcillas pueden clasificarse según el siguiente criterio:

Consistencia	Resistencia a la compresión simple (kPa)
Muy blanda	<25
Blanda	25- 50
Medianamente firme	50- 100

Consistencia	Resistencia a la compresión simple (kPa)
Firme	100- 200
Muy firme	200- 400
Dura	>400

Figura 15. Clasificación de las arcillas en función de la resistencia a compresión simple.

Los resultados que se obtuvieron son los siguientes:

Muestra	Prof.(m)	q_u (kPa)	γ_{AP} (kN/m ³)	w_{ZR} (%)	w (%)
MI-1	2,4- 3	51,76	19,54	28,72	29,75
MI-2	5,4- 6	66,46	19,43	24,62	26,1

Figura 16. Resultados ensayo a compresión simple.

4. GEOLOGÍA REGIONAL.

Desde el punto vista geológico, la zona objeto de estudio se encuadra en el ámbito Bético. En concreto, se sitúa en el borde sur del valle aluvial del Río Segura, que ocupa una depresión subsidente de origen tectónico, rellena de materiales detríticos cuaternarios aportados por el propio río en su divagar por la llanura y mediante las avenidas periódicas que sufre.

Los sedimentos que se producen son fundamentalmente pelíticos, formados por arcillas y limos, ya que nos encontramos en la zona más distal de la llanura, con lo que la energía del medio es muy limitada.

En sus bordes, los materiales de llanura de inundación se interdentan con los sedimentos aluvio – coluviales procedentes de la erosión de los relieves béticos que se encuentran a ambos lados del valle. Estos sedimentos son depósitos detríticos de edad cuaternaria, originados en un medio tipo abanico aluvial o torrente, formados por una alternancia de capas de arenas, gravas y limos, dependiendo de la energía del medio en cada momento y de la situación paleogeográfica de los canales. En general, se produce un sedimento bastante heterogéneo e irregular.

En esta zona en particular, se combina la zona distal de la llanura de inundación y los abanicos aluviales, con lo que la naturaleza de los sedimentos que se producen dependerá, al actuar dos agentes, de la energía de cada uno en un momento dado y su preponderancia sobre el otro.

De este modo, el subsuelo está formado por una alternancia de capas pelíticas, formadas por la acción del río Segura, que alternan con capas granulares, depositadas en una dinámica aluvial. El resultado es un terreno de características heterogéneas, tanto lateralmente como en profundidad.

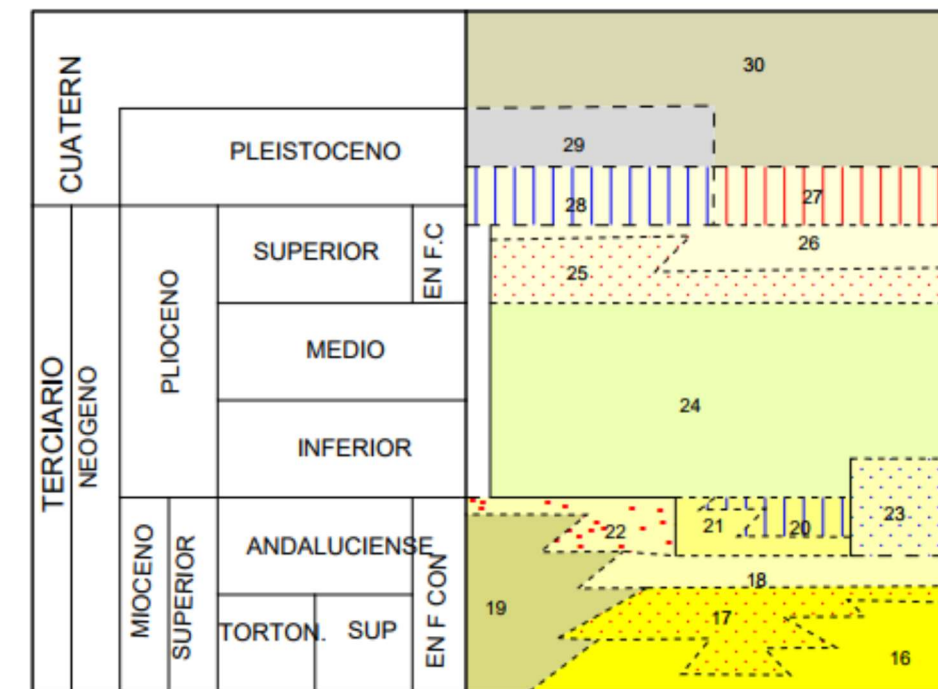


Figura 17. Composición subsuelo sobre el que se cimenta

Cabe decir también, que el ambiente al que se encontrará sometida la cimentación será IIa.

5. ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL ÁREA DE ESTUDIO.

La zona objeto de estudio se encuentra ubicada sobre terrenos de naturaleza desfavorable, del Tipo 3 según la Guía de Planificación de Estudios Geotécnicos para Edificación en la Región de Murcia.

Éstos terrenos desfavorables, que ocupan toda la zona verde oscura de la imagen que se muestra a continuación, se componen de suelos expansivos o colapsables, suelos blandos, terrenos kársticos o variables, rellenos antrópicos con espesores de 3,00 metros, zonas susceptibles de deslizamientos, coladas volcánicas delgadas o con cavidades, pendiente superior a 15°, suelos residuales o de marisma.



