

ANEJO N.2 ESTUDIO GEOTÉCNICO

Título: Diseño de la estructura de un edificio del Centro Socio Cultural del barrio del Cabañal, situado en la esquina de las calles Eugenia Viñes y Doctor Marcos Sopena (Valencia).

Alumno: Luis Alcaide Ginés.

GRADO EN INGENIERIA DE OBRAS PÚBLICAS

Índice

1. OBJETO.....	3
2. ENCUADRE GEOLÓGICO	3
3. LOCALIZACIÓN DE LOS PUNTOS DE LOS SONDEOS	5
4. NIVEL FREÁTICO.....	5
5. AGRESIVIDAD: HORMIGÓN	5
6. REGISTROS DE LOS SONDEOS REALIZADOS.....	5
8. RESUMEN DE RESULTADOS	7
9. DIMENSIONAMIENTO CIMENTACIÓN (cálculos a mano)	8
9.1. Predimensionamiento de las Zapatas	8
9.1.1. Predimensionamiento dimensiones en planta de la zapata.	8
9.1.2. Predimensionamiento del canto	9
9.2. Carga de Hundimiento.....	9
9.3. Carga Transmitida.....	11
9.3.1. Carga transmitida.	11
9.3.2. Cumplimiento coeficiente de seguridad $\rightarrow F \geq 3$	11
9.4. Dimensionamiento del lado de cada zapata.	11
9.5. Sismicidad Zonal	11
9.6. Dimensiones finales de la cimentación	12
10. CÁLCULO DE LOS ASIENTOS (cálculos a mano)	13
10.1. Asiento producido	13
10.2. Asiento admisible	14
11. EJEMPLO ILUSTRATIVO DE LA CIMENTACIÓN	14

1. OBJETO

El objeto del presente anejo es la obtención de la caracterización geológica y geotécnica de la zona en la cual se sitúa el proyecto. No se tiene información detallada y concreta de la parcela a estudiar, pero se ha obtenido un estudio geotécnico de una zona muy próxima a dicha parcela.

Dicho estudio geotécnico ha sido realizado por la empresa “INCIVSA S.L.” en la zona norte del puerto de Valencia, más próxima a la “avenida del Dr. Josep Juan Dómine” y a la “calle del Dr. Marcos Sopena”. De él nos centraremos en los datos de los sondeos denominados “SR-2 muelle” y “SR-3- muelle”.

A continuación, se estudian todos los aspectos y condicionantes geológicos y geotécnicos a tener en cuenta en nuestra parcela. Todo ello con el objetivo de establecer las recomendaciones del “Documento Básico Seguridad Estructural, Cimientos (DB SE-C)”.

2. ENCUADRE GEOLÓGICO

La zona sometida a estudio se sitúa en una amplia depresión morfológica de origen tectónico complejo. Esta depresión se conoce como Huerta de Valencia y sus límites son el mar Mediterráneo al Este, los relieves de Náquera al Norte, las estribaciones de los relieves de Chiva y Buñol, al Oeste, y al Sur los de Cullera –Alginet.

La morfología actual queda establecida a lo largo del Pleistoceno. Durante el Pleistoceno se producen cambios estáticos del nivel del mar y cierta inestabilidad tectónica que produce un progresivo hundimiento de la llanura hacia el mar y elevación de la Meseta.

La unidad geológica se denomina “de las llanuras costeras” y en conjunto se presenta como una llanura prelitoral ocupada en su mayor parte por la Albufera y sus sedimentos asociados y por los limos de inundación correspondientes al río Turia.

Los depósitos que se encuentran en la ciudad de Valencia no son los típicos que cabe esperar en una desembocadura en forma de delta. A la interferencia de un medio sedimentario tipo albufera al Sur, se suman las oscilaciones del nivel del mar sufridas a lo largo del Pleistoceno (inestabilidad tectónica) que provocan el carácter divagante del río sufriendo numerosos cambios de trazado lo que implica la excavación de numerosos lechos y las violentas crecidas del Turia. Todo esto lleva a alternancias de capas de gravas, arenas, limos y arcillas con una disposición errática tanto en la horizontal como en la vertical. A esto se une la gran actividad agrícola de la zona que dificulta el estudio de los depósitos cuaternarios.

Los materiales que recubren el casco urbano de Valencia son los limos de inundación formados como consecuencia de las crecidas del Turia que provocan el desbordamiento del lecho, originando un depósito de materiales en los márgenes como consecuencia de la pérdida de energía. Los sedimentos son finos, en general limos y limos arcillosos que se han depositado cerca de la desembocadura del río Turia como consecuencia del desbordamiento del cauce principal, dando un material limoso sobre el que se ha instaurado la huerta valenciana.

Junto a estos depósitos de origen mixto se extiende una franja de unos 200 m de anchura de origen únicamente marino en la zona de playa actual. Se trata de arenas finas que forman una franja estrecha en la línea de costa y que en algunos puntos se ensanchan en flecha debido a la acción antrópica.

