



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR  
DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS



**Proyecto básico para el “Concurso de puente del acceso sur al parque de Tempelhof, Berlín”. Solución D.**

TRABAJO FINAL DE GRADO

**ANEJO Nº2: GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO**

Alumno: **Santiago Talavera Sánchez**

Tutor: **José Casanova Colón**

Cotutor: **Francisco Ángel Izquierdo Silvestre**

Fecha: Junio 2015

Titulación: Grado en Ingeniería Civil

ANEJO N°2: Geológico-Geotécnico

Índice

1. Objeto del anejo.....Pág.03

2. Datos de partida.....Pág.03

2.1. Introducción.....Pág.03

2.2. Caracterización geológica.....Pág.03

2.2.1. Geomorfología.....Pág.03

2.2.2. Estratigrafía.....Pág.03

2.3. Campaña de investigación geotécnica.....Pág.04

2.3.1. Descripción.....Pág.04

2.3.2. Niveles freáticos.....Pág.04

2.3.3. Ensayos de laboratorio.....Pág.04

2.4. Caracterización geomecánica.....Pág.04

2.4.1. Introducción.....Pág.04

2.4.2. Niveles geotécnicos.....Pág.04

2.5. Aspectos medioambientales, reutilización de materiales.....Pág.05

2.5.1. Introducción.....Pág.05

2.6. Conclusiones y recomendaciones.....Pág.05

2.6.1. Cimentaciones.....Pág.05

2.6.2. Excavaciones.....Pág.05

2.6.3. Terraplenes. Drenaje.....Pág.05

2.6.4. Agresividad al hormigón.....Pág.05

3. Diseño y comprobación geotécnica del estribo del lado Oberland.....Pág.06

3.1. Introducción.....Pág.06

3.2. Estabilidad en la fase constructiva.....Pág.06

3.2.1. Tablestacado.....Pág.06

3.3. Comprobaciones resistentes.....Pág.08

3.3.1. Hundimiento.....Pág.08

3.3.2. Deslizamiento.....Pág.11

3.3.3. Vuelco.....Pág.12

3.3.4. Estabilidad global.....Pág.13

3.4. Detalles constructivos.....Pág.13

3.4.1. Drenaje.....Pág.13

3.4.2. Juntas.....Pág.13

3.4.3. Cuñas de transición en el trasdós.....Pág.13

3.4.4. Protección del paramento externo.....Pág.14

3.4.5. Inspección, auscultación y conservación.....Pág.14

3.4.6. Revestimiento del muro.....Pág.14

3.4.7. Armado.....Pág.14

3.5. Proceso constructivo.....Pág.14

4. Diseño y comprobación geotécnica de la pila bajo la torre.....Pág.15

4.1. Introducción.....Pág.15

4.2. Estabilidad en la fase constructiva.....Pág.15

4.2.1. Tablestacado.....Pág.15

4.3. Comprobaciones resistentes.....Pág.17

4.3.1. Hundimiento.....Pág.17

4.3.2. Deslizamiento.....Pág.19

4.3.3. Vuelco.....Pág.19

4.3.4. Estabilidad global.....Pág.20

4.4. Detalles constructivos.....Pág.20

4.4.1. Armado.....Pág.20

4.4.2. Geometría final.....Pág.21

4.5. Proceso constructivo.....Pág.21

5. Diseño y comprobación geotécnica de la pila del lado Tempelhof.....Pág.21

5.1. Introducción.....Pág.21

5.2. Vibrocompactación.....Pág.21

5.2.1. Aplicabilidad.....Pág.21

5.2.2. Diseño.....Pág.22

5.3. Estabilidad en la fase constructiva.....Pág.24

5.4. Comprobaciones resistentes.....Pág.24

5.4.1. Hundimiento.....Pág.24

5.4.2. Deslizamiento.....Pág.26

5.4.3. Vuelco.....Pág.27

5.4.4. Estabilidad global.....Pág.27

5.5. Detalles constructivos.....Pág.27

5.5.1. Armado.....Pág.27

5.5.2. Geometría final.....Pág.27

5.6. Proceso constructivo.....Pág.28

6. Diseño y comprobación geotécnica del estribo del lado Tempelhof.....Pág.28

6.1. Introducción.....Pág.28

6.2. Estabilidad en la fase constructiva.....Pág.30

6.2.1. Tablestacado.....Pág.30

6.3. Comprobaciones resistentes.....Pág.31

6.3.1. Hundimiento.....Pág.31

6.3.2. Deslizamiento.....Pág.33

6.3.3. Vuelco.....Pág.34

6.3.4. Estabilidad global.....Pág.35

6.3.5. Asiento máximo.....Pág.35

6.4. Detalles constructivos.....Pág.35

6.4.1. Drenaje.....Pág.35

6.4.2. Juntas.....Pág.35

6.4.3. Cuñas de transición en el trasdós.....Pág.35

6.4.4. Protección del paramento externo.....Pág.35

6.4.5. Inspección, auscultación y conservación.....Pág.36

6.4.6. Revestimiento del muro.....Pág.36

6.4.7. Armado.....Pág.36

6.4.8. Geometría final.....Pág.36

7. Asientos.....Pág.37

7.1. Asientos totales.....Pág.37

7.2. Asientos diferenciales.....Pág.38

APÉNDICES

- I. Fotografías de la ubicación de los sondeos.
- II. Ubicación en planta de sondeos.
- III. Registro de sondeos DPH.
- IV. Actas de los ensayos de laboratorio.
- V. Correlación DPH-DPT
- VI. Correlación SPT-Módulo de elasticidad (E).
- VII. Correlación SPT-Ángulo de rozamiento del terreno.
- VIII. Perfil estratigráfico.
- IX. Resumen de características de los materiales
- X. Entibaciones provisionales-tablestacado
- XI. Cálculo de asientos
- XII. Informe geotécnico

## 1. Objeto del anejo

El objeto de este presente anejo es la descripción de los materiales que conforman los terrenos sobre los que discurre la traza definida, en una perspectiva que vaya a la visión general del entorno de actuación, hasta el particular problema que nos ocupa, para tener una idea exacta, y a la vez entendida en su adecuado marco, de los materiales en los que asentará la obra. Asimismo, tras esto se obtendrán las características geotécnicas que permiten caracterizar los parámetros resistentes de las formaciones geológicas sobre las que cimentar la estructura.

Para ello se cuenta con la referida información geológica y geotécnica proporcionada en el concurso Proyecto Básico del Puente del Acceso Sur al parque de Tempelhof en Berlín (Alemania), así como el estudio geotécnico y los resultados de ensayos realizados en laboratorio e in situ (sondeos, DPH,...). La mayor parte de los datos facilitados están tomados del informe geotécnico “Neubau Strabenbrücke im Zuge einer neuen Verbindungsstrabe zwischen Tempelhofer Freit und Oberlandstrabe in Berlin Tempelhof-Schöneberg Geotechnischer Bericht Nr.3-437/12”. Otros datos, como los geológicos han sido tomados de internet para poder complementar la información necesaria, y basado en la experiencia de uno de los tutores del presente Trabajo Fin de Grado, Izquierdo. En consecuencia, el uso de éste únicamente puede ser académico.

## 2. Datos de partida

### 2.1. Introducción

En la ciudad alemana de Berlín, se desea ejecutar una calle de unión entre la actual calle Oberland y el parque de Tempelhof. Este parque se sitúa al norte y próximo a la denominada meseta Teltow, que delimita el valle glaciar en el que se asienta la ciudad de Berlín.

El Proyecto Básico plantea la construcción de una estructura con sus correspondientes terraplenes de acceso y unos muros de contención, así como la ejecución de las pilas que se han proyectado para la solución elegida.

Los terrenos afectados han tenido principalmente uso agrícola, si bien, algunas zonas fueron explotadas para la extracción de arenas y posteriormente, rellenadas con diversos materiales (escombros, desechos, materiales de construcción, etc.) Así, en la zona sur, se puede observar una antigua zanja, en este caso parcialmente rellenada y enmascarada, pero reconocible al norte y al este por los desniveles generados en el terreno y por la extensa vegetación que se ha desarrollado.

### 2.2. Caracterización geológica

#### 2.2.1. Geomorfología

Berlín se ubica en un valle glaciar modelado por tres glaciaciones cuaternarias con sus periodos interglaciares respectivos, que han dejado una profunda huella entre la meseta de Barnim al norte y la meseta de Teltow, al sur, junto con la placa de Nauener.

El valle glaciar ha sido en su última etapa afectado por la dinámica fluvial, presentando depósitos superficiales de materiales principalmente granulares. Sin embargo, las mesetas están conformadas por materiales terciarios margosos y arcillosos que han resistido a la acción glaciar.

#### 2.2.2. Estratigrafía

Los sondeos perforados en Berlín han detectado materiales con edades comprendidas entre el Pérmico y el Cuaternario (en el distrito Charlottenburg-Wilmersdorf, un sondeo alcanzó los 4000 metros de profundidad).

El Pérmico Inferior está representado por rocas volcánicas en “Facies Roja” y el Pérmico Superior por la “Facies Salina”, muy típica del norte de Alemania que presenta una potencia de unos 2000 metros.



El Triásico se muestra con su típica “Facies Germánica”, la misma que aflora en la Comunidad Valenciana. Así, se tiene un Buntsandstein con 776 metros de areniscas y argelitas rojas, un Muschelkalk con 271 metros de calizas y dolomías, y un Keuper con 136 metros. En algunas zonas de Berlín se ha detectado una laguna estratigráfica que afecta a todo el Jurásico y a todo el Cretácico, de manera que los materiales terciarios se disponen de forma discordante con los materiales triásicos en facies Keuper.

El Terciario, también con potencias de centenares de metros, está representado por un Mioceno constituido por paquetes de sedimentos marinos y continentales, conectados con niveles carboníferos (lignitos), y por un Oligoceno en sus facies Chattinense (granular) y Rupeliense (arcillosa).

Finalmente, el Cuaternario con una potencia de unos 50 metros, recubre los materiales terciarios. Ofrece tres periodos glaciares (Elster, Saale y Weichsel) en los que se depositan materiales granulares y morrenas, y dos periodos interglaciares, en los que predomina la sedimentación de limos, arcillas, arenas fluviales y depósitos de turbas.



### 2.3. Campaña de investigación geotécnica

#### 2.3.1. Descripción

Para el presente Proyecto se ha llevado a cabo una campaña de investigación geotécnica que ha contemplado la realización de sondeos mecánicos helicoidales y ensayos de penetración dinámica pesada DPH. En el *APÉNDICE I: FOTOGRAFÍAS DE UBICACIÓN DE SONDEOS* se pueden ver las fotografías de los lugares de ubicación y entorno de éstos.

Para las penetraciones dinámicas, se propuso intentar alcanzar profundidades entre 25 y 30 metros, pero los rechazos se alcanzaron a profundidades comprendidas entre 9.40 y 24 metros.

Para la caracterización de las zonas de los terraplenes de acceso, se perforaron cinco sondeos y se realizaron cinco ensayos de penetración dinámica DPH, fijándose antes del inicio de la campaña profundidades de alcance entre 10 y 15 metros.

La definición en planta de los puntos de investigación ejecutados está reflejada en el *APÉNDICE II: UBICACIÓN EN PLANTA DE SONDEOS*. Los registros de los sondeos y de las penetraciones se han recogido en el *APÉNDICE III: REGISTRO DE SONDEOS DPH*.

#### 2.3.2. Niveles freáticos

Durante la campaña de investigación geotécnica se controló la posición del nivel freático en los sondeos.

En marzo de 2012, el nivel freático estaba estabilizado en el lado norte a la cota +32.63 y a la cota +32.60 al lado sur.

No obstante, para el desarrollo del presente Proyecto Básico, como Trabajo Fin de Grado, se adoptará una oscilación del nivel freático comprendida entre 0.5 y 0.8 metros, de acuerdo con las indicaciones del profesor y tutor Francisco Ángel Izquierdo Silvestre.

#### 2.3.3. Ensayos de laboratorio

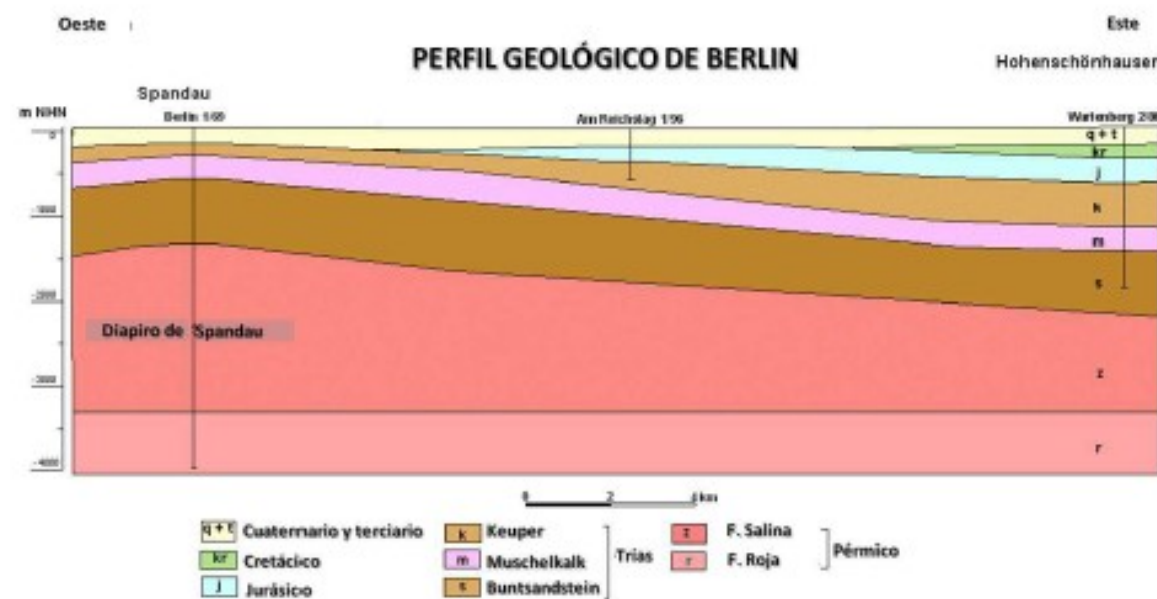


Figura 1: Perfil geológico de Berlín

Dado que el terreno natural está constituido por arenas, los trabajos de laboratorio de geotécnica se han limitado a pruebas granulométricas.