Figura 18. Zonificación geotécnica del área de estudio

COMUNIDAD AUTÓNOMA DE LA REGIÓN DE MURCIA CONSEJERÍA DE OBRAS PÚBLICAS VIVIENDA Y TRANSPORTES			
MAPA DE ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA			
CTE	Guía Murcia	Denominación	Denominación (CTE)
T-1	Zona I 	Sustrato rocoso: Rocas duras	Terrenos favorables: aquellos con poca variabilidad, y en la que la práctica habitual en la zona es de cimentación directa mediante elementos aislados
	Zona II 	Sustrato rocoso: Rocas blandas	
T-1/T-2	Zona III 	Aluvio-Coluvial	Terrenos intermedios: los que presentan variabilidad, o en la zona no siempre se recurre a la misma solución de cimentación, o presentan rellenos con espesores inferiores a 3,0 m.
T-2	Zona III ₁ 	Aluvial-Coluvial con nivel freático superficial	
T-3	Zona IV 	Arcillas y margas con yesos	Terrenos desfavorables: los que no pueden clasificarse en ninguno de los tipos anteriores. (suelos expansivos o colapsables, suelos blandos, terrenos kársticos o variables, rellenos antrópicos con espesores superiores a 3,0 m, zonas susceptibles de deslizamientos, coladas volcánicas delgadas o con cavidades, pendiente superior a 15°, suelos residuales o terrenos de marisma)
	Zona V 	Arcillas blandas y fangos	
	Zona VI 	Arenas litorales	
	Zona VII 	Zonas especiales	

Figuras 19. Leyenda de la zonificación geotécnica del área de estudio

5.1. MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO EXISTENTE.

Nivel geológico

A la vista de los perfiles estratigráficos que se obtuvieron y la testificación de los materiales encontrados, podemos definir los siguientes niveles:

- Nivel 1: Desde la cota 0,00 a -1,20 metros, se encuentran rellenos antrópicos de color marrón en los primeros 30 centímetros, seguidos de una capa de hormigón pobre hasta la cota -1,20 metros.
- Nivel 2: Desde la cota -1,20 m a la -3,60 m. Está formado por un nivel cohesivo compuesto por arcillas limosas. El conjunto tiene tonalidad marrón grisáceo claro.
- Nivel 3: Desde la cota -3,60 a -6,90 metros se distingue un nivel compuesto por arcillas arenosas de color marrón grisáceo claro.
- Nivel 4: Desde la cota -6,90 a -9,80 metros se atraviesa un nivel compuesto por arenas poco arcillosas de tonalidad marrón claro.

- Nivel 5: Desde la cota -9,80 a -25,20 metros se encuentra un nivel compuesto por arcillas arenosas con niveles de arena de tonalidad marrón claro.

Nivel geotécnico

El nivel freático se ha reconocido, como se mencionó con anterioridad, a una profundidad aproximada de -4,30 m desde la cota de realización de los ensayos.

Por tanto, a partir de toda la información adquirida, se pudieron considerar los siguientes dos niveles geotécnicos:

- Nivel 1: Salvando los primeros 1.20 m de rellenos antrópicos. Desde la cota -1,20 m hasta la existencia de nivel freático, aproximadamente cota -4,30.
 - ✓ Cohesión efectiva: 0 kPa
 - ✓ Ángulo de rozamiento interno (ϕ): 25°
 - ✓ Peso específico aparente: 20 kN/m³
 - ✓ Coeficiente de permeabilidad: 10⁻⁵m/s
 - ✓ Módulo de elasticidad: E= 15 MPa
 - ✓ Coeficiente de poisson ν = 0,40
- Nivel 2: Desde la cota -4,30 m hasta cota -25,20. Valores de referencia estimados:
 - ✓ Cohesión efectiva: 0kPa
 - ✓ Ángulo de rozamiento interno (ϕ): 30°
 - ✓ Peso específico aparente: 20 kN/m³
 - ✓ Coeficiente de permeabilidad: 10⁻⁵ m/s
 - ✓ Módulo de elasticidad E= 35 MPa
 - ✓ Coeficiente de poisson ν =0,35

5.2. PROPUESTA DE CIMENTACIÓN.

A continuación, se indica la propuesta de cimentación que viene justificada, a través de las distintas comprobaciones pertinentes, en el "Apartado- Anejo de cálculos"

Se estima que, con el vaciado necesario, la cota de fondo de la cimentación se situará aproximadamente a -2,50 m de profundidad (tomando como cota cero la superficie de la pista de fútbol). El plano de apoyo para la cimentación seleccionada estará constituido por el nivel de arcillas limosas.

Dado que la distancia entre la cara superior de la zapata y la superficie de la pista de fútbol sala es de 1,5 m, una vez colocada la cimentación no se cubrirá con el mismo material excavado sino que se verterá dentro del pozo excavado hormigón ciclópeo con un peso específico de 20 kN/m³. Esto tendrá como cometido no dejar la placa base ni los pernos enterrados en la tierra, la cual podría producir una rápida corrosión del acero.

Se propone como solución una cimentación superficial o directa a través de zapatas excéntricas de dimensiones 2,9 m x 1,5 m y 1 m de canto, apoyada sobre arcillas limosas a cota -2,5 m.

5.3. EXCAVABILIDAD Y CONDICIONES DE ESTABILIDAD.

Dado que el largo de la pista de fútbol sobre la que se asienta la cubierta es de, aproximadamente, 40 metros; dejaremos una luz de 5 metros entre pilares, contando con un total de 18 pilares (9 a cada lado de la cubierta).

Para la colocación de dicho pilares se requerirá realizar una excavación del terreno. Dado las condiciones del mismo, este terreno se considera fácilmente ripable y podremos alcanzar la cota de cimentación con ayuda de medios mecánicos habituales como excavadoras o retroexcavadoras potentes. Habrá que tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- La terminación de la excavación en el fondo y las paredes debe tener lugar inmediatamente antes de la colocación de la solera de asiento, sea cual sea la naturaleza del terreno. Especialmente se tendrá en cuenta en terrenos arcillosos.
- La excavación debe hacerse con sumo cuidado para que la alteración de las características mecánicas del suelo sea la mínima inevitable.
- Una vez hecha la excavación hasta la profundidad necesaria y antes de constituir la solera de asiento, se nivelará bien el fondo para que la superficie quede sensiblemente de acuerdo con el proyecto, y se limpiará y apisonará ligeramente.

6. CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS DE LA ZONA.

La normativa de Construcción Sismorresistente del 27 de septiembre de 2002 (NCSE-02) se extiende a todos los proyectos y obras de construcción relativos a edificación estableciendo las pautas y criterios que han de seguirse dentro del territorio español para la consideración de la acción sísmica en el proyecto; construcción, reforma y conservación de obras a las que es aplicable esta Norma.

A efectos de esta norma y según a los usos a los que se destinen, las obras se clasifican en: obras de importancia moderada, obras de importancia normal y obras de importancia especial.

- De importancia moderada. Son aquellas construcciones con probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario, o producir daños económicos significativos a terceros.
- De importancia normal. Aquellas cuya destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.
- De importancia especial. Aquellas cuya destrucción por el terremoto, pueda interrumpir un servicio imprescindible, o dar lugar a efectos catastróficos, como por ejemplo hospitales, centrales telefónicas, cuarteles de policía o de bomberos, puentes, etc.

La construcción de la cubierta sería considerada de importancia normal.

Esta norma no es de obligado cumplimiento en las construcciones de moderada importancia y en aquellas en las que la aceleración sísmica básica no exceda el valor de 0,04g, siendo g la aceleración de la gravedad.

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica. Este mapa nos aporta, en función del valor de la gravedad g, la aceleración básica a_b y el coeficiente de contribución K, que tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto.

La aceleración sísmica de cálculo, a_c , se define como:

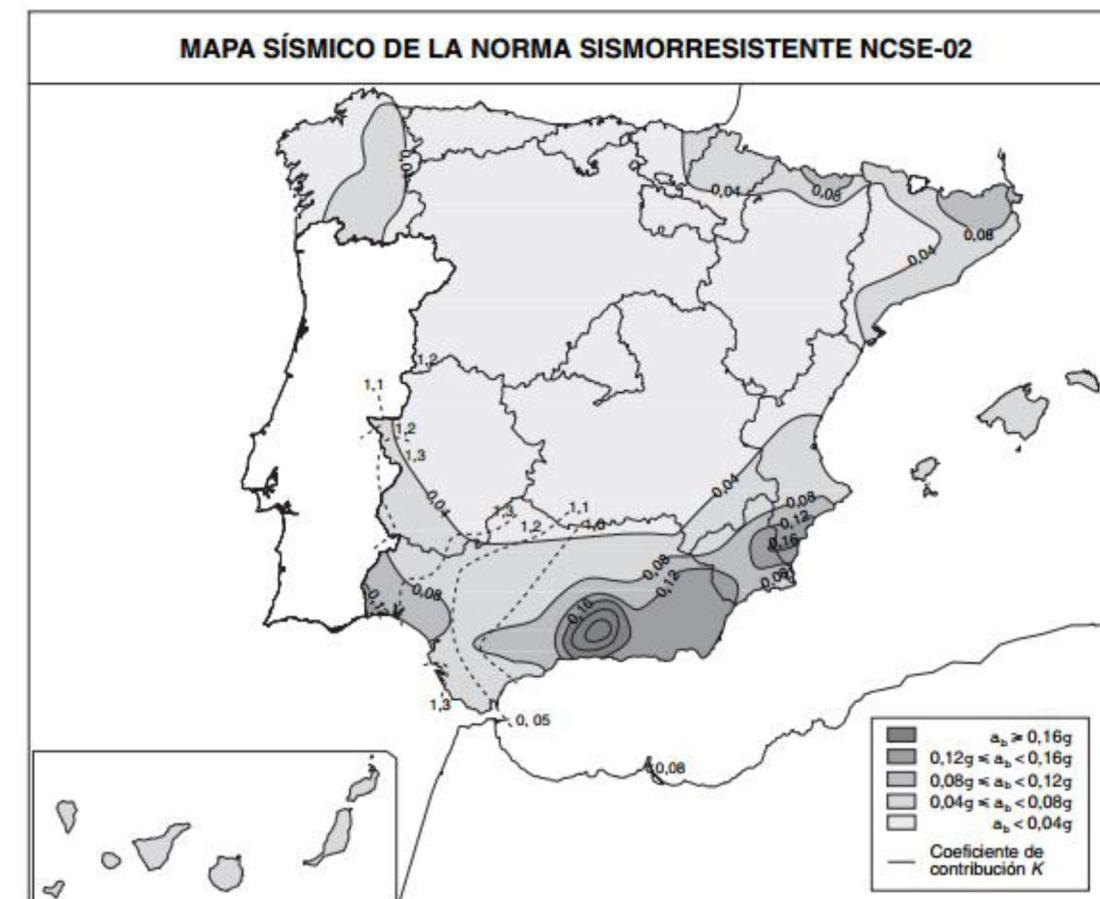


Figura 20. Mapa de peligrosidad sísmica de España.

$$a_c = S \times \rho \times a_b$$

Siendo p el coeficiente adimensional de riesgo, que para construcciones de importancia normal es igual a 1, y para construcciones de importancia especial es 1,3; a_b es la aceleración básica según el emplazamiento, y S es el coeficiente de amplificación del terreno, donde S toma los siguientes valores:

$$S = C/1,25 \text{ siendo } p \times a_b \leq 0,1g$$

$$S = C/1,25 + 3,33 * (p * a_b/g - 0,1) \times (1 - C/1,25) \text{ siendo } 0,1g \leq p * a_b \leq 0,4g$$

$$S = 1,0 \text{ siendo } 0,4g \leq p * a_b$$

En la expresión anterior aparece el coeficiente C, coeficiente del terreno, y depende de las características geotécnicas del mismo. La norma clasifica los terrenos en cuatro tipos y a cada uno de ellos le corresponde un valor de C.