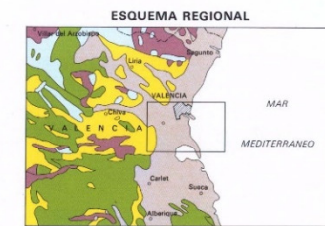
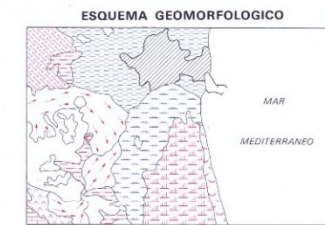
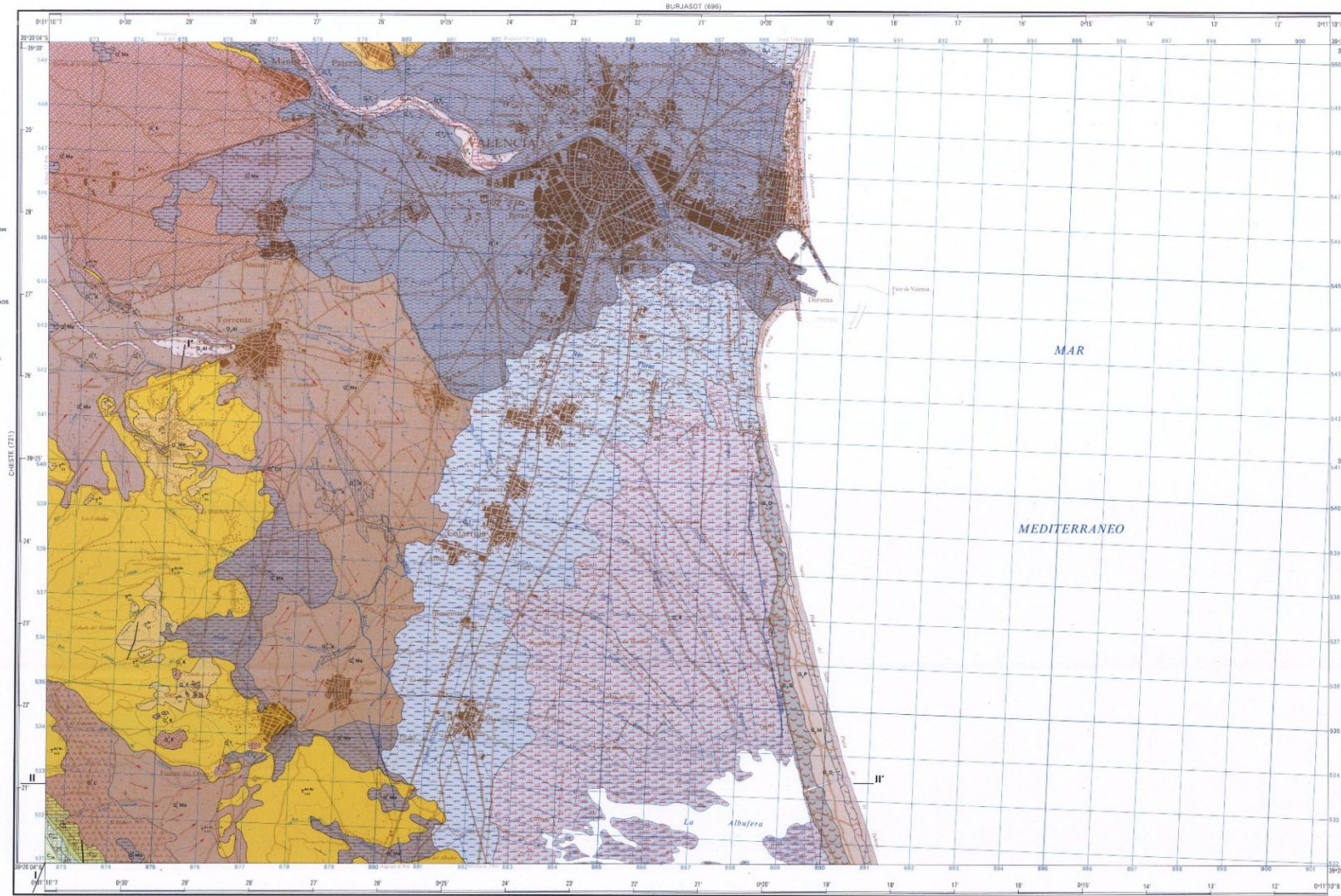
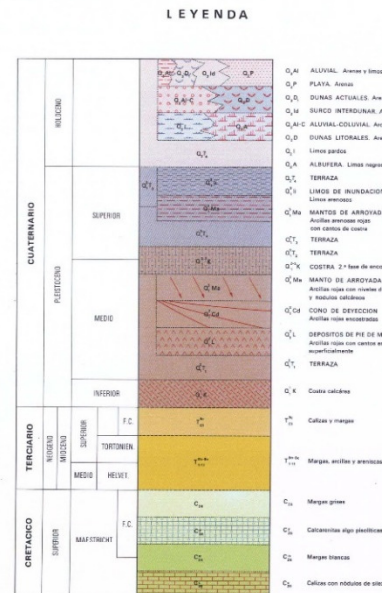
El área de estudio geológico se localiza en la Hoja a escala 1:50.000 del IGME nº722 (Valencia).