Las actas de estos ensayos granulométricos y el de un ensayo químico del agua freática, se han recogido en el *APÉNDICE IV: ACTAS DE ENSAYOS DE LABORATORIO*.

### 2.4. Caracterización geomecánica

#### 2.4.1. Introducción

La zona estudiada se encuentra al norte de la denominada Meseta Teltow, habiéndose depositado superficialmente en ella materiales cuaternarios de origen glacial ("Vorschütt phase"), que en ocasiones aparecen recubiertos por un nivel de tierra vegetal que presenta espesores en torno a 20 cm.

Son frecuentes y variados los rellenos antrópicos en la zona de Proyecto:

- Entre la calle Oberland y el estribo sur se han detectado rellenos arenosos, poco contaminados, con una potencia que oscila entre 2 y 3 metros.
- En el terreno de la torre, salvo algún relleno local de balasto de 1m de espesor, los rellenos son escasos.
- Entre la antigua vía de mercancías y el antiguo aeropuerto, se han detectado importantes masas de escombros de construcción que han rellenado las zonas de extracción de arenas. Se han detectado potencias próximas a 10 metros, estimándose un contacto con el nivel inferior de arenas inclinado 45° y que alcanza el nivel freático.

Por debajo de estos rellenos, el terreno natural está constituido por gravas y por arenas medias con intercalaciones de suelos finos y de gravas.

Los sondeos perforados no han alcanzado las margas miocenas terciarias.

#### 2.4.2. Niveles geotécnicos

En base a los datos obtenidos en la campaña de investigación geotécnica realizada, se pueden establecer los siguientes niveles geotécnicos:

- *NIVEL A1*: Rellenos con arenas naturales del entorno. Típicos de la zona sur. Suelos de compacidad variable entre baja y media.
- *NIVEL A2*: Rellenos arenosos, limosos húmicos. Suelos con altos contenidos en escombros de construcción, de baja compacidad. Son típicos de la zona norte.
- *NIVEL B1*: Nivel de tierra vegetal. Arenas y humus. Presenta espesores no superiores a 20 centímetros. Su incidencia en las obras es escasa.
- *NIVEL B2*: Arenas flojas-medias. Pueden presentar intercalaciones de gravas e incluso de cantos.
- *NIVEL B3*: Arenas medias-densas. Pueden presentar intercalaciones de gravas.

Nivel	Clasificación DIN 18196	Potencia (m)	Compacidad	Pesos específicos (kN/m3)		Coeficiente de permeabilidad (m/s)
				Aparente	Saturado	
A1	SE, OH-SU	2.10 – 3.10	Floja a media	16.0	****	2*10^-4 – 9*10^-5
A2	A	0.50 – 9.30	Muy floja a floja	16.0	****	2*10^-4 – 1*10^-5
B1	OH	0.20	Floja	****	****	*****
B2	SE	0.00 – 7.80	Flija a media	17.0	19.0	6*10^-4 – 2*10^-4
B3	SE	> 18.00	Media a densa	18.0	20.0	6*10^-4 – 2*10^-4

Con los datos aportados en la campaña, se ha propuesto para la zona de actuación del Proyecto un perfil estratigráfico que se adjunta en el *APÉNDICE VIII PERFIL ESTRATIGRÁFICO*, así como otro en el cual se ha situado la obra en su ubicación donde se proyecta (véase plano número 6) con el fin de poder observar gráficamente los terraplenes a realizar, las excavaciones necesarias, así como los estratos afectados para cada tipología de cimentación que se realizarán.

2.5. Aspectos medioambientales. Reutilización de materiales.

2.5.1. Introducción

Se han realizado diferentes ensayos químicos con el objeto de estudiar los aspectos medioambientales de los terrenos y la reutilización de los materiales procedentes de las excavaciones. Los resultados obtenidos pueden resumirse de la siguiente manera:

- I. Terreno natural→Cumplen los criterios alemanes. Pueden ser reutilizados.
- II. Balasto de las vías→ Puede ser reutilizado.
- III. Escombros de construcción→ La caracterización medioambientales los depósitos de escombros ha exigido la realización de ensayos químicos específicos.

Tras su detección en los sondeos BS 1/12 y BS 2/12, se contactó con la Oficina de Medio Ambiente, habiéndose catalogado esta zona en el Registro de Suelos Contaminados con el número 2443 como un antiguo depósito potencialmente contaminante.

Durante las investigaciones se determinó que la profundidad del estrato era de 9.85 metros. Esta información es válida en la zona este del pie del terraplén de la rampa norte.

El relleno de una antigua zanja en la zona sur está catalogado también en el Registro de Suelos Contaminados con el número 9567.

Los ensayos realizados no garantizan que los escombros sean adecuados para ser reutilizados.

La superficie comprendida entre el camino que discurre paralelamente a la vía del ferrocarril y la antigua explanada del aeropuerto, que tuvo en el pasado un uso agrícola, podría aprovecharse como préstamo de materiales para los terraplenes.

2.6. Conclusiones y recomendaciones

2.6.1. Cimentaciones

La solución de cimentación superficial es viable, buscando el plano de apoyo a partir de la cota +42.00

La comprobación de las cimentaciones se realizará siguiendo la “Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera” del Ministerio de Fomento.

Dada la heterogeneidad y el marcado carácter granular que presenta el terreno de cimentación, deberá cuidarse la comprobación de asientos. De acuerdo con las indicaciones del profesor-tutor Francisco Ángel Izquierdo Silvestre, se admitirá un asiento total máximo de 1cm.

El recubrimiento mínimo de las cimentaciones superficiales por motivos de heladas es de 80 cm.

2.6.2. Excavaciones

Se comprobará la estabilidad de las excavaciones temporales a ejecutar.

Puede ser necesario entibar la excavación para el terraplén lateral de la zona noreste, y en la zona sur, dada la proximidad de los edificios existentes y de otras construcciones. Como se verá a lo largo del desarrollo de este anejo, finalmente se adoptará por la realización de un tablestacado.

Por otro lado, la solución de tablestacado del lado norte está justificada debido a que de esa forma se consigue un aprovechamiento óptimo del vano del puente que es uno de los objetivos principales por el cual se ha realizado el proyecto.

En el fondo de las cajas de excavación de las cimentaciones, previo drenaje, deberá compactarse con tres o cuatro pasadas de bandeja vibrante pesada.

En el estribo sur, es conveniente la sustitución del nivel A hasta la cota +46.70, aproximadamente, por material seleccionado, compactándose el fondo de la excavación como se ha indicado anteriormente, pero añadiendo una cierta humedad.

2.6.3. Terraplenes. Drenaje

Los materiales de los niveles A1 y B2 pueden ser reutilizados para los terraplenes. Sin embargo, debe tenerse presente que las arenas del nivel B2, bastante uniformes, son difíciles de compactar, exigiendo métodos vibratorios y adición de agua.

2.6.4. Agresividad de los hormigones

No se disponen de análisis de agua subterránea, pero algunos ensayos existentes no han mostrado componentes agresivos al hormigón.

### 3. Diseño y comprobación del estribo del lado Oberland

#### 3.1. Introducción

Se ha optado por un diseño de estribo mediante la ejecución de un muro vertical, ya que debido a los condicionantes que existen en esta zona (debido a su proximidad a las vías ferroviarias) se ha considerado adecuada esta solución.

Para la contención de tierras durante la construcción se ha realizado un tablestacado en el perímetro de la zona de excavación de la cimentación. El tablestacado, de acuerdo con los cálculos que se adjuntan en el siguiente apartado, 3.2, se hincará, hasta una profundidad de 9.20 m, atravesando únicamente un estrato de arenas (B2).

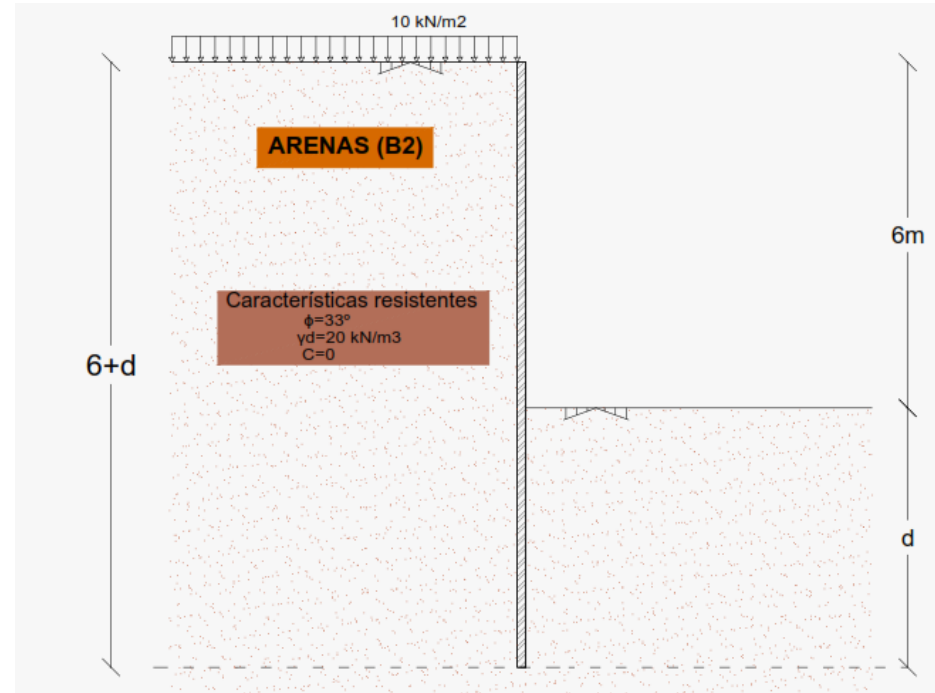


Figura 2: Modelización del tablestacado

#### 3.2. Tablestacado

Para acometer la ejecución del muro de cimentación del lado Oberland, primero se llevará a cabo una excavación del terreno existente hasta la cota de cimentación del muro, para más tarde encofrar, ya que el muro sobresale varios metros por encima del terreno existente, y, una vez hormigonado y endurecido, llevar a cabo un relleno hasta la coronación del muro.

Para ejecutar la excavación que se ha mencionado, será necesario el uso de tablestacas. Por lo tanto, se ha llevado a cabo el cálculo de éstas.

La  $d$  que podemos ver en la figura es la distancia sin la necesaria para que se produzca contraempuje que es de  $0,20 \cdot d$ . Por tanto, la distancia de empotramiento total  $d_s$  será de  $1,2 \cdot d$ . La sobrecarga aplicada en el terraplén se ha obtenido del Art.4.1.6 de la IAP-11.

Calculamos la profundidad necesaria de empotramiento y el momento máximo.