- Terreno Tipo I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $V_s > 750 \text{ m/s}$.
- Terreno Tipo II: Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $750 \text{ m/s} \geq V_s \geq 400 \text{ m/s}$.
- Terreno Tipo III: Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} \geq V_s \geq 200 \text{ m/s}$.

- Terreno tipo IV: Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $V_s \leq 200 \text{ m/s}$.

Para obtener el valor del coeficiente C de cálculo se determinarán los espesores e_1 , e_2 , e_3 y e_4 de terrenos de los tipos I, II, III y IV, respectivamente, existentes en los 30 primeros metros bajo la superficie.

Se adoptará como valor de C el valor medio obtenido al ponderar los coeficientes C_i de cada estrato con su espesor e_i , en metros, mediante la expresión:

$$C = \frac{\sum C_i \times e_i}{30}$$

El coeficiente C no contempla el posible colapso del terreno bajo la estructura durante el terremoto debido a la inestabilidad del terreno como en el caso de arcillas sensibles, densificación de suelos, hundimiento de cavidades subterráneas, movimientos de ladera, etc. Especialmente tendrá que analizarse la posibilidad de licuefacción de los suelos susceptibles a la misma.

El perfil litosísmico que podemos adoptar según los datos recogidos del programa *Cype 3D*:

Espesor	Tipo de suelo	Coeficiente C	Coeficiente de ampliación del terreno (S)	a_b	a_c
0 – 30 m	III	1,6	1,23	0,15g	0,185 g

Figura 21. Perfil litosísmico del terreno.

ANEJO DE CÁLCULOS GEOTÉCNICOS

En este apartado se mostrarán los cálculos realizados para las cimentaciones de los pilares que sostendrán la cubierta que se pretende proyectar. Se va a considerar que la cimentación de dichos pilares se va a realizar sobre zapatas rectangulares excéntricas de dimensiones $2,9 \times 1,5 \text{ m}$. Con estos datos y al saber que la base de la cimentación se encuentra a una profundidad de $-2,5 \text{ m}$, es por lo que son consideradas zapatas: 'cimentación superficial o directa'. Este tipo de cimentaciones cumplen la expresión que aparece a continuación, siendo D el valor de la profundidad y B la dimensión del lado más pequeño de la zapata:

$$D < 5B; 2'5 < 5 \times 1,5$$

Para estar correctamente diseñada una cimentación, debe transmitir al terreno las cargas garantizando una seguridad frente a la rotura o hundimiento (determinación de la carga de hundimiento) y generando unas tensiones en el terreno que produzcan unas deformaciones (asientos) tolerables.

Esfuerzos de cálculo

Se considerarán las fuerzas con idéntica dirección que la fuerza de la gravedad (R_z) y su momento concomitante, pero sin coeficientes de mayoración. De entre todas las hipótesis de viento, nieve y sismo tomaremos la que produzca una mayor reacción en los nudos por combinación, de cada una de ellas.

Referencia	Descripción	R_z (kN)	M_x (kNm)
N1	Peso propio	13,87	-6,65
	Q	20,616	-13,52
	V H3	46,536	-29,57
	N (EI)	10	-6,56
	Sismo Y: Modo 2	-1,837	24,64
	Sismo X:	0	0
N3	Peso propio	13,87	6,65
	Q	20,616	13,52
	V H3	46,536	29,57
	N (EI)	10	6,56
	Sismo Y: Modo 2	1,837	24,64
	Sismo X	0	0

Si tomamos como referencia la zapata N1 escogeremos las siguientes reacciones:

Tipo	Descripción	R_z (kN)	M_x (kNm)
Tensiones sobre el terreno	$PP + Q + VH3 + N(EI)$	91,022	-56,29
	$PP - SY$	15,709	-6,65

Si tomamos como referencia la zapata N3 escogeremos las siguientes reacciones:

Tipo	Descripción	R_z (kN)	M_x (kNm)
Tensiones sobre el terreno	$PP + Q + VH3 + N(EI)$	91,022	56,29
	$PP + SY$	15,709	31,29

Al haber, únicamente, M_x habrá que calcular la excentricidad producida por dicho momento. Esto hace que la dimensión sobre ese eje se vea afectada, en este caso el ancho B, dando lugar al cálculo del ancho eficaz. En primer lugar, se calculará la carga transmitida por la cimentación incluyendo el peso del hormigón armado de la zapata, el volumen de hormigón de limpieza, el peso de tierras sobre la cimentación.

$$\text{Volumen hormigón de una zapata (m}^3\text{)} = 4,35$$

$$\text{Volumen hormigón de limpieza de una zapata (m}^3\text{)} = 0,43$$

$$\text{Volumen de tierras sobre la cimentación (m}^3\text{)} = 6,43$$

$$\text{Peso específico del terreno (kN/ m}^3\text{)} = 19,54 \text{ (20)}$$

$$\text{Peso específico hormigón de limpieza (kN/m}^3\text{)} = 20$$

$$\text{Peso específico hormigón ciclópeo (kN/m}^3\text{)} = 20$$

$$Q = 91,022 + 25 \times (4,35) + 20 \times (0,43) + 20 \times (6,43) = 337 \text{ kN}$$

$$e_x = \frac{M_x}{Q} = \frac{56,29}{339,12} = 0,17 \text{ m}$$

$$B' = B - 2e_x = 1,5 - 2 \times 0,17 = 1,16 \text{ m}$$

$$\text{Área eficaz (A')} = B' \times L = 1,16 \times 2,9 = 3,36 \text{ m}^2$$

Dimensiones zapata			
Ancho (B)	1,5 m	Ancho eficaz (B')	1,16m
Largo (L)	2,9 m	Largo eficaz (L')	2,9 m
Área (A)	4,35 m ²	Área eficaz (A')	3,36 m ²
Canto	1 m		

Cálculo de la tensión admisible

Los materiales que constituyen el subsuelo en el emplazamiento de la edificación están formados por suelos cohesivos. En este caso, se considerará conveniente usar el Método de Brinch-Hansen para el cálculo analítico de la carga de hundimiento.