MAPA GEOLOGICO DE ESPAÑA
E. 1:50.000

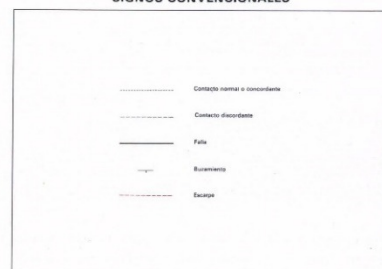
INSTITUTO GEOLOGICO Y MINERO DE ESPAÑA

VALENCIA

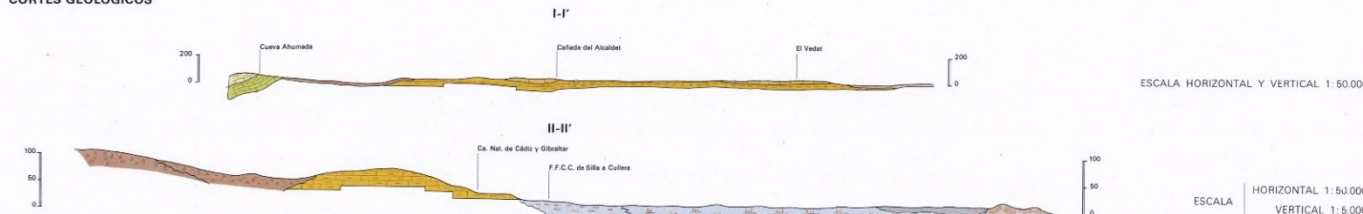
722
29-28



SIGNOS CONVENCIONALES



CORTES GEOLOGICOS



3. LOCALIZACIÓN DE LOS PUNTOS DE LOS SONDEOS

En la tabla siguiente se resume la ubicación, en coordenadas UTM, de los sondeos más próximos a la zona de la actuación, junto con la profundidad alcanzada en cada uno de ellos.

SONDEO	COORDENADAS UTM (m)		PROFUNDIDAD ALCANZADA
	X	Y	
SR-2 muelle	729871	4371019	32,60 m
SR-3 muelle	729785	4371109	29,70 m

Los registros de sondeos que se incluían en el informe de INCIVSA están en el apartado “6. Registros de los sondeos realizados”.



Figura 3.1. Situación de los sondeos de referencia utilizados para obtener los parámetros geotécnicos necesarios.

4. NIVEL FREÁTICO

En los sondeos realizados, se detectó la capa freática a la cota absoluta de 1,30m. Además, se debe tener en cuenta que el nivel freático puede sufrir oscilaciones de carácter estacional de aprox. ±0,50m.

Se ha consultado a través de la página web de “<http://terrasit.gva.es>” los datos de la topografía, y hemos obtenido que nuestra parcela está a una cota absoluta 2,90 m.

5. AGRESIVIDAD: HORMIGÓN

Se ha realizado un ensayo de agresividad sobre una muestra de agua, obteniéndose el siguiente resultado:

Contenido de sulfatos (SO₄) en agua = 348 mg SO₄/Kg.

Este valor es tal que la EHE establece que existe ataque débil al hormigón (Qa).

6. REGISTROS DE LOS SONDEOS REALIZADOS

A continuación, se muestran los registros de sondeos que se incluían en el informe de INCIVSA:

- SR-2 muelle
- SR-3 muelle

[illegible][illegible]

T.F.G: Diseño de la estructura de un edificio del Centro Socio Cultural del barrio del Cabañal (GIOP).
Anejo N.2 Estudio Geotécnico.

8. RESUMEN DE RESULTADOS

Los trabajos de laboratorio han consistido en la realización de ensayos a muestras obtenidas del testigo extraído en el transcurso de cada uno de los sondeos, muestras inalteradas tomadas a distintas profundidades y representativas de todas las capas existentes.

A continuación, se hace un resumen sobre las características geotécnicas fundamentales de cada uno de los niveles estratigráficos encontrados, comparándolos en cada con los datos proporcionados por el Atlas Geotécnico del Puerto de Valencia:

CAPA A*: Arenas de playa		
Parámetros geotécnicos	Atlas Puerto de Valencia	Dársena Interior
Finos (% Pasa 0,08 mm)	30,0 < % < 38,0	6 < % < 13
Peso específico seco (kN/m ³)	---	---
Peso específico aparente (kN/m ³)	15,0 < γ < 19,0	---
Límite Líquido	No plástico	No plástico
Índice de Plasticidad	No plástico	No plástico
Ensayo SPT	10 < N ₃₀ < 17	4 < N ₃₀ < 23
Cohesión efectiva (kN/m ²)	20	---
Angulo de rozamiento efectivo (°)	24,0 < ϕ' < 40,0	---
Resist. compres simple (kN/m ²)	---	---
Clasificación de Casagrande (SUCS)	---	SM/SM-SP
Humedad natural (%)	---	---

Tabla 1. Resumen de los parámetros geotécnicos y comparación de los mismos con los datos existentes en el "Atlas Puerto de Valencia". Todo ello obtenido del estudio geotécnico de referencia llevado a cabo por la empresa "INCIVSA S.L.".

Mirando la información de las tablas tenemos que N (número de golpes): 10-17.

Mirando la información de los sondeos tenemos que N (número de golpes): 11.

Así que decidimos un valor dentro de este rango:

- N= 14

Los datos que se obtienen del SPT permiten estimar el ángulo de rozamiento interno de los suelos granulares, directamente a partir de N.

En la siguiente figura se presentan conjuntamente los ábacos propuestos por Meyerhof (1957) y Peck (1973).