#### Trasdós

Se toma el origen del eje de  $z$  en la superficie del terreno en el trasdós.

$$\sigma_v = 20 \cdot z + 10 \text{ kN/m}^2$$

$$u = 0$$

$$\sigma'_v = 20 \cdot z + 10 \text{ kN/m}^2$$

$$e'_a = \sigma'_v \cdot k_a - 2c'\sqrt{k_a}$$

$$k_a = \frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'} = \frac{1 - \sin 33^\circ}{1 + \sin 33^\circ} = 0.295$$

$$e'_a = (20 \cdot z + 10) \cdot 0.295 = 5.9 \cdot z + 2.95 \text{ kN/m}^2$$

Para:

$$z = 0 \rightarrow e'_a = 2.95 \text{ kN/m}^2$$

$$z = 3 + d \rightarrow e'_a = 5.9 \cdot (3 + d) + 2.95 = 17.7 + 5.9 \cdot d + 2.95 \text{ kN/m}^2$$

#### Intradós

Se toma el origen del eje  $z$  en la superficie del terreno en el intradós.

$$\sigma_v = 20 \cdot z \text{ kN/m}^2$$

$$u = 0$$

$$\sigma'_v = 20 \cdot z \text{ kN/m}^2$$

$$e'_p = \sigma'_v \cdot k_p - 2c'\sqrt{k_p}$$

$$k_p = \frac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'} = \frac{1 + \sin 33^\circ}{1 - \sin 33^\circ} = 3.39$$

$$e'_p = 20 \cdot z \cdot 3.39 = 67.8 \cdot z \text{ kN/m}^2$$

Suponemos un coeficiente reductor de 2 para los empujes pasivos. Por tanto:

$$e'_p = 67.8 \cdot z \cdot \frac{1}{2} = 33.9 \cdot z \text{ kN/m}^2$$

Para

$$z = 0 \rightarrow e'_p = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$z = d \rightarrow e'_p = 33.9 \cdot d \text{ kN/m}^2$$

En la tablestaca se obtienen los siguientes empujes que muestra la figura siguiente:

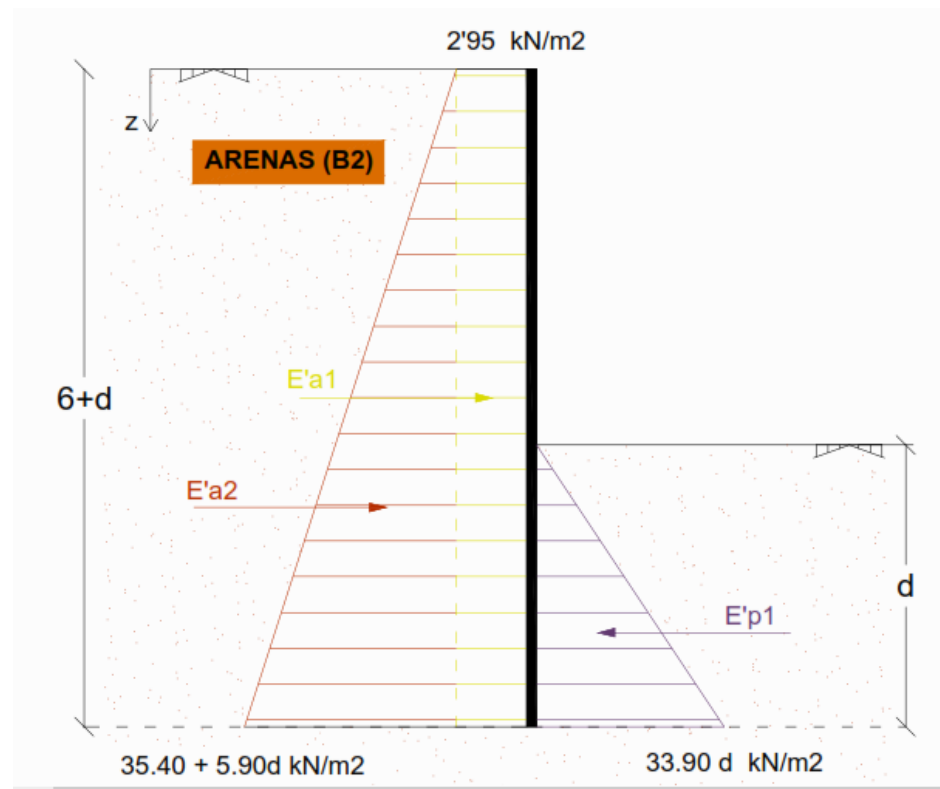


Figura 3: Empujes de tierras sobre el tablestacado

#### Empujes:

Activos:

$$E'_{a1} = 2'95 \cdot (3 + d) = 8.85 + 2'95 \cdot d \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$E'_{a2} = \frac{1}{2} \cdot (35.44 + 5.9 \cdot d - 2'95) \cdot (3 + d) = 2.95 \cdot d^2 + 25.095 \cdot d + 48.73 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Pasivo:

$$E'_{p1} = \frac{1}{2} \cdot 33.9 \cdot d \cdot d = 16.95 \cdot d^2 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### Sumatorio de momentos en las base del muro:

$$\Sigma M = 0 = E'_{a1} \cdot d_{E'a1} + E'_{a2} \cdot d_{E'a2} - E'_{p1} \cdot d_{E'p1}$$

$$\Sigma M = (8.85 + 2.95 \cdot d) \cdot \frac{(3 + d)}{2} + (2.95 \cdot d^2 + 25.095 \cdot d + 48.73) \cdot \frac{(3 + d)}{3} - 16.95 \cdot d^2 \cdot \frac{d}{3}$$

Resolviendo:

$$d = 1.383 \text{ m}$$

Y como se ha dicho anteriormente

$$d_s = 1'2 \cdot d = 1'2 \cdot 1.383 \approx 1.659 \text{ m}$$

#### Momento máximo en la tablestaca:

$$M_{\max} = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot (H + z_s)^2 \cdot \frac{1}{3} \cdot (H + z_s) - \frac{1}{F} \cdot \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot z_s^2 \cdot \frac{1}{3} \cdot z_s$$

Donde  $F = 2$  y  $z_s = \frac{H}{\frac{k_p}{k_a} - 1}$ , por tanto,

$$z_s = \frac{6}{\frac{3'39}{\sqrt{2}} - 1} = 4.29$$

$$M_{\max} = 264.3 \text{ kNm}$$

Así pues se empleará un tipo de tablestaca como el que se adjunta o similar a éste, es decir, cualquier otro que proporcione las mismas características técnicas para poder resistir el esfuerzo que se ha calculado al cual estarán sometidas.

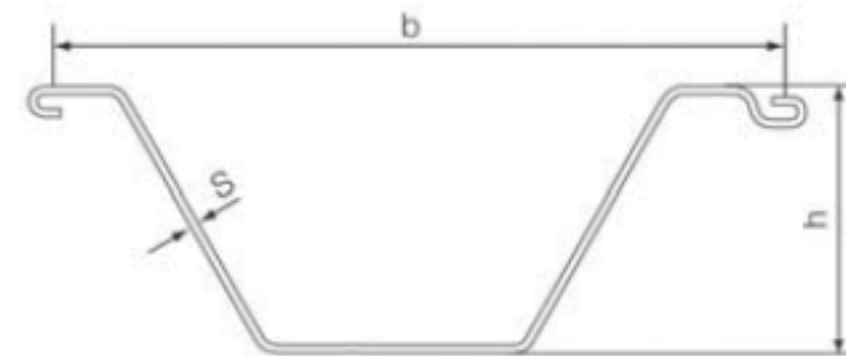


Figura 4: Tablestaca perfil OMEGA 9 (Iguazuri) o similar



Características técnicas		
Denominación	OMEGA 9	
Anchura (b)	750	mm
Altura (h)	279	mm
Espesor (s)	9	mm
Momento de inercia (i)	16083	cm4/m
Módulo resistente (w)	1393	cm3/m
Peso propio	86.3	Kg/m
Momento flector admisible / m de muro	287	kNm/m

Una vez fraguado el hormigón se retirarán las tablestacas para su reutilización en otros trabajos en el futuro.

3.3. Comprobaciones resistentes

El proyecto de un muro requiere un procedimiento de predimensionado y comprobación. Entre estos aspectos hay que tener en cuenta también aspectos como la estética que puede ser especialmente importante en determinados casos, como por ejemplo en zonas urbanas como es el caso del presente proyecto.

Cabe recordar que en un terreno con un ángulo de rozamiento interno bajo proporcionará empujes activos mayores sobre la estructura a calcular y viceversa (a mayor ángulo de rozamiento interno menores serán los empujes). Por otro lado, la existencia de agua, que en este Proyecto no afecta ya que el nivel freático se encuentra a una profundidad mucho mayor que la profundidad de excavación; la existencia de cargas en la superficie del terreno también generará sobreempujes, que también influirán de forma significativa en el proyecto final del muro.

Así pues, el estribo que se está diseñando estará sometido a los empujes que transmita el terreno en su trasdós e intradós, a su peso propio y al efecto de posibles cargas exteriores.

Por lo tanto se diseñará esta estructura para:

- a) Soportar los empujes del terreno y cargas exteriores con integridad del material que lo constituye, es decir, sin llegar a la rotura ni deformarse en exceso.
- b) Transmitir al terreno las tensiones tales que éste pueda soportarlas tanto el Estado Límite Último (E.L.U.), como en el Estado Límite de Servicio (E.L.S)

Para quedar del lado de la seguridad, sólo se tendrá en cuenta el efecto de los empujes pasivos cuando se tenga la seguridad de que se vayan a producir. En el presente Proyecto se han despreciado éstos, ya que no se puede asegurar su existencia a lo largo de toda la vida útil de la estructura.

A continuación se muestra las características geométricas del muro que se ha diseñado, una vez realizado el predimensionamiento, y para el cual se han realizado todas las comprobaciones resistentes que marca la normativa (en la figura se muestra la modelización del muro para realizar las comprobaciones resistentes

necesarias; en los últimos apartados se detallarán aspectos más detallados del acabado del muro, como por ejemplo la ménsula en la cabeza de éste, etc.).

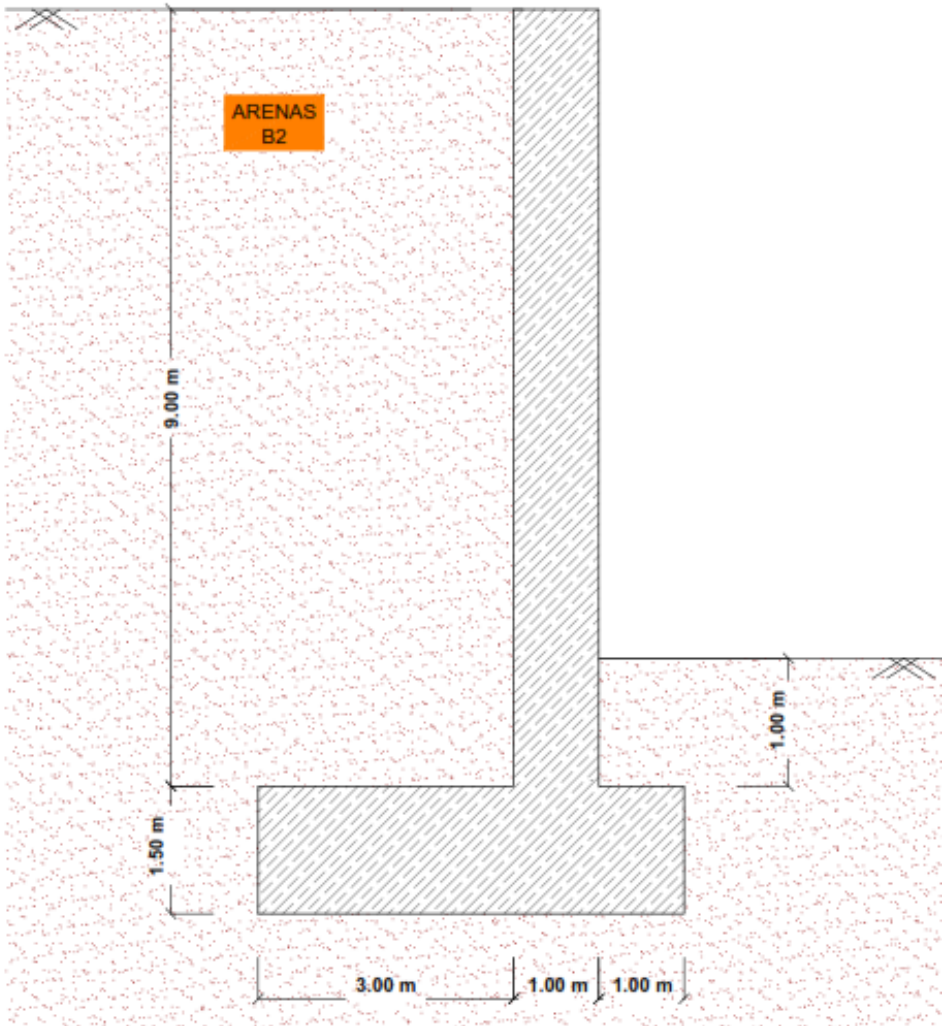


Figura 5: Características geométricas del muro del estribo

3.3.1. Hundimiento

En este apartado se desarrolla la comprobación frente al hundimiento de la cimentación, tal y como se establece en la normativa, *Guía de cimentaciones para obras de carretera*. El mecanismo de hundimiento que se considera corresponde a los cimientos de las estructuras. Se trata de roturas del terreno bajo la cimentación que no implican la rotura del propio elemento de cimentación.

De acuerdo con la norma, en suelos granulares, entendiendo por tales aquéllos que contienen menos de un 15% de finos y cuyo contenido en gruesos de más de 10cm es menor del 10%, se recomienda la comprobación de la seguridad frente al hundimiento según el método SPT (ideado inicialmente para arenas). A pesar de lo que sugiere la norma, se ha considerado adecuado realizar un proceso de cálculo más preciso, debido a la importancia del elemento estructural que se está proyectando, por lo que se seguirá un proceso mediante la formulación analítica descrita en el apartado 4.5.5 de la norma (*Guía de cimentaciones para obras de carretera*), ya que se dispone de los parámetros resistentes del modelo de Mohr-Coulomb, en los cuales se basa la misma. Esta fórmula analítica se conoce con el nombre de Brinch-Hansen.

En primer lugar, antes de meternos en la formulación de Brinch-Hansen, vamos a mostrar y calcular todas las fuerzas actuantes en la estructura, ya que se precisan para poder a continuación aplicar dicha formulación. Según el Art. 4.6.1 de la IAP11, se supondrá una sobrecarga en el trasdós de 10 kN/m<sup>2</sup> que deberá distribuirse en un ancho igual a la mitad de la altura máxima del alzado del muro, es decir, 3’5 m.