Debido a la cercanía del nivel freático, y al estar la cimentación situada sobre un estrato de arcillas, procederemos a calcular la carga de hundimiento para el "corto plazo" (cuando no se han disipado las presiones intersticiales dado que no ha habido tiempo a que se produzca una salida del agua confinada en el terreno cohesivo). Será necesario definir la resistencia al corte sin drenaje, dato que podemos obtener directamente mediante los ensayos realizados en laboratorio (ensayo de rotura a compresión simple). Las situaciones del "corto plazo" se

dan cuando el terreno de cimentación está saturado (por lo que trabajaré en totales y no en efectivas) y cuando su permeabilidad es suficientemente baja. En esas condiciones, las cargas aplicadas al cimiento pueden provocar incrementos del agua intersticial (u) que existe en el terreno. A medida que pasa el tiempo, este exceso de presión intersticial se disipa, al tiempo que el terreno se comprime y expulsa la parte de agua correspondiente (proceso de consolidación). El cálculo de las situaciones teóricas de corto plazo consiste en suponer que el conjunto del terreno y el agua de saturación se comportan como un material puramente cohesivo (ángulo rozamiento interno $\phi = 0$) y con una cohesión igual a la resistencia al corte sin drenaje (C_u , equivalente, en principio, a la mitad del valor de la resistencia (q_u) a compresión simple del suelo).

Según el método mencionado anteriormente, el cálculo de la carga de hundimiento se compone de tres sumandos, los cuales aparecen en la expresión de abajo, respectivamente: valores de la cohesión, valores de la sobrecarga del terreno y valores correspondiente al peso específico del terreno. Es decir:

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

- c = cohesión del terreno. Equivalente a la mitad del valor de la resistencia a compresión simple, obtenida en los ensayos de laboratorio, cuyo valor entre las profundidades 2,4 y 3 m (dentro de este rango de valores se apoya nuestra cimentación) es:

$$q_u = 51,76 \text{ kPa}$$

$$c_u = q_u / 2 = 25,88 \text{ kPa}$$

- Factores de capacidad de carga: N

Cuando el ángulo de rozamiento $\phi = 0$ los valores de N equivalen a:

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

- Factores de forma: S

Cuando es ángulo de rozamiento $\phi = 0$ los valores de S equivalen a:

$s_q = 1$	$s_c = 1 + 0,2 \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'}$
1	1,08	0,84

- Factores de inclinación: i

El factor de inclinación es debido a las fuerzas horizontales que actúan, en nuestro caso serán las que actúen paralelas al eje y (R_y). Si la zapata se encuentra en el lado derecho esta fuerza irá en dirección positiva, como es el caso de todas las zapatas que se encuentran en el mismo lado que la zapata N1. En el caso de que se encuentre en el otro lado, la reacción R_y tendrá sentido negativo, como ocurre en todas las zapatas situadas en el lado donde está la zapata N3. Para el cálculo de los factores de inclinación, trabajaremos con los datos de la zapata N1.

	R_y (kN)
Zapata N1	24,169

$i_q = 1$	$i_c = 1 - \frac{P}{c \times B' \times L \times N_c}$	$i_\gamma = 1$
1	0,95	1

- Factores de profundidad: d

Al tratarse de cimentaciones superficiales y para estar del lado de la seguridad, consideraremos los factores de profundidad despreciables.

$$dq = dc = d\gamma = 1$$

- Datos:

- ✓ Peso específico del terreno

$$\gamma = 19,54 \text{ kN/m}^3; \text{ redondeamos a } 20 \text{ kN/m}^3$$

- ✓ q : carga inicial existente a cota de cimentación;

$$q = \gamma \times \text{profundidad zapata} = 20 \times 2,5 = 50 \text{ kN/m}^2$$

Por tanto:

Carga de hundimiento a corto plazo (q_h)
190 kN/m ²

Comprobación frente al hundimiento

Una vez obtenida la carga de hundimiento (q_h) se determina el coeficiente de seguridad al hundimiento (F) cuya expresión es:

$$F = \frac{q_{hn}}{q_{tn}} = \frac{q_h - q}{q_t - q} > 3$$

$$\Rightarrow q_{hn} = q_h - q = 190 - 50 = 140 \text{ kPa}$$

$$q_t = \frac{Q}{B' \times L'} = \frac{337}{1,16 \times 2,9} = 98,9 \text{ kPa}$$

$$\Rightarrow q_{tn} : \text{carga neta transmitida}; q_{tn} = q_t - q = 98,9 - 50 = 48,9 \text{ kPa}$$

Comprobación frente al hundimiento
$F = \frac{q_{hn}}{q_{tn}} = \frac{140}{48,9} = 3 \geq 3$ Cumple

Asientos admisibles

En un cimiento, la aplicación de una carga vertical creciente, da lugar a un asiento creciente. Las diversas formas que pueden adoptar las curvas presión-asiento dependen, en general, de la forma y tamaño de la zapata, de la naturaleza y resistencia del suelo y de la carga aplicada. Cuando la carga es pequeña el asiento crece de manera proporcional a la carga. Si la carga sigue aumentando, la pendiente de la relación asiento-carga se acentúa, llegando finalmente a una situación en la que puede sobrepasarse la capacidad portante del terreno, situación que se identifica como hundimiento. La carga para la cual se alcanza el hundimiento es función de la resistencia al corte del terreno, de las dimensiones y la forma de la cimentación, de la profundidad a la que está situada, del peso específico del terreno y de las condiciones del agua subálvea.