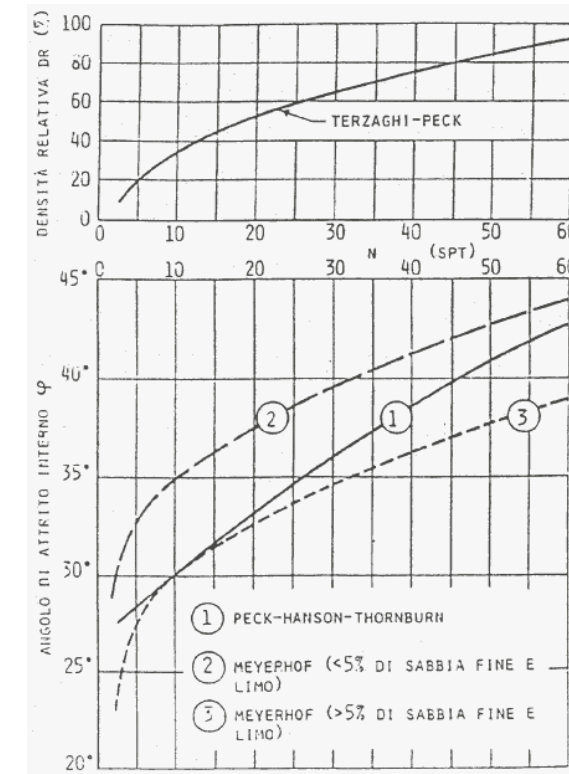


Figura 8.1. Gráfica conjunta que muestra las estimaciones de Meyerhof (1957) y Peck (1973). Tomado de Devicenzi y Frank (2004).

Así pues, con N=14 y ayuda del gráfico deducimos que:

- ϕ' (ángulo de rozamiento efectivo): 30°-33°

Cogemos valor conservador $\phi' = 30^\circ$

Con todo lo aportado y expuesto en este apartado, los parámetros empleados para el cálculo son los siguientes:

- Peso específico aparente: 18 kN/m³ → obtenido de la memoria del estudio geotécnico de "INCIVSA S.L.".
- c' (cohesión efectiva): 20 kN/m² → obtenido de la Tabla 1. Resumen de los parámetros geotécnicos.
- ϕ' (ángulo de rozamiento efectivo): 30° → obtenido mediante la correlación con el ensayo SPT.

9. DIMENSIONAMIENTO CIMENTACIÓN (cálculos a mano)

Los parámetros empleados para el cálculo son los siguientes:

- Peso específico aparente: 18 kN/m³
- c' (cohesión efectiva): 20 kN/m²
- ϕ' (ángulo de rozamiento efectivo): 30°

9.1. Predimensionamiento de las Zapatas

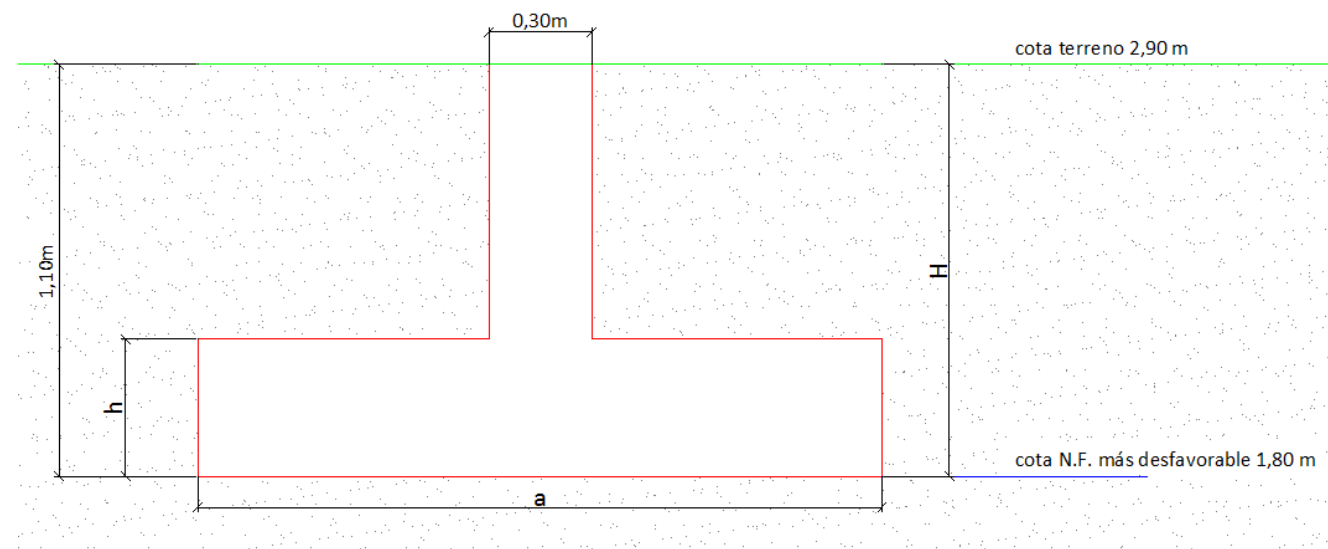


Figura 9.1. Dibujo que representa las dimensiones y cotas que forman parte de nuestra cimentación superficial.

En un primer dimensionamiento, nuestra cota de cimentación más desfavorable se encuentra a la cota absoluta de 1,80m, ya que consideramos quitar una primera capa de terreno vegetal de 30-40cm, y consideramos un canto de zapata de 50-70cm. Estos valores podrán variar en el dimensionamiento de los cálculos finales.

Para realizar todos los cálculos previsto, primero obtendremos del programa informático “cype”, el esfuerzo en base de pilar más desfavorable (Pilar 20):

$$\sum N \text{ (más desfavorable)} = 3521,5 \text{ kN}$$

9.1.1. Predimensionamiento dimensiones en planta de la zapata.

Para realizar este predimensionamiento partiremos de la hipótesis de una zapata cuadrada aislada y centrada bajo pilar. Las máximas dimensiones serán para que no ocupe más de un 50% de la superficie de la cimentación. Para iniciar este predimensionamiento cogeremos la mitad de la distancia más corta entre pilares 2,7m (5,5m/2).