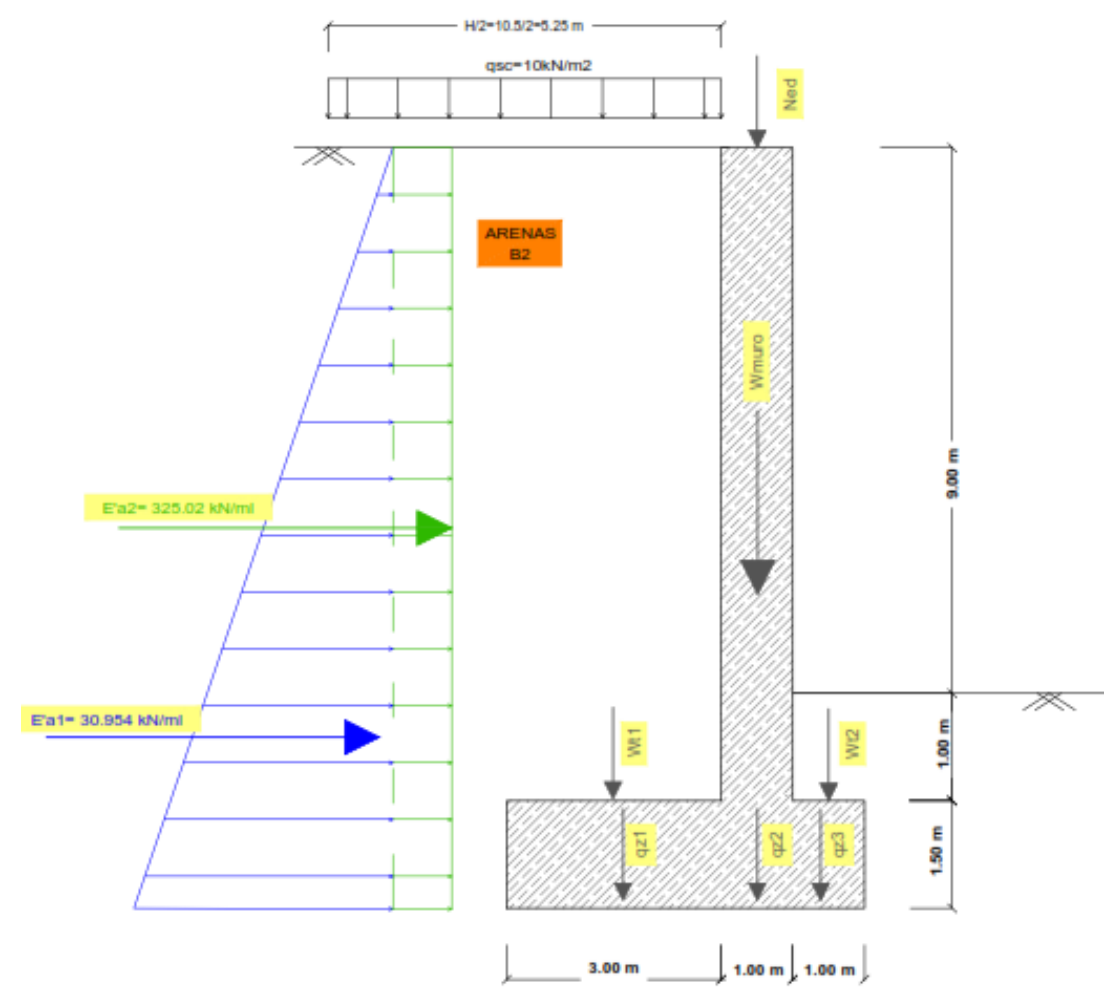


Figura 6: Fuerzas actuantes en el muro del estribo Oberland

Los parámetros resistentes del suelo, al cual afecta nuestra cimentación son:

ARENAS (B2)	
$\phi$	33 °
$\gamma_d$	20 kN/m <sup>3</sup>
C'	0

Los esfuerzos que llegan a la cabeza del muro son:

Ned/ml=209.43kN/ml

Pasamos a calcular las fuerzas actuantes:

W1=3·9·1·20=540 kN/ml

W2=1·1·1·20=20 kN/ml

Wmuro= 1·9· 25=225 kN/ml

Wzapata=5·1.5·25=187.5 kN7ml

qsc=10·5.25=52.50 kN/m

$k_a = \frac{1 - \text{sen}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} = \frac{1 - \text{sen}33^o}{1 + \text{sen}33^o} = 0.2948$

$Ea1' = \frac{1}{2} \cdot (64.856 - 2.948) \cdot 10.5 \cdot 1 = 325.02 \text{ kN/ml}$

$Ea2' = 2.948 \cdot 1 \cdot 10.5 = 26.532 \text{ kN/ml}$

$M_{\text{Centro base}} = (540 + 112.5) \cdot 1 - (225 + 209.43 + 37.5) \cdot 1 - (20 + 37.5) \cdot 2 - 30.954 \cdot 5.25 - 325.02 \cdot \frac{10.5}{3} + 249.4 = -985.125 \text{ mkN/ml}$

N'=209.43+225+187.5+540+20+52.5=1234.43

eb=M/N'=985.125/1234.43=0.798 m ≤ B/6 =5/6 =0.833

→No despega (la resultante cae dentro del núcleo central)

B'=B-2eb=5-2·0.798=3.404m

El=0→ L'=L-2el=1m

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) y de su peso propio. La ecuación es la siguiente:

$P_{vh} = q \cdot N_q \cdot dq \cdot iq \cdot sq \cdot rq \cdot tq + c \cdot N_c \cdot dc \cdot ic \cdot sc \cdot tc \cdot rc + 1/2 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot d\gamma \cdot i\gamma \cdot s\gamma \cdot t\gamma \cdot r\gamma$

Siendo:

P<sub>vh</sub>=Presión vertical de hundimiento

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

c=Cohesión de cálculo

γ=Peso específico del terreno

B'=Anchura equivalente del cimientto

N<sub>q</sub>, N<sub>c</sub>, N<sub>γ</sub> =Factores de capacidad de carga

dq,iq,sq,tq,rq=Factores adimensionales para considerar diversos efectos



La siguiente figura, extraída de la Guía de cimentaciones para obras de carretera, muestra un esquema aproximado de las dimensiones y las cargas a considerar en los cálculos:

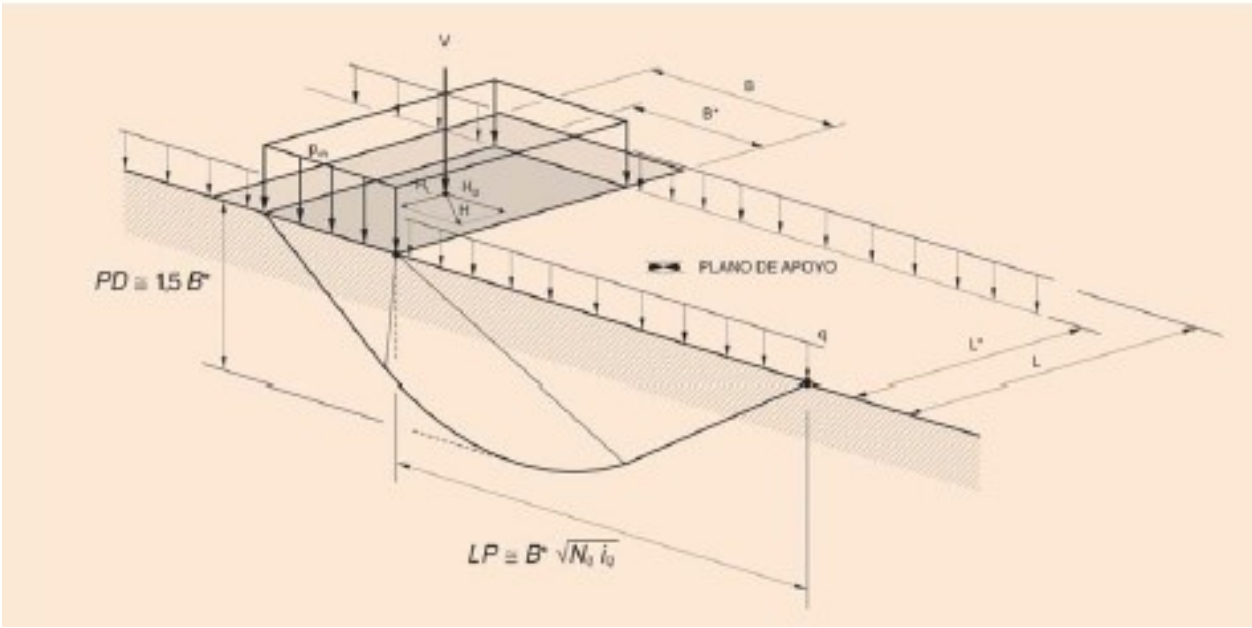


Figura 7: Esquema de cimentación tipo (GCOC)

Se realizarán las comprobaciones a largo plazo, ya que es un suelo granular y será lo más desfavorable.

Factores de capacidad de carga  $N_q$ ,  $N_c$ ,  $N_\gamma$

Los cálculos se han realizado para  $\phi'=33^\circ$ , que será el ángulo de rozamiento del terreno del estrato B2.

Según la GCOC, los factores de capacidad de carga vienen dados por las siguientes expresiones:

$$N_q = \frac{1 + \text{sen}(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')} * e^{\pi * \text{tg}(\phi')} = \frac{1 + \text{sen}(33)}{1 - \text{sen}(33)} * e^{\pi * \text{tg}(33)} = 26.09$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg}(\phi')} = 38.64$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q - 1) * \text{tg}(\phi') = 32.59$$

Factores de forma  $s_{q_1}$ ,  $s_{c_1}$ ,  $s_{\gamma_1}$

Para tener en cuenta la forma, en planta, de la cimentación, la GCOC facilita los siguientes coeficientes:

$$s_q = s_c = 1 + \frac{B'}{L'} * \frac{N_q}{N_c} = 1 + \frac{3.404}{19.5} * \frac{26.09}{38.64} = 1.118$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 * \frac{B'}{L'} = 1 - 0.3 * \frac{3.404}{19.5} = 0.948$$

Factores de inclinación  $i_{q_1}$ ,  $i_{c_1}$ ,  $i_{\gamma_1}$

La inclinación de las cargas tiene un efecto importante en la capacidad portante del terreno y por dicho motivo debe realizarse un cálculo específico de los coeficientes reductores correspondientes. Los valores que recomienda la Guía de cimentaciones para obras de carretera dependen del valor de las acciones horizontales y verticales que previamente deben ser conocidas.

Las fórmulas que permiten el cálculo de estos coeficientes son las siguientes:

$$i_q = (1 - 0.7 * \text{tg}(\delta B))^3 * (1 - \text{tg}(\delta L)) = (1 - 0.7 * 0.29)^3 * (1 - \text{tg}(0)) = 0.507$$

$$i_c = \frac{i_q * N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{0.507 * 26.09 - 1}{26.09 - 1} = 0.4874$$

$$i_\gamma = (1 - \text{tg}(\delta B))^3 * (1 - \text{tg}(\delta L)) = (1 - 0.29)^3 * (1 - 0) = 0.358$$

Siendo  $\delta B$  y  $\delta L$  los ángulos de la inclinación de la carga respecto a la vertical

Factores de profundidad:  $d_{q_1}$ ,  $d_{c_1}$ ,  $d_{\gamma_1}$

El terreno que existe sobre el plano de cimentación colabora de una manera pasiva, pero eficaz, frente al hundimiento. Dicha colaboración se debe fundamentalmente a su peso propio, aunque también puede contribuir con su resistencia al corte.

La colaboración debida al peso se introduce a través del parámetro  $q$ , indicado en la formulación precedente.

En general no es prudente contar con la colaboración debida a la resistencia al corte del terreno situado por encima del plano de apoyo.

TABLA 4.7. HUNDIMIENTO: COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO
Casi permanente (*)	$F_1 \geq 3,00$
Característica	$F_2 \geq 2,60$
Accidental	$F_3 \geq 2,20$

Figura 8: Tabla 4.7 GCOC

Así pues, al tratarse de una cimentación superficial, los valores de los factores de profundidad se pueden aproximar a la unidad.

$$d_q = d_c = d_\gamma = 1$$

Factores relacionados con la inclinación del plano de apoyo  $r_{q_1}$ ,  $r_{c_1}$ ,  $r_{\gamma_1}$

Puesto que no se dispone de inclinación en el plano de apoyo de la cimentación, dichos factores valen la unidad.

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

Efecto de la proximidad de la cimentación a un talud:  $t_q, t_c, t_\gamma$

Como este no es el caso de una cimentación próxima a un talud ni a media ladera, el ángulo  $\psi$  de la figura 4.7 de la GCOC es nulo y por lo tanto, los factores  $t_q, t_c, t_\gamma$  valen lo siguiente:

$t_q = (1 - 0.8 \cdot \text{tg}(\psi))^5 = 1$

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

$t_\gamma = t_q = 1$

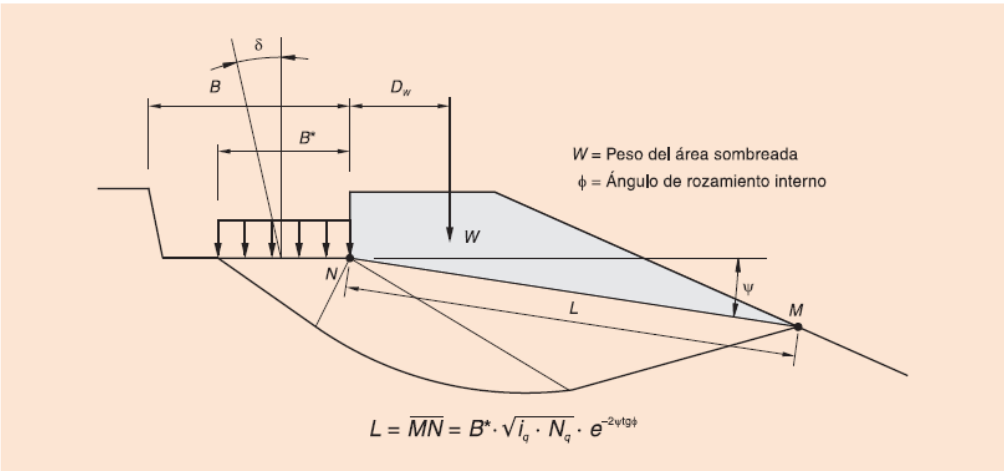


Figura 9: Terreno con pendiente en la zona pasiva (GCOC)

Introduciendo en la fórmula nombrada en un principio los valores de los factores calculados, se obtiene la siguiente carga de hundimiento.