Es importante comprobar que las cargas transmitidas por la cimentación no se encuentren limitadas por los asientos que se puedan generar en el terreno como consecuencia de la sobrecarga ejercida por la edificación. Tras el análisis de los datos obtenidos en el ensayo edométrico, se considera que el suelo estudiado, es del tipo SC (sobreconsolidado), la presión efectiva vertical, es menor que la presión de preconsolidación.

En geotecnia se diferencian los asientos producidos instantáneamente (asientos instantáneos o asientos inmediatos) de aquellos que se producen con el paso del tiempo (asientos de consolidación). Los asientos pueden estimarse aplicando la Teoría de Elasticidad, es el llamado "Método Elástico" que puede usarse en cualquier tipo de suelo o aplicando el método edométrico. El primero de ellos proporciona soluciones de asientos en el semiespacio de Boussinesq.

Aplicaremos la Teoría de Elasticidad para calcular el asiento producido en una primera capa que comprenderá desde la superficie hasta la profundidad -4'3 m, profundidad donde se haya el nivel freático.

- Asiento instantáneo bajo el punto central de la cimentación.

$$s_i = I_s \times q_{tn} \times B(1 - \nu^2) \frac{1}{E}$$

I_s : coeficiente de influencia que adquiere el valor de 1'122 para cimentaciones cuadradas.

q_{tn} : adoptaremos el valor obtenido a partir del coeficiente de seguridad frente a hundimiento.

$$q_{tn} = q_t - q = 98,19 - 50 = 48,19 \text{ kPa}$$

B (ancho zapata) 1'5 m

ν : coeficiente de poisson cuyo valor a la profundidad a la que se encuentra la cimentación es de 0'4.

E: módulo de elasticidad cuyo valor a la profundidad a la que se encuentra la cimentación es de 15 MPa

$$s_i = 1'122 \times 48,19 \times 1,5 (1 - 0,4^2) \frac{1}{15000} = 0'005 \text{ m} = 5 \text{ mm}$$

Asiento instantáneo producido en el centro de la cimentación (s_i)
5 mm

Ahora calcularemos el asiento producido, a través del método edométrico, hasta alcanzar la profundidad afectada por el bulbo de presiones que supone la cimentación prevista, aproximadamente a 25 m de profundidad que ha sido hasta donde han alcanzado los análisis realizados al terreno ($H_c = 25 \text{ m}$). El cálculo de asientos por el método edométrico permite determinar la velocidad y grado de asentamiento que experimentará una muestra de suelo arcilloso saturado al someterla a una serie de incrementos de presión de carga. El fenómeno de consolidación, se origina debido a que, si un suelo parcial o totalmente saturado se carga, en un comienzo el agua existente en los poros absorberá parte de dicha carga puesto que ésta es incompresible, pero con el transcurso del tiempo, escurrirá y el suelo irá absorbiendo esa carga paulatinamente. Este proceso de transferencia de carga, origina cambios de volumen en la masa de suelo, iguales al volumen de agua drenada. En suelos granulares, la reducción del volumen de vacíos se produce casi instantáneamente cuando se aplica la carga, sin embargo, en suelos arcillosos tomará mayor tiempo, dependiendo de factores como el grado de saturación, el coeficiente de permeabilidad, la longitud de la trayectoria que tenga que recorrer el fluido expulsado, las condiciones de drenaje y la magnitud de la sobrecarga. Al tratarse de un suelo sobreconsolidado, calculamos los asientos mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{C_s \times H_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma_o + \Delta\sigma_o}{\sigma_o}$$

S: asiento edométrico

C_s : índice de hinchamiento

e_o : índice de poros inicial

σ_o : tensión inicial

$\Delta\sigma_o$: incremento de tensión

Parte de estos datos se han obtenido como resultado del ensayo de consolidación unidimensional en edómetro a través del cual se llega a la curva del terreno:

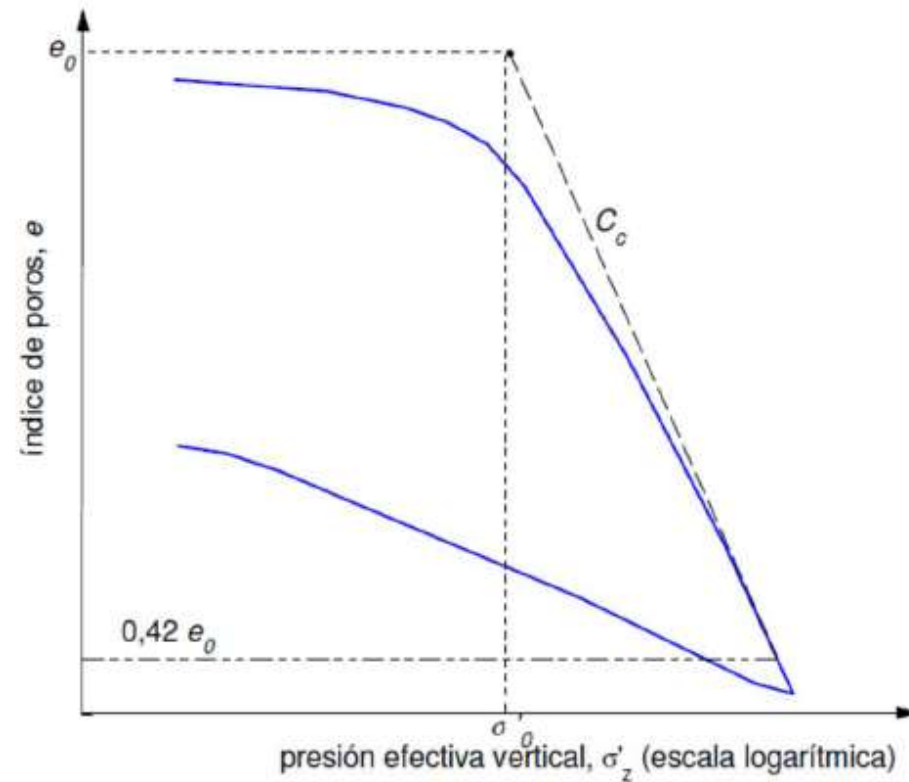


Figura 22. Curva de consolidación.