A continuación, se muestran la tabla con los cálculos realizados, con las diferentes dimensiones de la zapata, para poder elegir la más adecuada:

q'h	B	c'	ϕ'	qh	qh neta	qt	qt neta	F
1707,31	3	20	30	1707,31	1685,71	391,28	369,68	4,55994
1696,46	2,7	20	30	1696,46	1674,86	483,06	461,46	3,629484
1692,84	2,6	20	30	1692,84	1671,24	520,93	499,33	3,346954
1689,23	2,5	20	30	1689,23	1667,63	563,44	541,84	3,077717
1685,61	2,4	20	30	1685,61	1664,01	611,37	589,77	2,821445
1678,37	2,2	20	30	1678,37	1656,77	727,58	705,98	2,346763
1671,14	2	20	30	1671,14	1649,54	880,38	858,78	1,920806
1663,91	1,8	20	30	1663,91	1642,31	1086,88	1065,28	1,541663
1656,67	1,6	20	30	1656,67	1635,07	1375,59	1353,99	1,2076
1649,44	1,4	20	30	1649,44	1627,84	1796,68	1775,08	0,91705
1642,21	1,2	20	30	1642,21	1620,61	2445,49	2423,89	0,668598
1634,97	1	20	30	1634,97	1613,37	3521,50	3499,90	0,460977

q'h	(kN/m ²)	Carga efectiva de hundimiento	
B	(m)	Lado de la zapata cuadrada	
c'	(kN/m ²)	Cohesión efectiva	
ϕ'	(°)	Ángulo de rozamiento efectivo	
qh	(kN/m ²)	Carga de hundimiento	
qh neta	(kN/m ²)	Carga de hundimiento neta	
qt	(kN/m ²)	Carga transmitida	despreciamos el peso de la zapata
qt neta	(kN/m ²)	Carga transmitida neta	
F	---	Coefficiente de Seguridad	debe ser mayor que 3 para que cumpla

Una vez visto estos cálculos, nos decidimos por una zapata cuadrada aislada de 2,6m de lado, ya que cumple con el coef. de seguridad (F) con una pequeña holgura. La carga transmitida final variará un poco ya que en este predimensionamiento no se ha tenido en cuenta el peso propio de la zapata, pero en el cálculo final sí que se tendrá en cuenta.

En el apartado “9.2 Carga de Hundimiento” se desarrolla todos los cálculos realizados CON LOS DATOS SELECCIONADOS de la tabla anterior (B=2,6m).

9.1.2. Predimensionamiento del canto

Iniciaremos el predimensionamiento con zapata flexible aislada:

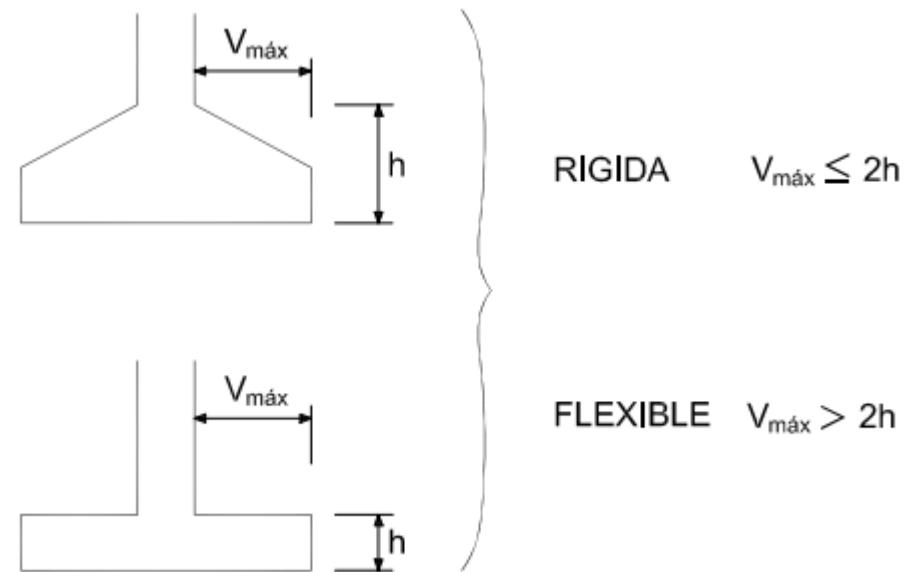


Figura 9.2. Representación de los diferentes tipos de zapata según su rigidez. Obtenido de los recursos proporcionados en la asignatura de "Estructuras de cimentación y contención" de la UPV.

Con los datos del apartado anterior, obtenemos los siguientes valores de predimensionamiento:

$$\rightarrow a \text{ (lado zapata)} = 2,5 \text{ m}$$

$$\rightarrow d \text{ (ancho pilar)} = 0,3 \text{ m}$$

$$V_{max} = \frac{a - d}{2} = \frac{(2,6 - 0,3)m}{2} = 1,15m$$

$$h = \frac{V_{max}}{2} = \frac{1,15}{2} = 0,58 \cong 0,6m$$

$$\rightarrow h_{min} \text{ (canto mínimo zapata)} = 0,6m$$

9.2. Carga de Hundimiento

Para desarrollar este punto tendremos que consultar el apartado "4.3.2 Determinación de la presión de hundimiento mediante métodos analíticos" del Documento Básico de Seguridad Estructural, Cimientos (DB SE-C).