$P_{vh} = 1115.71 \text{ kN/ml}$

Con lo que obtenemos un factor de seguridad,

$$F = \frac{P_{vh-Ned}}{\frac{N + W_{muro} + W1 + W2}{B' \cdot L'} - q} \geq 3 \text{ para todas las situaciones}$$

$F = 3.59 \geq 3 \text{ para todas las situaciones} \rightarrow \text{Cumple}$

3.3.2. Deslizamiento

El deslizamiento del muro acostumbra a ser el caso más crítico si el muro es demasiado alto o en muros en L sin talón (L invertida).

Se trata de analizar si la resistencia al corte del contacto terreno-muro en la base es superior a los esfuerzos tangentes en la misma (resultante de esfuerzos paralela a la base) con un factor de seguridad.

Para estimar la resistencia al corte en la base se puede plantear la condición de rotura de Mohr-Coulomb:

$\tau = a + \sigma v \cdot \tan(\delta)$

Donde a es la adherencia y  $\delta$  el ángulo de rozamiento terreno-muro en la base.

En todo caso  $a \leq c$  y  $\delta \leq \phi$ , ya que en caso contrario la rotura se produciría por el terreno y no por la superficie de contacto.

Suponiendo que la base del muro es horizontal, la resultante de las acciones normales a la misma será:

$Ned + W1 + W2 + W_{muro} + Eav - Epv + \xi v$

Donde  $\xi v$  es la resultante vertical de otras posibles acciones permanentes. Sin embargo el axil que proviene del tablero no se tendrá en cuenta, ya que es la situación más desfavorable y corresponde a la fase de construcción.

Por su parte la resultante de acciones desestabilizadoras (tangentes a la base) serán:

$Eah - Eph + \xi h$

Donde  $\xi v$  es la resultante horizontal de otras posibles acciones permanentes.

La acción resistente en la base será por tanto:

$$\sum F_{resistente} = B \left( a + \frac{(W1 + W2 + W_{muro} + Eav - Epv + \xi v)}{B} \cdot \tan(\delta) \right)$$

Por lo que el factor de seguridad al deslizamiento queda por tanto como:

$$FS_{deslizamiento} = \frac{a \cdot B + (W1 + W2 + W_{muro} + Eav - Epv + \xi v) \cdot \tan(\delta)}{Eah - Eph + \xi h}$$

Y en este caso, del lado de la seguridad, se desprecia la adherencia y el empuje pasivo, ya que no se puede asegurar la existencia de éste durante toda la vida útil de la estructura que se está proyectando. Además la cohesión del terreno donde apoya la cimentación, arenas (B2), se ha adoptado nula, ya que resulta lo más desfavorable, aunque realmente este material presente una cierta cohesión.

Así pues el factor de seguridad al deslizamiento queda de la siguiente forma:

$$FS_{deslizamiento} = \frac{(W1 + W2 + W_{muro} + Eav) \cdot \tan(\delta)}{Eah}$$

De acuerdo con la normativa aplicada, La Guía de Cimentaciones para obras de Carretera, el factor de seguridad al deslizamiento deberá ser mayor o igual a en todos los casos.

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO
Casi permanente (*)	$F_1 \geq 1,50$
Característica	$F_2 \geq 1,30$
Accidental	$F_3 \geq 1,10$

Figura 10: Tabla 4.8 GCOC

A continuación se realizan los cálculos necesarios para llevar a cabo la comprobación resistente de deslizamiento, de acuerdo con lo expuesto anteriormente.

El estrato que se estudiará es el de arenas, denominado de acuerdo con el estudio geotécnico como terreno B2, cuyos parámetros resistentes se adjuntan en la siguiente tabla:

ARENAS (B2)	
$\phi$	33 °
$\gamma_d$	20 kN/m³
C'	0

Puesto que la cimentación se realizará con hormigón “in situ” utilizaremos las siguientes fórmulas, que facilita la norma Guía de cimentaciones para obras de carretera, para considerar la cohesión en el contacto terreno-cimiento Cc, y el ángulo de rozamiento en el contacto terreno-cimiento:

$\tan(\delta) = 0.8 \cdot \tan(\phi) = 0.8 \cdot \tan(0.5756) = 0.519$   
 $C_c = C = 0$

Seguidamente, pasamos a calcular los empujes de de tierras sobre el muro que se está diseñando. Se ha estimado que el peso específico seco,  $\gamma_d$ , del terreno de relleno en el trasdós del muro es igual al de las arenas existentes, por lo que se obtienen los siguientes empujes:

$k_a = \frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'} = \frac{1 - \sin33^\circ}{1 + \sin33^\circ} = 0.2948$

$Ea' = Ea'1 + Ea'2 = Eah = 238.78 \text{ kN/ml}$

Por lo que se obtiene que el factor de seguridad al deslizamiento es:

$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{(W1 + W2 + W_{\text{muro}} + E_{av}) \cdot \tan(\delta)}{Eah} \geq 1.5$

$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{505.24}{238.78} = 2.11 \geq 1.5 \rightarrow \text{Cumple}$

3.3.3. *Vuelco*

De acuerdo con la normativa aplicada, Guía de cimentaciones en obras de carretera, las cimentaciones superficiales sometidas a cargas excéntricas respecto al centro de gravedad de su área de apoyo pueden alcanzar un estado límite último cuando el punto de paso de la resultante de las acciones se aproxima al borde de la cimentación. Este modo de fallo consiste en el giro excesivo del elemento de cimentación y, por ende, de la estructura que sustenta. Es por esta razón por la cual a continuación se realiza esta comprobación.

En esta comprobación se determina que los momentos estabilizadores respecto al punto de giro supuesto son superiores que los momentos volcadores con un factor de seguridad que puede escribirse como:

$F_{\text{vuelco}} = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{volcadores}}} \geq 2 \text{ para situaciones permanentes}$

Los parámetros resistentes del estrato de arenas que nos afecta para esta comprobación se muestran en la siguiente tabla:

ARENAS (B2)	
$\phi$	33 °
$\gamma_d$	20 kN/m³
C'	0

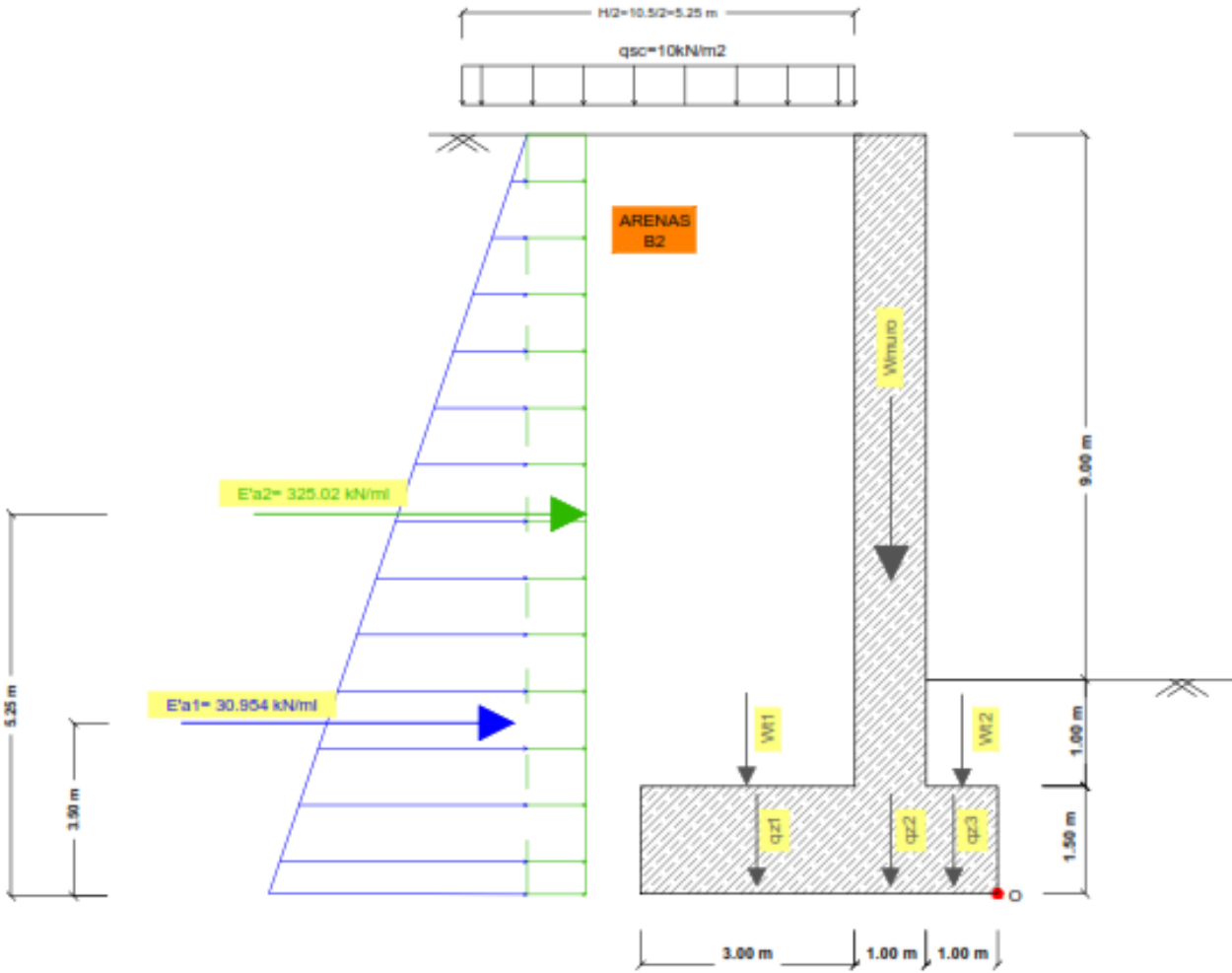


Figura 11: Fuerzas actuantes en el muro del estribo Oberland

Así pues realizando los cálculos oportunos se obtiene que:

$$W1 = 9 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 20 = 540 \text{ kN/ml}$$

$$W2 = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 20 = 20 \text{ kN/ml}$$

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \frac{1 - \sin 33^\circ}{1 + \sin 33^\circ} = 0.2948$$

$$Ea' = Ea'1 + Ea'2 = 355.97 \text{ kN/ml}$$

$$\sum \text{Mestabilizadores} = (qz3 + W1) \cdot \frac{V1}{2} + (W2 + qz1) \cdot \left( V1 + hb + \frac{V2}{2} \right) + (W_{\text{muro}} + qz2) \cdot \left( V1 + \frac{hb}{2} \right)$$

$$\sum \text{Mestabilizadores} = (20 + 37.5) \cdot 0.5 + (540 + 112.5) \cdot 3.5 + (225 + 37.5) \cdot 1.5 = 2706.25 \text{ mkN/ml}$$

Como se puede observar, en esta comprobación también es limitante la situación durante la fase constructiva por lo que no se ha considerado el axil que introduce el tablero del puente una vez que se apoye sobre los neoprenos del estribo.

$$\sum \text{Mvolcadores} = Ea'1 \cdot \frac{1}{3} \cdot 10.5 + Ea'2 \cdot 5.25 = 1137.56 \text{ mkN/ml}$$

Por lo tanto se obtiene que:

$$F_{\text{vuelco}} = \frac{\sum \text{Mestabilizadores}}{\sum \text{Mvolcadores}} = \frac{2706.25}{1137.56} = 2.38 \geq 2 \rightarrow \text{Cumple}$$

### 3.3.4. Estabilidad global

En este caso no se ha comprobado la estabilidad global del elemento debido a que queda fuera del alcance del proyecto básico y se deberá analizar mediante las comprobaciones pertinentes. En todo caso, la condición limitante será la del cálculo de asentos y la estabilidad en este caso dependerá de las diferentes curvas de rotura.

## 3.4. Detalles constructivos

### 3.4.1. Drenaje

Un punto importante a considerar es el tenor de agua del terreno, ya que el ángulo de rozamiento interno de las tierras disminuye con el contenido de agua y aumenta con el empuje.

La existencia de agua en el terreno puede producir reblandecimiento de la masa de tierra, modificando la estructura e incrementando el empuje.

Para controlar y eliminar los riesgos posibles por acumulación de agua en la parte posterior del muro, se instalará un sistema de drenaje. Sin embargo, como se está realizando un Proyecto Básico, no se dimensionarán y por consiguiente, únicamente se dejarán indicados los elementos de drenaje en los croquis finales.

De acuerdo con el artículo 6.3.7 de la normativa aplicada (GCOC), se instalará un dren vertical (ya sea realizado con arena, con un geocompuesto o con otros procedimientos) en la cara del trasdós del muro, un colector y un sistema de evacuación al exterior, mechinales. Adicionalmente como se quiere cuidar el aspecto exterior visto del muro, se impermeabilizará éste (juntas de construcción con bandas impermeables y de sellado del paramento del trasdós)

### 3.4.2. Juntas

Al tratarse de un muro de 15 metros de longitud, no son necesarias las juntas de dilatación. Sin embargo, aunque no es objeto de este Proyecto Básico, se quiere remarcar que se tendrán juntas de hormigonado, que vendrán dadas por el Plan de obra que se desarrolle en el Proyecto de Construcción.