C_s	e_0
0'0174	0'697

A continuación, calcularemos los valores de tensión inicial (σ_0) y de incremento de tensión ($\Delta\sigma$). Dado que el informe sobre la cata de terreno no indicaba el valor del peso específico del suelo una vez superada la profundidad a la que se haya el nivel freático y teniendo en cuenta que son arcillas con un peso específico aparente $\gamma_{ap} = 20 \text{ kN/m}^3$; consideraremos, según la experiencia, un peso específico sumergido $\gamma_{sum} = 22 \text{ kN/m}^3$. Por tanto, la tensión inicial, despreciando los primeros 1'2 m de terreno por estar constituidos de rellenos antrópicos y hormigón pobre será:

Entre las profundidades 1'2 – 4'3 m	$\sigma_0 = 3,1 \times 20 = 62 \text{ kN/m}^2$
Entre las profundidades 4'3 – 25 m	$\sigma_0 = 20,7 \times 22 = 455,4 \text{ kN/m}^2$
Total	$\sigma_0 = 62 + 455'4 = 517'4 \text{ kN/m}^2$

Tensión inicial (σ_0)
517'4 kN/m ²

Para calcular el incremento de tensiones ($\Delta\sigma$) recurriremos a la fórmula siguiente:

$$\Delta\sigma = I_z \times q_t$$

- I_z : factor de influencia según la solución de tensiones en el semiespacio de Boussinesq. Para calcular este valor en el centro de la cimentación tendremos que dividir la misma en cuatro cuadrados iguales y calcular en la esquina interior de uno de ellos, dado que la fórmula para obtener este valor está orientada a la esquina de la cimentación y no al centro.

Presentamos ahora un dibujo simplificado de la zapata:

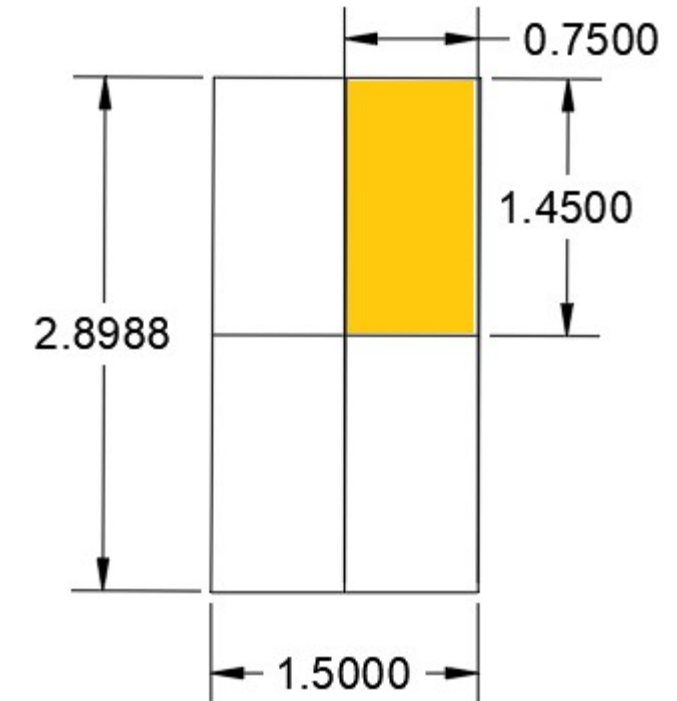


Figura 23. Esquema de la zapata de cimentación (unidades en m)

Donde consideraremos:

$$B = 1.5 \text{ m}; b = 0,75 \text{ m}$$

$$L = 2,9 \text{ m}; l = 1,45 \text{ m}$$

Luego, considerando un valor z equivalente a la distancia entre la base de la cimentación y la cota -25 m, es decir, $z = 22'5 \text{ m}$:

$$m = b/z = 0.75/22.5 = 0,03$$

$$n = l/z = 1,45/22.5 = 0.064$$

Donde, cumpliéndose la siguiente expresión:

$$m^2 + n^2 + 1 > m^2 n^2 = 0,03^2 + 0,064^2 + 1 > 0,03^2 \times 0,064^2 = 1 > 3,6 \times 10^{-6}$$

Cumple

La expresión del factor de influencia I_z se definirá a partir de la fórmula:

$$I_z = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{2 \times m \times n \times \sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2 \times n^2 + 1} \times \left(\frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} \right) + \arctg \left(\frac{2 \times m \times n \times \sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 - m^2 \times n^2 + 1} \right) \right)$$

Dando como resultado un valor de:

$$I_z = 0'018$$

Y adquiriendo el valor q_t , que hemos supuesto a partir de la condición de hundimiento, obtenemos:

$$\Delta\sigma = I_z \times q_t = 0,018 \times 98,9 = 1,77 \text{ kPa}$$

Incremento de tensiones ($\Delta\sigma$)
1,77 kPa

Por tanto, el asiento edométrico será:

$$S = \frac{0,0174 \times 25}{1 + 0,697} \log \left(\frac{517,4 + 1,77}{517,4} \right) = 0,00038 \text{ m} = 0'38 \text{ mm}$$

Asiento edométrico (S)
0,38 mm

El asiento total producido será la suma del asiento instantáneo y el asiento edométrico:

$$S_{total} = S_i + S = 5 + 0'38 = 5,38 \text{ mm}$$

El riesgo de asentamiento previsible para la cimentación propuesta cumple con la limitación marcada por los criterios tradicionales, los cuales establecen que el asiento máximo producido por zapatas apoyadas sobre arcillas es de 65 mm; y, por tanto, resulta admisible.