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

siendo

q_h la presión vertical de hundimiento o resistencia característica del terreno R_k ;

q_{0K} la presión vertical característica alrededor del cimiento al nivel de su base;

c_K el valor característico de la cohesión del terreno;

B^* el ancho equivalente del cimiento;

γ_K el peso específico característico del terreno por debajo de la base del cimiento;

N_c, N_q, N_γ los factores de capacidad de carga. Son adimensionales y dependen exclusivamente del valor característico del ángulo de rozamiento interno característico del terreno (ϕ_k). Se denominan respectivamente factor de cohesión, de sobrecarga y de peso específico;

d_c, d_q, d_γ los coeficientes correctores de influencia para considerar la resistencia al corte del terreno situado por encima y alrededor de la base del cimiento. Se denominan factores de profundidad;

s_c, s_q, s_γ los coeficientes correctores de influencia para considerar la forma en planta del cimiento;

i_c, i_q, i_γ los coeficientes correctores de influencia para considerar el efecto de la inclinación de la resultante de las acciones con respecto a la vertical;

t_c, t_q, t_γ los coeficientes correctores de influencia para considerar la proximidad del cimiento a un talud.

- Presión total, intersticial y efectiva a cota de cimentación.

$$q = \gamma \cdot H = 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,20m = 21,6 \text{ kN/m}^2$$

$$u = 0$$

$$q' = q - u = 21,6 \text{ kN/m}^2$$

- Factores de capacidad de carga $\rightarrow \phi' = 30^\circ$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \theta} \cdot \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) = 18,41$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi' = 30,14$$

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi' = 15,07$$

- Dimensiones efectivas de la zapata.

Al no existir excentricidad en las cargas que se producen sobre la zapata, pues actúa solo un axil centrado en el pilar:

$$B = B' = 2,5 \text{ m}$$

$$L = L' = 2,5 \text{ m}$$

- Factores de forma $\rightarrow \phi' = 30^\circ \rightarrow \phi' \neq 0^\circ$

$$S_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi' = 1,58$$

$$S_c = \frac{N_q \cdot S_q - 1}{N_q - 1} = 1,61$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'} = 0,6$$

- Factores de inclinación.

Al existir una carga vertical, el axil que viene del pilar, no existe inclinación en la aplicación de la carga.

$$i_q = 1$$

$$i_c = 1$$

$$i_\gamma = 1$$

- Factores de profundidad, efecto del empotramiento de la cimentación.

Al ser una cimentación superficial, se desprecia el efecto del empotramiento:

$$d_q = 1$$

$$d_c = 1$$

$$d_\gamma = 1$$

- Valor de γ^* .

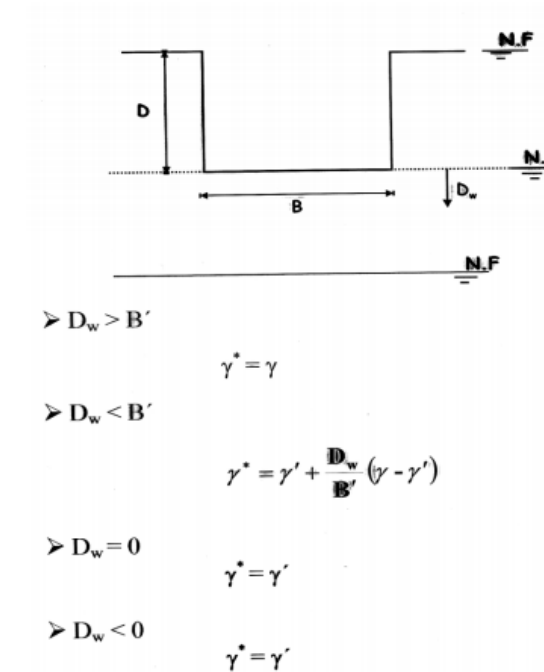


Figura 9.3. Dibujo ilustrativo donde se muestran los diferentes valores que puede adoptar γ^* según D_w . Obtenido del "T.11 Cimentaciones Superficiales" de la asignatura "Geotecnia y Cimientos" de la UPV.

En nuestro caso:

$$D_w = 0 \rightarrow \gamma^* = \gamma'$$

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w = (18 - 10) \text{ kN/m}^3 = 8 \text{ kN/m}^3$$

- Carga de hundimiento (q_h)

$$q'_h = c' \cdot N_c \cdot S_c \cdot i_c \cdot d_c + q' \cdot N_q \cdot S_q \cdot i_q \cdot d_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

$$q'_h = 20 \text{ kN/m}^2 \cdot 30,14 \cdot 1,61 \cdot 1 \cdot 1 + 21,6 \text{ kN/m}^2 \cdot 18,41 \cdot 1,58 \cdot 1 \cdot 1 + \frac{1}{2} \cdot 8 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,6 \text{ m} \cdot 15,07 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 1$$

$$q'_h = 1692,8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_h = q'_h + u = 1692,8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_h = 1692,8 \text{ kN/m}^2$$

9.3. Carga Transmitida

9.3.1. Carga transmitida.

Con este apartado se pretende verificar que la carga que transmite nuestro edificio, a través de la zapata dimensionada, es menor que la carga máxima que se le puede transmitir al terreno:

$$q_{t.real} = \frac{Q}{B'}$$

$$Q = N + P_{zapata} = 3521,5Kn + (2,6m \cdot 2,6m \cdot 0,60m \cdot 25 \text{ kN/m}^3) = 3622,9kN$$

$$q_t = \frac{3622,9}{(2,6 \cdot 2,6)m^2} = 535,9 \text{ kN/m}^2$$

$$q_t = 535,9 \text{ kN/m}^2$$

9.3.2. Cumplimiento coeficiente de seguridad $\rightarrow F \geq 3$

Dicho coeficiente se ha obtenido de la “Tabla 2.1. Coeficientes de seguridad parciales” del DB-SE, Cimentaciones.

$$F = \frac{q_{h.neta}}{q_{t.neta}} = \frac{q_h - q}{q_t - q} \rightarrow F = \frac{1692,8 - 21,6}{535,9 - 21,6}$$

$$F = 3,25 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

9.4. Dimensionamiento del lado de cada zapata.

Análogamente, se ha realizado el mismo calculo en el resto de zapatas. Dichas zapatas se han agrupado según los esfuerzos a los que están sometidos y según la posición que ocupan en planta.