### 3.4.3. Cuñas de transición en el trasdós

En el trasdós del muro, es decir, del estribo resulta más complicado compactar que los terrenos normales, alejados de las estructuras. Es una mala práctica iniciar los rellenos de trasdós sobre un terreno sin sanear que puede presentar una compacidad reducida (como ocurre en este caso, de acuerdo con el informe geotécnico, las arenas que se tienen son difíciles de compactar, por lo que se recuerda que se compacten con métodos vibratorios y con una adición de agua) y a veces incluso restos o vertidos no controlados, procedentes en ocasiones, de la propia actividad de construcción. Como consecuencia, pueden aparecer asentamientos diferenciales importantes en la transición relleno-estructura, que en este caso son críticos ya que al estar proyectando una estructura hiperestática estos asentamientos diferenciales pueden provocar una redistribución de esfuerzos en la estructura que no se ha previsto y por lo tanto puede comprometer su estabilidad. Es por esto que este apartado tiene una gran importancia y se considera uno de los puntos críticos para el proceso constructivo.

Para evitar ese efecto potencial, se ha decidido limpiar y sanear bien la base donde ha de apoyarse el relleno de trasdós en la zona próxima al estribo (cuña de transición) y realizarlo con los materiales que marca la norma aplicada (GCOC), aunque se intentará optimizar al máximo el material que se tiene en obra. En todo caso se estará a lo dispuesto en el artículo 332 <<Rellenos localizados>> del Pliego de Prescripciones Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG-3). En particular los materiales tipo M-1, M-2 y M-3 deberán cumplir las condiciones indicadas en dicho artículo.

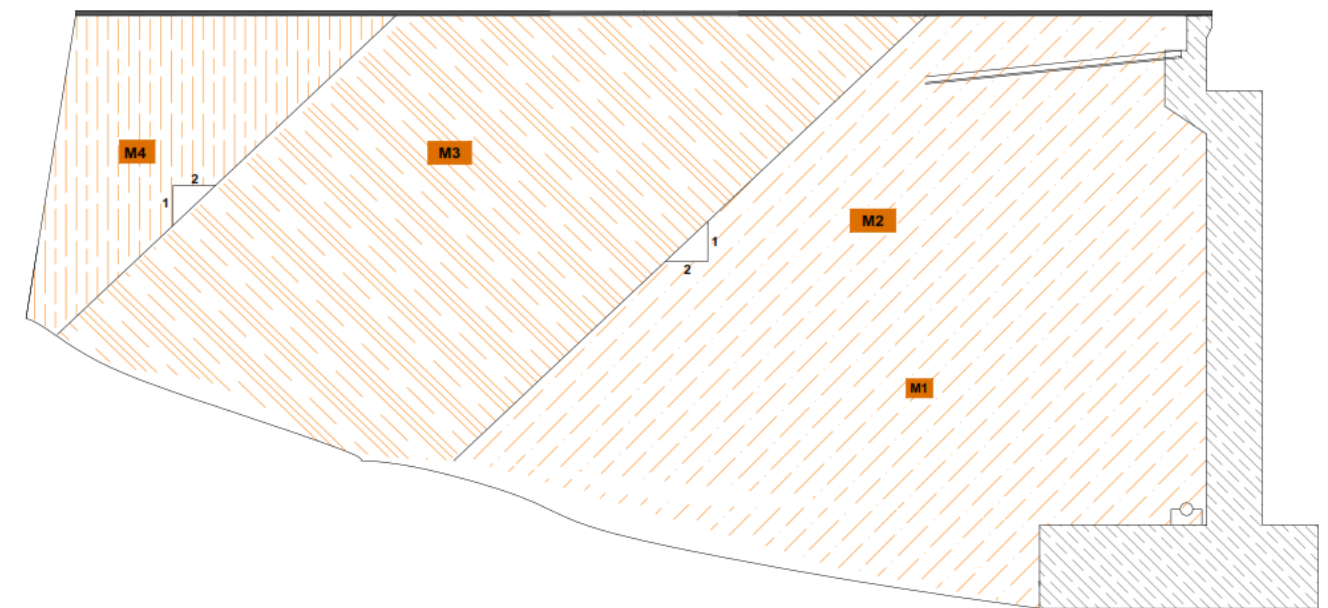


Figura 12: Cuñas de transición en el trasdós



Características de los materiales	
M1	➤ Material granular (tratado con cemento en su caso)
M2	➤ Material granular ( suelos adecuado o seleccionado, tratados con cemento en su caso) compactado hasta una densidad relativa aproximada $D_r > 95\%$
	➤ $\gamma_d > \gamma_{PM}$ en material coronación
M3	• Suelo adecuado o seleccionado
	• $\gamma_d > 0.95 \cdot \gamma_{PM}$ en el núcleo
	• $\gamma_d > \gamma_{PM}$ en material coronación
M4	• Relleno general

(\*) Véase los artículos 332 <<Rellenos localizados>> , 330, 331 y 333 del PG-3

Como ya se ha indicado, se realizarán los ensayos necesarios para ver la aptitud de las tierras disponibles en la obra, para conseguir optimizar la compensación de tierras, pero siempre y cuando cumplan las exigencias anteriormente descritas.

3.4.4. Protección del paramento externo

En las inmediaciones de los estribos han de interrumpirse las cunetas de drenaje, de recogida de aguas superficiales. El desvío de estas cunetas debe hacerse cuidadosamente para evitar erosiones posteriores.

En el caso de muros abiertos, como es el caso, resulta de especial importancia proteger el relleno delantero, pues éste juega un papel estructural importante en el soporte del estribo. La protección puede hacerse con alguno de los procedimientos siguientes:

- a) Cubrición con escollera o mampostería careada (encachado)
- b) Losa de hormigón
- c) Vegetación de crecimiento forzado

3.4.5. Inspección, auscultación y conservación

Los principales aspectos a controlar, desde el punto de vista geotécnico, se refieren al drenaje y a los movimientos.

Para confirmar el funcionamiento correcto del drenaje, en general, es suficiente con la comprobación de la continuidad de los drenes. A estos efectos, el en Proyecto de Construcción se deberá disponer el trazado, los diámetros y las salidas del drenaje y su recogida, con amplitud suficiente para su inspección posterior.

En el caso que se determine la necesidad o conveniencia de auscultación de los movimientos del muro, resultará del máximo interés la instalación de referencias fijas en su cabeza, de manera que se pueda renivelar en cualquier momento.

3.4.6. Revestimiento

Como ya se ha mencionado, al estar diseñando el estribo de un puente urbano, el aspecto estético adquiere gran importancia. Es por este motivo por el cual se ha decidido que, una vez ejecutado el muro (estribo) se realizará un revestimiento de este mediante un acabado Ribazo de la casa comercial Forte, u otro similar.

3.4.7. Armado

Para ver el armado del muro que se ha diseñado se remite al lector al Anejo Cálculo Estructural, donde se ha realizado éste. Como se puede observar dicho armado se ha realizado mediante un modelo de bielas y tirantes, ya que se trata de una región D, y por tanto no es de aplicación la teoría de Navier.

Para ello se ha empleado el programa facilitado por el departamento de Hormigón Estructural de la UPV: MEFBT

3.5. **Proceso constructivo**

De acuerdo con el artículo 6.3.5.2 de la normativa aplicada (GCOC), “los estribos con cimentación superficial deben construirse sobre zanjas excavadas en el terraplén, después que la construcción de éste haya concluido. Es aconsejable retrasar lo máximo posible la construcción de los estribos flotantes, de manera que el terraplén de apoyo haya sufrido la mayor parte posible del asiento postconstructivo”.

Así mismo en este apartado únicamente se quiere mencionar algunas consideraciones a tener en cuenta, ya que se trata de un Proyecto Básico y no de un Proyecto de Construcción.

A continuación se estable una posible enumeración de las fases constructivas del muro que se ha diseñado, aunque como ya se ha dicho es sólo para tener una idea global del mismo:

1. Replanteo
2. Entibación. Tablestacado (recuperable)
3. Excavación y movimiento de tierras
4. Ejecución del hormigón de limpieza
5. Colocación de la armadura de la zapata
6. Ejecutar el encofrado de la cara interior del muro (intradós)
7. Colocación de la armadura del muro de contención.
8. Encofrado de la cara exterior (extradós)
9. Puesta en obra y vibrado del hormigón.
10. Desencofrado y retirada del tablestacado (recuperable)

Además se indica que en el Proyecto de construcción, se deberán realizar los planos de excavación del cimiento. Dichos planos deben recogerse a escala  $E=1/100$  o más detallada. En estos planos se indicarán los taludes de excavación temporales que deben utilizarse y las medidas de contención provisionales a que haya lugar para poder excavar con la debida seguridad.

Además también se requerirá la definición del drenaje, como ya se ha indicado en apartados anteriores, de la zona de apoyo. Esa definición se realizará en planos a escala  $E=1/100$  o más detallada y con la ayuda de las secciones y detalles (tipos de dren, obras de salida de los drenajes...) que se requieran para su completa ejecución.

La descripción de esta parte de la obra, debe abordarse en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares del Proyecto de Construcción donde, además, figurará el procedimiento de comprobación de las condiciones de cimentación durante la obra, y los criterios de aceptación de aceptación correspondientes.

4. **Diseño y comprobación geotécnica de la pila bajo la torre**

4.1. **Introducción**

La cimentación analizada es una pila aislada del puente de acceso sur a Tempelhofpark, la pila esta empotrada en el tablero así como a la torre de atirantamiento por lo que a la cimentación de llegan fuertes esfuerzos de diversa índole.

Después de un proceso de dimensionamiento en el que se han analizado los condicionantes que tiene el terreno y el comportamiento de la cimentación se ha concluido que la cimentación optima es una cimentación semiprofunda con hormigón pobre.

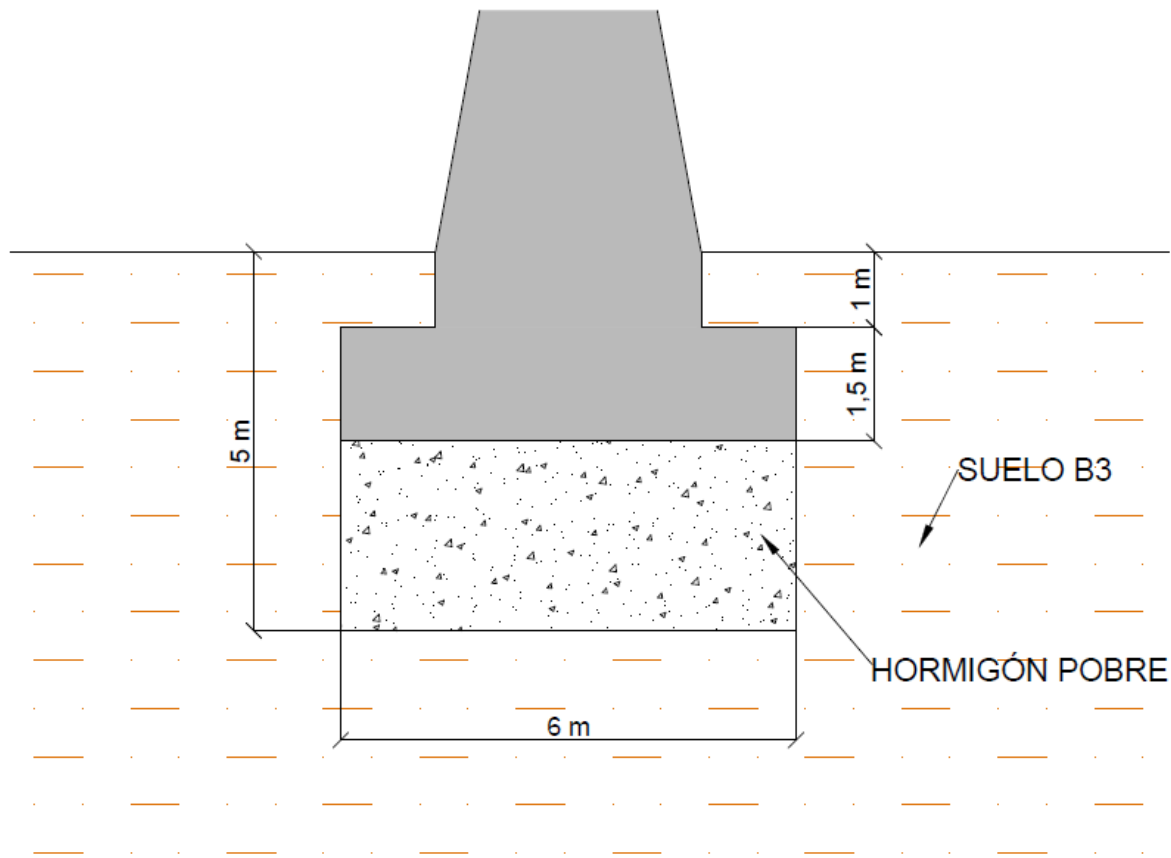


Figura 13: Geometría de predimensionamiento

Se ha decantado por esta tipología de cimentación por varios motivos:

El primero de ellos es que esta cimentación recibe mayores esfuerzos que el resto de cimentaciones del puente por lo que los asientos serian significativamente mayores que otras cimentaciones lo que provocaría una distorsión de la superestructura provocada por el asiento diferencial, por lo que se necesitará una superficie de cimentación considerable y a una cierta profundidad.