Estabilidad frente a deslizamiento

La estabilidad frente al deslizamiento se comprueba a partir de coeficiente de seguridad al deslizamiento (F_d) cuya fórmula:

$$F_d = \frac{T_{m\acute{a}x} + E'_{p.admisible}}{T_{nec}}$$

Para que se cumpla la estabilidad frente al deslizamiento debe cumplirse la siguiente restricción:

$$F_d > 1'5$$

$T_{m\acute{a}x}$: resistencia a deslizamiento del cimientto.

$$T_{m\acute{a}x} = (c_a \times B') + (Q \times tg\delta)$$

c_a : adhesión. Se aproxima a $c_a = 0'5 \times c'$

B' : ancho eficaz. Se aproxima a $B' = B - 2 \frac{M}{Q}$

δ : ángulo de rozamiento del pilar y el terreno. Se aproxima a $\delta = \frac{2}{3} \varphi$

$$Q = 337 \text{ kN}$$

$E'_{p.admisible}$: empuje pasivo admisible, empuje requerido para movilizar el pilar. Adoptando un coeficiente reductor de 1'5:

$$E'_{p.admisible} = Ep / 1'5$$

T_{nec} : resultado de la suma de todas las fuerzas que provoca el movimiento del muro

$$T_{nec} = T + Ep$$

Cálculo de empujes cuando el terreno es horizontal.

- Empuje activo. El empuje activo es aquel que se da sobre el muro cuando el terreno tiende a desplazar dicho muro. A medida que se deforma el muro el empuje sobre el mismo es cada vez menor, hasta que el terreno se rompe formándose la cuña de deslizamiento permaneciendo para siempre el valor del empuje en dicho momento (el empuje en el momento de rotura será el mínimo posible). Deformación lateral negativa.

$$e_a = \sigma \times k_a$$

- Empuje pasivo. Es aquel que aparece sobre el muro cuando éste tiende a desplazarse contra el terreno. Alcanza valores mucho mayores que el empuje activo. Deformación lateral positiva.

$$e_p = \sigma / k_a$$

$$k_a = \frac{1 - \sen \varphi}{1 + \sen \varphi}$$

$$\sigma_a = 50 \text{ kPa} \quad k_a = 0'4058$$

$$\varphi = 25^\circ$$

Empuje activo	Resultante	Empuje pasivo	Resultante
20'29 kPa	25'36 kN/m	123'3 kPa	154 kN/m

Ahora realizaremos la comprobación a deslizamiento, a partir de la fórmula reflejada anteriormente.

- Altura desde la base de la cimentación hasta la cubierta de: 9 m
- Dimensiones de la zapata: 2,9 m × 1,5 m × 1 m
- Para pasar los valores del empuje a kN multiplicaré por el largo de la zapata.
- Pilar de dimensiones: 0,36 m × 0,17 m
- Peso específico del hormigón: 25 kN/m³

T _{máx} (kN)	E _p admisible	T _{nec} (kN)
100,9	297,54	73,54

$$F_d = \frac{100,9 + 297,54}{73,54} = 5,4 > 1,5$$

Cumple

Seguridad frente al vuelco

El coeficiente de seguridad frente al vuelco se define como:

$$F_v = \frac{\Sigma M_{estabilizadores}}{\Sigma M_{volcadores}}$$

Este coeficiente se ve restringido por la siguiente limitación:

$$F_v > 2 \quad \text{situaciones permanentes}$$

$$F_v > 1,5 \quad \text{situaciones transitorias}$$

Las fuerzas generadoras de momentos volcadores son todas aquellas horizontales exceptuando el empuje pasivo, siendo positivas si tienden al vuelco y negativas si se oponen. Las fuerzas generadoras de momentos estabilizadoras son todas las fuerzas verticales junto al empuje pasivo, siendo negativas si tienden a producir el vuelco y positivas si se oponen.

Para realizar esta comprobación, se han calculado momentos respecto a una de las esquinas de la zapata. Consideraremos como H y V a la fuerza horizontal y vertical, respectivamente, que transmite la cubierta al pilar, ambas desconocidas.

Fuerzas	d (m)	M _{volcadores} (kN m)
<i>Eactivo</i>	0'83	61,04
<i>H</i>	9	217,7

Fuerzas	d (m)	M _{estabilizadores} (kN m)
<i>Epasivo</i>	0'83	370,68
<i>V + Hormigón</i>	0'75	156,28
<i>Relleno</i>	0'28	13,82
	1,21	60
	2 × 0.75	22,11

Finalmente, el coeficiente de seguridad frente al vuelco queda definido por la expresión:

$$F_v = \frac{622,9}{278,74} = 2,23 > 2$$

Cumple

Comprobación de que la resultante pasa por el núcleo central

Carga máxima

$$q_{máx} = \frac{N}{B} + \frac{6M}{B^2} = \frac{337}{1,5} + \frac{6 \times 56,29}{1,5^2} = 374,7 \text{ kN/m}$$

Carga mínima

$$q_{mín} = \frac{N}{B} - \frac{6M}{B^2} = \frac{337}{1,5} - \frac{6 \times 56,29}{1,5^2} = 74,56 \text{ kN/m}$$

La resultante pasará por el núcleo central de la cimentación cuando se cumpla la siguiente comprobación:

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{6}$$

$$e = \frac{56,29}{337} \leq \frac{1,5}{6} = 0,17 < 0,25$$

Cumple