Con todo ello obtenemos lo siguiente:

RESUMEN DIMENSIONES DE LAS ZAPATAS			
Nº Grupo	Nº pilar en zapata	M (kN·m)	B (m)
Grupo 1	P6-P9-P12-P15-P18-P21-P41	1863	1,9
Grupo 2	P4-P7-P-10-P13-P16-P19-P39	1825	1,9
Grupo 3	P2-P5-P8-P11-P14-P17-P20-P40	3521	2,6
Grupo 4	P22+P25-P23+P46-P24+P26	2100	2,1
Grupo 5	P28-P30-P32-P34-P36-P38	1485	1,7
Grupo 6	P27-P29-P31-P33-P35-P37	1464	1,7
Grupo 7	P47-P48-P49-P50-P51-P52-P43	1770	1,8
Grupo 8	P1-P3-P42-P44	1487	1,7

9.5. Sismicidad Zonal

Para analizar este apartado se ha consultado la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE_02), de la cual obtenemos la siguiente información:

Nuestra construcción está clasificada como una construcción “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”.

Por lo que respecta a la aceleración sísmica básica (valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno) y al coeficiente de contribución (factor que mide la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica), en el anejo 1 de la NCSE-02 se establecen los siguientes valores para el municipio de Valencia:

- Aceleración sísmica básica: $a_b = 0.06 \cdot g$
- Coeficiente de contribución: $K = 1.0$

Esta Norma es de aplicación al proyecto, construcción y conservación de edificaciones de nueva planta, excepto:

- En las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a 0,04 g, siendo g la aceleración de la gravedad.
- En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica a_b (art. 2.1) sea inferior a 0,08 g.

$$\text{Valencia} \rightarrow a_b \geq 0,06g$$

A continuación, se consulta el apartado “2.2. Aceleración sísmica de cálculo” para saber si deberemos aplicar la normativa, o no aplicarla.

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

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

donde:

a_b : Aceleración sísmica básica definida en 2.1.

ρ : Coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el período de vida para el que se proyecta la construcción.

Toma los siguientes valores:

construcciones de importancia normal $\rho = 1,0$
construcciones de importancia especial $\rho = 1,3$

S: Coeficiente de amplificación del terreno. Toma el valor:

$$\text{Para } \rho \cdot a_b \leq 0,1 \text{ g} \quad S = \frac{C}{1,25}$$

$$\text{Para } 0,1g < \rho \cdot a_b < 0,4 \text{ g} \quad S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$$

$$\text{Para } 0,4 \text{ g} \leq \rho \cdot a_b \quad S = 1,0$$

siendo:

C: Coeficiente de terreno. Depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación y se detalla en el apartado 2.4.

Tabla 2.1
COEFICIENTES DEL TERRENO

TIPO DE TERRENO	COEFICIENTE C
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

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

$\rho = 1 \rightarrow$ construcción de importancia normal

$C = 2 \rightarrow$ terreno tipo IV

$$\text{Para } \rho \cdot a_b \leq 0,1 \rightarrow 1 \cdot 0,06 \leq 0,1g$$

$$S = \frac{C}{1,25} = \frac{2}{1,25} = 1,6$$

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 0,096$$

$$a_c = 1,6 \cdot 1,0 \cdot 0,06 = 0,096$$

$$a_c = 0,096$$

Como $a_c \geq 0,08$, deberemos aplicar la norma descrita. Lo cual nos lleva al apartado “4.3.2. Elementos de atado”. Así pues, finalmente colocaremos unas vigas de atado de 40 X 40cm.

9.6. Dimensiones finales de la cimentación

Con todo lo calculado anteriormente, establecemos las siguientes dimensiones de la zapata, que cumplen con todo lo establecido en el CTE, DB-SE, Cimientos:

Largo = 2,6 m (la más desfavorable)

Ancho = 2,6 m (la más desfavorable)

Canto = 0,6 m

Vigas de atado = 40 X 40 cm

10. CÁLCULO DE LOS ASIENTOS (cálculos a mano)

10.1. Asiento producido

Para calcular el asiento producido en nuestra cimentación, deberemos utilizar un método válido para nuestro tipo de terreno, arenas. Para ello utilizaremos el "Método de Schmertmann (1970)", un método semiempírico para calcular asientos en suelos arenosos, el cual utiliza el factor de influencia de la deformación unitaria (I_z) y los resultados de ensayo de penetración estática q_c .