El siguiente condicionante es la estabilidad a vuelco ya que la pila transmite grandes momentos desestabilizadores por este motivo la base de la cimentación no puede estar la demasiada profundidad ya que en este caso los momento generados por las fuerzas horizontales generaría problemas por vuelco y por el punto de paso de la resultante.

Por ambos motivos creemos que la mejor solución es una cimentación semiprofunda con hormigón pobre, esta solución permite alcanzar profundidad en la cimentación, pero sin que sea necesario que la base de la zapata (donde se aplica la resultante de esfuerzos) se ejecute a tal profundidad, de esta manera solucionamos el problema de conseguir profundidad en la cimentación sin incrementar los momentos provocado por las fuerzas horizontales y añadimos peso centrador en la pila ya que está sometida a grandes esfuerzos tanto de flexión como de axil.

4.2. **Estabilidad en la fase constructiva**

4.2.1. Tablestacado

Para llevar a cabo la ejecución de la pila del lado Oberland, primero se llevará a cabo una excavación del terreno existente hasta la cota de cimentación, para más tarde encofrar.

Para ejecutar la excavación que se ha mencionado, será necesario el uso de tablestacas. Por lo tanto, se ha llevado a cabo el cálculo de éstas.

La d que podemos ver en la figura es la distancia sin la necesaria para que se produzca contraempuje que es de 0.20\*d. Por tanto, la distancia de empotramiento total d<sub>s</sub> será de 1.2\*d.

Las características del terreno en el que nos encontramos serán las siguientes:

$\phi'$	32°
$\gamma$	18 kN/m <sup>3</sup>
$c'$	0

Calculamos la profundidad necesaria de empotramiento y el momento máximo.

Trasdós

Se toma el origen del eje de z en la superficie del terreno en el trasdós.

$$\sigma_v = 18 * z + 10 \text{ kN/m}^2$$

$$u = 0$$

$$\sigma'_v = 18 * z + 10 \text{ kN/m}^2$$

$$e'_a = \sigma'_v * k_a - 2c'\sqrt{k_a}$$

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} = \frac{1 - \text{sen}32^\circ}{1 + \text{sen}32^\circ} = 0.3073$$

$$e'_a = (18 * z + 10) * 0.3073 = 5.5314 * z + 3.073 \text{ kN/m}^2$$

Para

$$z = 0 \quad \rightarrow \quad e'_a = 3.073 \text{ kN/m}^2$$

$$z = 2.5 + d \quad \rightarrow \quad e'_a = 5.5314 * (5 + d) + 3.073 = 30.698 + 5.5314 * d$$



Intradós

Se toma el origen del eje z en la superficie del terreno en el intradós.

$$\sigma_v = 18 * z \text{ kN/m}^2$$

$$u = 0$$

$$\sigma'_v = 18 * z \text{ kN/m}^2$$

$$e'_p = \sigma'_v * k_p - 2c' \sqrt{k_p}$$

$$k_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \frac{1 + \sin 32^\circ}{1 - \sin 32^\circ} = 3.255$$

$$e'_p = 18 * z * 3.255 = 58.59 * z \text{ kN/m}^2$$

Suponemos un coeficiente reductor de 2 para los empujes pasivos. Por tanto:

$$e'_p = \frac{58.59 * z}{2} = 29.295 * z \text{ kN/m}^2$$

Para:

$$z = 0 \quad \rightarrow \quad e'_p = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$z = d \quad \rightarrow \quad e'_p = 29.295 * d \text{ kN/m}^2$$

En la tablestaca se obtienen las siguientes presiones.

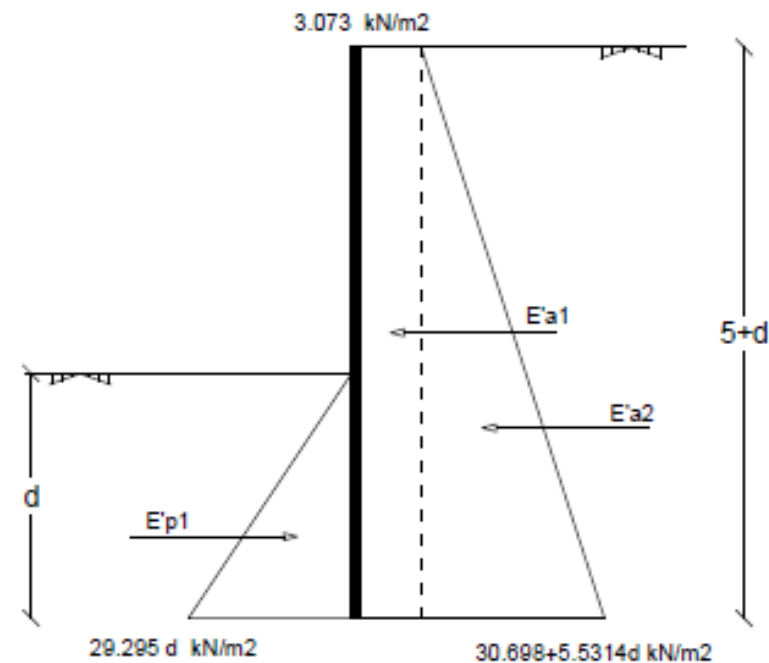


Figura 14: Presiones en la tablestaca

Empujes

Activos:

$$E'_{a1} = 3.073 * (5 + d) = 15.365 + 3.073 * d$$

$$E'_{a2} = \frac{1}{2} * (30.698 + 5.5314 * d) * (5 + d) = 2.7657 * d^2 + 29.1775 * d + 76.745$$

Pasivo:

$$E'_{p1} = \frac{1}{2} * 29.295 * d * d = 14.6475 * d^2$$

Sumatorio de momentos en las base del muro

$$\Sigma M = 0 = E'_{a1} * d_{E'a1} + E'_{a2} * d_{E'a2} - E'_{p1} * d_{E'p1}$$

$$\Sigma M = (15.365 + 3.073 * d) * \frac{(5 + d)}{2} + (2.7657 * d^2 + 29.1775 * d + 76.745) * \frac{(5 + d)}{3} - 14.6475 * d^2 * \frac{d}{3}$$

$$\Sigma M = -3.9606 * d^3 + 15.8718 * d^2 + 89.576 * d + 166.3225 = 0$$

Resolviendo

$$d = 7.67 \text{ m}$$

Y como se ha dicho anteriormente

$$d_s = 1'2 * d = 1'2 * 7.67 \approx 9.2 \text{ m}$$

Momento máximo en la tablestaca

$$M_{\max} = \frac{1}{2} * k_a * \gamma * (H + z_s)^2 * \frac{1}{3} * (H + z_s) - \frac{1}{F} * \frac{1}{2} * k_p * \gamma * z_s^2 * \frac{1}{3} * z_s$$

Donde  $F = 2$  y  $z_s = \frac{H}{\frac{k_p}{k_a} - 1}$ , por tanto,

$$z_s = \frac{5}{\frac{3.255}{\sqrt{2}} - 1} = 3.84 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{2} * 0.3073 * 18 * (5 + 3.84)^2 * \frac{1}{3} * (5 + 3.84) - \frac{1}{2} * \frac{1}{2} * 3.255 * 18 * 3.84^2 * \frac{1}{3} * 3.84 = 360.395 \text{ kNm}$$

En ambos lados de la excavación las condiciones son las mismas por lo que en ambos lados se pondrán las mismas tablestacas.

### 4.3. Comprobaciones resistentes

#### 4.3.1. Hundimiento

Suponemos que para la comprobación de hundimiento la combinación de esfuerzos más desfavorable es aquella donde el axil es máximo

Esfuerzos de la superestructura:

$$V' = 10433.896 \text{ kN}$$

$$HB' = -31.525 \text{ kN}$$

$$HL' = 356.17 \text{ kN}$$

$$ML' = -1205.574 \text{ kN*m}$$

$$MB' = 6020.5821 \text{ kN*m}$$

Esfuerzos en plano de cimentación:

$$V = V' + \text{Peso de zapata} + \text{Peso de terreno} + \text{Peso no considerado en SAP}$$

$$V = 10433.896 + 1350 + 567 + 112.5 = 12463.396 \text{ kN}$$

$$HB = HB' = -31.525 \text{ kN}$$

$$HL = HL' = -356.17 \text{ kN}$$

$$ML = ML' = 1205.574 \text{ kN*m}$$

$$MB = MB' = 6020.582 \text{ kN*m}$$

El cortante genera momentos opuestos al momento existente, por lo tanto, no se considera su momento opuesto del lado de la seguridad.

Con los esfuerzos en cota de cimentación obtenemos la cimentación rectangular equivalente (FIGURA 4.2)

$$B' = 5.018 \text{ m}$$

$$L' = 5.704 \text{ m}$$

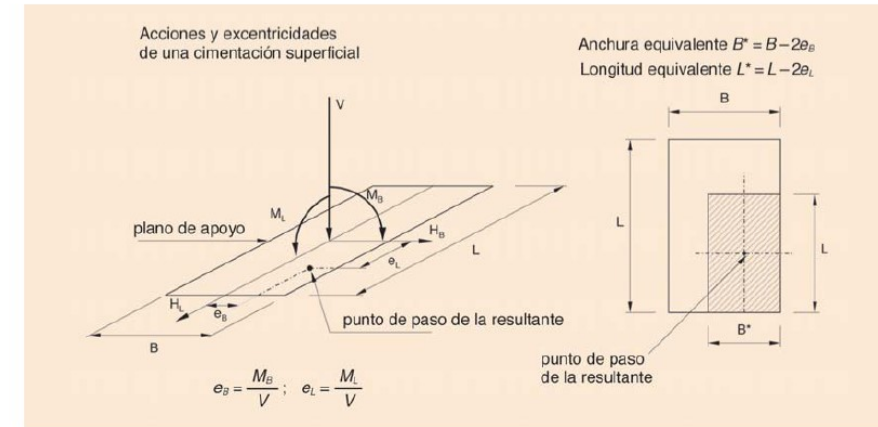


Figura 15: Figura 4.2 GCOG

El modo de fallo denominado «hundimiento» se produce cuando la capacidad de soporte del terreno es inferior a la carga que transmite la cimentación al terreno.

Cálculo analítico de la carga de hundimiento:

Para la carga de hundimiento, la GCOG recomienda la expresión de Brinch-Hansen (1973), que tiene en cuenta la forma de la zapata, cargas excéntricas y la profundidad, aunque con algunos cambios añadidos:

$$pyh = q * Nq * dq * iq * sq * tq * rq + c * Nc * dc * ic * sc * tc * rc + \frac{1}{2} * \gamma * B' * Ny * dy * iy * sy * ty * ry$$

Siendo:

pvh=Presión vertical de hundimiento

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

c=Cohesión de cálculo

$\gamma$ =Peso específico del terreno

B'=Anchura equivalente del cimientto

Nq, Nc, N $\gamma$ =Factores de capacidad de carga

dq, iq, sq, tq, rq= Factores adimensionales para considerar el efecto de la resistencia a corte local, la inclinación de la carga, la forma de la cimentación, la proximidad de la cimentación a un talud y la inclinación del plano de apoyo. Los subíndices q, c, y, indican cuál de los tres términos de la fórmula polinómica deben aplicarse.

Aunque sea un suelo granular y se deba considerar los cálculos tanto a largo como a corto plazo, este último no se realiza puesto que es menos desfavorable. Por lo tanto el cálculo se realiza a largo plazo con los parámetros efectivos del suelo ( $\phi'$  y  $c'$ )

Factores de capacidad de carga  $Nq$ ,  $Nc$ ,  $N\gamma$ 

Los cálculos se han realizado para  $\phi'=33^\circ$

Según la GCOC, los factores de capacidad de carga vienen dados por las siguientes expresiones:

$$Nq = \frac{1 + \text{sen}(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')} * e^{\pi * \text{tg}(\phi')} = \frac{1 + \text{sen}(33)}{1 - \text{sen}(33)} * e^{\pi * \text{tg}(33)} = 26.1$$

$$Nc = \frac{Nq - 1}{\text{tg}(\phi')} = 38.64$$

$$N\gamma = 2 * (Nq - 1) * \text{tg}(\phi') = 32.59$$

Factores de forma  $s_q$ ,  $s_c$ ,  $s\gamma$ 

Según la GCOC, los factores de forma vienen dados por:

$$s_q = s_c = 1 + \frac{B'}{L'} * \frac{Nq}{Nc} = 1.594$$

$$s\gamma = 1 - 0.3 * \frac{B'}{L'} = 0.736$$

Factores de inclinación  $i_q$ ,  $i_c$ ,  $i\gamma$ 

Los factores de inclinación vienen dados por las siguientes expresiones:

Siendo  $\delta B$  y  $\delta L$  los ángulos de la inclinación de la carga respecto a la vertical

$$\text{tg}(\delta B) = HB/V = 0.00252$$

$$\text{tg}(\delta L) = HL/V = 0.0285$$

$$i_q = (1 - 0.7 * \text{tg}(\delta B))^3 * (1 - \text{tg}(\delta L)) = 0.953$$

$$i_c = \frac{i_q * Nq - 1}{Nq - 1} = 0.951$$

$$i\gamma = (1 - \text{tg}(\delta B))^3 * (1 - \text{tg}(\delta L)) = 0.951$$

Factores de profundidad  $dq$ ,  $dc$ ,  $d\gamma$ 

El terreno que existe sobre el plano de cimentación, colabora de forma pasiva pero eficaz frente a hundimiento. En general no es prudente contar con la colaboración con la colaboración debida a la resistencia a corte del terreno situado por encima del plano de apoyo. Por lo que consideraremos los factores iguales a la unidad.