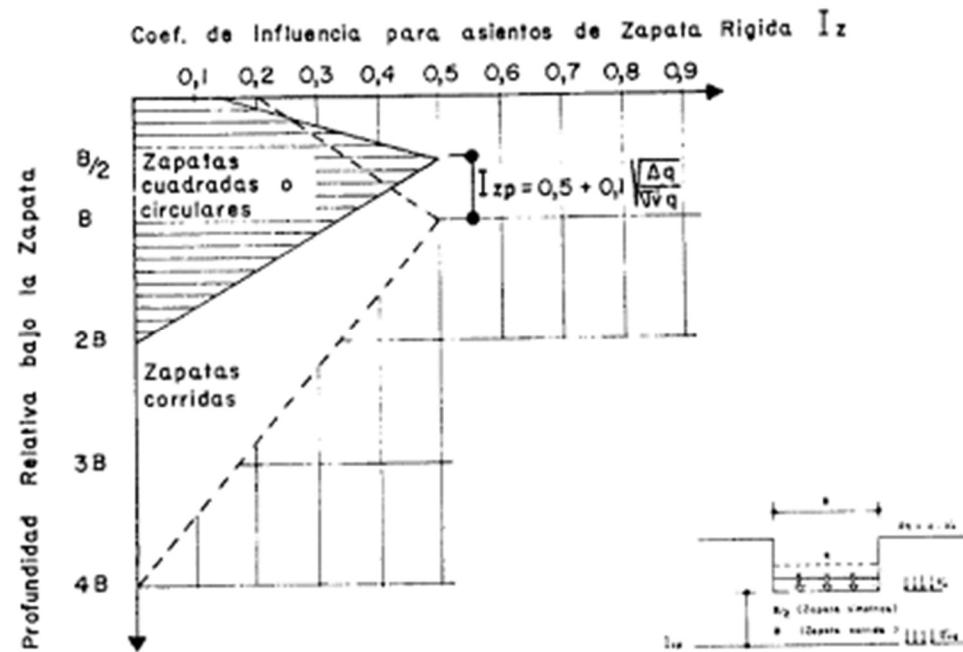


Figura 10.1. Ilustración de la cual se deduce el coeficiente de influencia.

Para zapatas cuadradas:

$$S = C_1 \cdot q_{tn} \cdot \sum_0^{2B} \left(\frac{I_z}{E} \cdot \Delta z \right)$$

I_z coeficiente de influencia deducido de la figura anterior:

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{q_{tn}}{\sigma'_{vq}}}$$

$$C_1 = 1 - 0,5 \left(\frac{\sigma'_0}{q_{tn}} \right) \geq 0,5$$

" E " es el módulo de elasticidad, que puede estimarse por Schmertmann, para zapatas cuadradas $E = 2,5 \cdot q_c$, siendo q_c la resistencia a la penetración estática con cono, que puede relacionarse con el N del ensayo estándar mediante:

Tipo de suelo	q_c/N (kp/cm ²)
Arcilla blanda, turba	2
Limos	3
Arena fina limosa	3-4
Arena media	4-5
Arena gruesa	5-8
Grava	8-12

Figura 10.2. Tabla que relaciona el tipo de suelo y la relación entre la resistencia a la penetración estática y el ensayo estándar.

Datos:

$$q = 21,6 \text{ kN/m}^2$$

$$u = 0$$

$$q' = 21,6 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{t,neto} = q_t - q = 535,9 - 21,6 = 514,3 \text{ kN/m}^2$$

$$C_1 = 1 - 0,5 \left(\frac{q'_0}{q_{tn}} \right) \geq 0,5 = 1 - 0,5 \left(\frac{21,6}{514,3} \right) = 0,979 \geq 0,5$$

$$C_1 = 0,979$$

Existe una variación de I_z con la profundidad, así pues, para el caso de zapatas cuadradas el valor mayor de I_z se produce a $B/2$ bajo la superficie del terreno.

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{q_{tn}}{\sigma'_{vq}}} = I_{zp} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{514,3}{1,3 \cdot 14}} = 1,03$$

Según la tabla:

$$N = 14 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 1400 \text{ kN/m}^2$$

$$q_c/N = 4 \rightarrow \text{arena fina} \rightarrow q_c = 4 \cdot 1400 = 5600 \text{ kN/m}^2$$

$$E = 2,5 \cdot q_c = 2,5 \cdot 5600 = 14000 \text{ kN/m}^2$$

$$\sum_0^{2B} \left(\frac{I_z}{E} \cdot \Delta_z \right) = \sum_0^{1,3} \left(\frac{I_z}{E} \cdot \Delta_z \right) + \sum_{1,3}^{5,2} \left(\frac{I_z}{E} \cdot \Delta_z \right) = \left(\frac{1,03/2}{14000} \cdot 1,3 \right) + \left(\frac{1,03/2}{14000} \cdot 3,9 \right) = 1,913 \cdot 10^{-4}$$

$$S = C_1 \cdot q_{tn} \cdot \sum_0^{2B} \left(\frac{I_z}{E} \cdot \Delta_z \right) = 0,979 \cdot 514,3 \cdot 1,913 \cdot 10^{-4} = 0,0163\text{m} = 1,63\text{cm}$$

$$S = 1,63\text{cm}$$

10.2. Asiento admisible

Según el CTE utilizando las fórmulas indicadas anteriormente, deberíamos tener como máximo un asiento de 25mm:

$$S_t (\text{asiento admisible}) = 25\text{mm}$$

$$s_{\text{producido}} = 16,3\text{mm}$$

$$S_t > s_{\text{producido}} \rightarrow \text{Cumple}$$

11. EJEMPLO ILUSTRATIVO DE LA CIMENTACIÓN

A continuación, se muestra un ejemplo ilustrativo de cómo quedará de forma aproximada nuestra cimentación. De esta manera se puede hacer una imagen visual de lo que en un futuro se construirá.



Obtenido del "T.6 Zapata Aislada" de la asignatura "Estructuras de cimentación y contención" de la UPV. Por cortesía de D. Florentino Regalado.