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

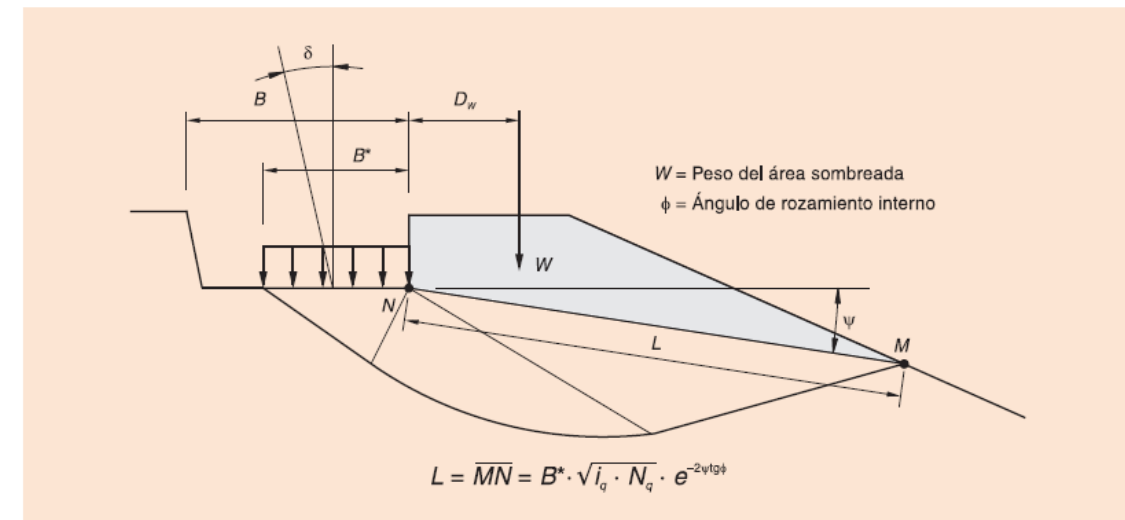
Factores de inclinación  $tq$ ,  $tc$ ,  $t\gamma$ 

Como este no es el caso de una cimentación próxima a un talud ni a media ladera, el ángulo  $\psi$  de la figura 4.7 de la GCOC es nulo y por lo tanto, los factores  $tq$ ,  $tc$ ,  $t\gamma$  valen lo siguiente:

$$tq = (1 - 0.8 * \text{tg}(\psi))^5 = 1$$

$$tc = \frac{tq * Nq - 1}{Nq - 1} = 1$$

$$t\gamma = tq = 1$$

Factores relacionados con la inclinación del plano de apoyo  $r_q$ ,  $r_c$ ,  $r\gamma$ 

Puesto que no se dispone de inclinación en el plano de apoyo de la cimentación, dicho factores valen la unidad.

$$r_q = r_c = r\gamma = 1$$

Cálculo de la carga de hundimiento

La zapata se realizará entre el sondeo 3/12 y el sondeo 5/12, la información geotécnica se obtendrá del sondeo 4/12 el cual se encuentra entre estos aunque no aparezca representado en el perfil estratigráfico.

Como se observa en la imagen en la zona se presentan dos pero el plano de cimentación apoya sobre el estrato más profundo (B3) por lo que solo hay influencia de un estrato.

$$pyh = q * Nq * dq * i_q * s_q * tq * r_q + c * Nc * dc * i_c * s_c * tc * r_c + \frac{1}{2} * \gamma * B' * Ny * dy * i\gamma * s\gamma * t\gamma * r\gamma$$

$$pyh = 4600.148 \text{ kN/m}^2$$

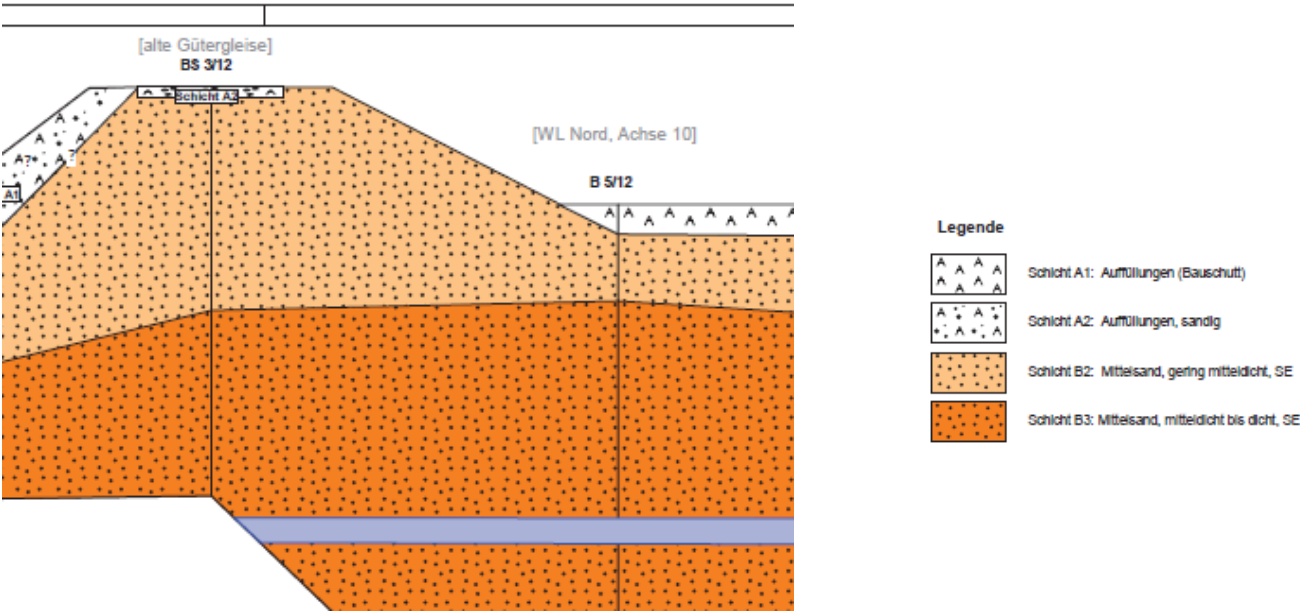


Figura 16. Estratigrafía bajo pila

Pv: Presión vertical que actúa sobre el terreno

$$pv = \frac{\text{Axil superestructura} + \text{peso de zapata} + \text{peso terreno}}{\text{superficie equivalente}}$$
$$pv = \frac{12463.396}{5.019 * 5.704} = 435.38 \text{ kN/m}^2$$

Coefficiente de seguridad frente a hundimiento

TABLA 4.7. HUNDIMIENTO: COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO
Casi permanente (*)	$F_1 \geq 3,00$
Característica	$F_2 \geq 2,60$
Accidental	$F_3 \geq 2,20$

Figura 17: Tabla 4.7 GCOC

$$F = \frac{pvhn}{pvn} = \frac{pvh - q}{pv - q} = \frac{4600.148 - (5 * 18)}{435.38 - (5 * 18)} = 13.058$$

$$F = 13.058 > 3 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

4.3.2. Deslizamiento

Según el apartado 4.6 de la GCOC, no es necesario comprobar el fallo por deslizamiento en aquellas cimentaciones en las que la resultante de cargas actuantes tiene una inclinación máxima, medida respecto a la normal al plano de cimentación, que sea en cualquier situación, inferior al 20% ( $\text{tg } \delta < 0.2$ ).

Suponemos que para la comprobación de deslizamiento la combinación de esfuerzos más desfavorable es aquella donde la horizontal es máxima y el axil mínimo.

Esfuerzos de la superestructura:

$$V' = 11305.19 \text{ kN}$$

$$HB' = 138.37 \text{ kN}$$

$$HL' = 965.05 \text{ Kn}$$

$$MB = \text{No necesario}$$

$$ML = \text{No necesario}$$

Esfuerzos en plano de cimentación

$$V = V' + \text{Peso de zapata} = 12655.19 \text{ kN}$$

$$HB = HB' = 138.37 \text{ kN}$$

$$HL = HL' = 965.05 \text{ kN}$$

$$H = \sqrt{138.37^2 + 965.05^2} = 974.919 \text{ kN};$$

$$\text{tg } \delta = \frac{H}{V} = \frac{974.919}{12655.19} = 0.077 \rightarrow \text{CUMPLE; No necesaria comprobación}$$

No se ha considerado el peso de las tierras ni del tramo excluido en la modelización estructural de forma que se queda del lado de la seguridad.

4.3.3. Vuelco

Suponemos que para la comprobación de vuelco la combinación de esfuerzos más desfavorable es aquella donde el momento es máximo.

Esfuerzos de la superestructura:

$$V' = 9474.025 \text{ kN}$$

$$HB' = -154.925 \text{ kN}$$

$$HL' = -224.261 \text{ kN}$$

$$ML' = 925.00 \text{ kN*m}$$

$$MB' = 12278.29 \text{ kN*m}$$

Esfuerzos en plano de cimentación

$$V = V' + \text{Peso de zapata} + \text{Peso terreno} + \text{Peso no considerado en SAP}$$
$$V = 9474.025 + 1350 + 567 + 112.5 = 11503.525 \text{ kN}$$
$$HB = HB' = -154.925 \text{ kN}$$
$$HL = HL' = -224.261 \text{ kN}$$
$$ML = ML' - D \cdot HL' = 588.608 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
$$MB = MB' - D \cdot HB' = 12045.902 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El factor de seguridad frente a vuelco viene dado por la siguiente expresión:

$$F_v = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}}$$

Se contabiliza como momentos estabilizadores aquellos producidos por la fuerza vertical efectiva sobre el plano de la cimentación y los producidos por cualquier empuje pasivo que el ingeniero quiera contar.

Se contabiliza como momentos volcadores aquellos que sean debidos a las acciones horizontales.

ΣMestabilizadores:

-Tierras sobre zapata = peso del terreno \* distancia al borde =  $567 \cdot \frac{6}{2} = 1701 \text{ kN} \cdot \text{m}$

-Estructura (incluida zapata) =  $(9474.025 + 1350) \cdot \frac{6}{2} = 32472.075 \text{ kN} \cdot \text{m}$

ΣMdestabilizadores:

-Momento provocado por la estructura MB' = 12045.902 kN\*m

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO RÍGIDO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO PLÁSTICO
Casi permanente(*)	$F_1 \geq 2,00$	$F_1 \geq 1,50$
Característica	$F_2 \geq 1,80$	$F_2 \geq 1,30$
Accidental	$F_3 \geq 1,50$	$F_3 \geq 1,10$

Figura 18: Tabla 4.9 GCOC

Usamos el coeficiente de seguridad al vuelco rígido ya que le cálculo del vuelco se ha realizado sin el retranqueo del eje de giro, se ha supuesto que el vuelco se produce girando respecto a la arista inferior del lado del intradós del plano de cimentación.

$$F_v = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}} = \frac{1659 + 40959.3}{13846.6} = 3.08 > 2.00 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Retranqueo del eje de giro

No se ha considerado retranqueo del eje de giro

Paso de la resultante por el núcleo central

Según el apartado 4.7 "Seguridad al vuelco" de la GCOC, resulta muy recomendable que el punto de paso de la resultante quede dentro del núcleo central de la superficie de apoyo del cimiento, debido a que de otra forma el contacto permanente de la cimentación con el terreno, siempre deseable, no quedaría garantizado en el referido plano de apoyo.

Se dice que la resultante pasa por el núcleo central si la excentricidad  $e \leq B/6$ . A continuación se calcula si la resultante pasa por dicho núcleo central:

En el eje L (Lado largo):

$$e_L = ML/V = 588.608/11503.525 = 0.05 \text{ m}$$

$$B/6 = 6/6 = 1 \text{ m}$$

$$e_L < B/6 \rightarrow \text{PASA POR EL NÚCLEO CENTRAL}$$

En el eje B (Lado corto):

$$e_B = MB/V = 12045.902/11503.525 = 1.047 \text{ m}$$

$$B/6 = 6/6 = 1 \text{ m}$$

$$e_B > B/6 \rightarrow \text{NO PASA POR EL NÚCLEO CENTRAL}$$

Con las cargas actuantes la resultante de esfuerzos no pasa por el núcleo central, pero puesto que la condición de núcleo central no se ha cumplido por muy poco y que se está considerando el estado límite para esta comprobación podemos concluir que la cimentación es adecuada ya que para la gran mayoría de las situaciones la zapata no despega.

4.3.4. Estabilidad global

Este estudio no se ha considerado este caso debido a que se trata de una pila en terreno llano y no es susceptible de causar este tipo de fallo por lo que queda fuera del alcance del proyecto básico. La pendiente no supera el 10% y la zona de afección es lo suficientemente amplia para que se pueda omitir la comprobación. En todo caso deberá analizarse posteriormente para asegurar su cumplimiento.

4.4. Detalles constructivos

4.4.1. Armado

Para ver el armado de la pila que se ha diseñado se remite al lector al Anejo Cálculo Estructural, donde se ha realizado éste. Como se puede observar dicho armado se ha realizado mediante un modelo de bielas y tirantes, ya que se trata de una región D, y por tanto no es de aplicación la teoría de Navier.

Para ello se ha empleado el programa facilitado por el departamento de Hormigón Estructural de la UPV: MEFBT



#### 4.4.2. Geometría final

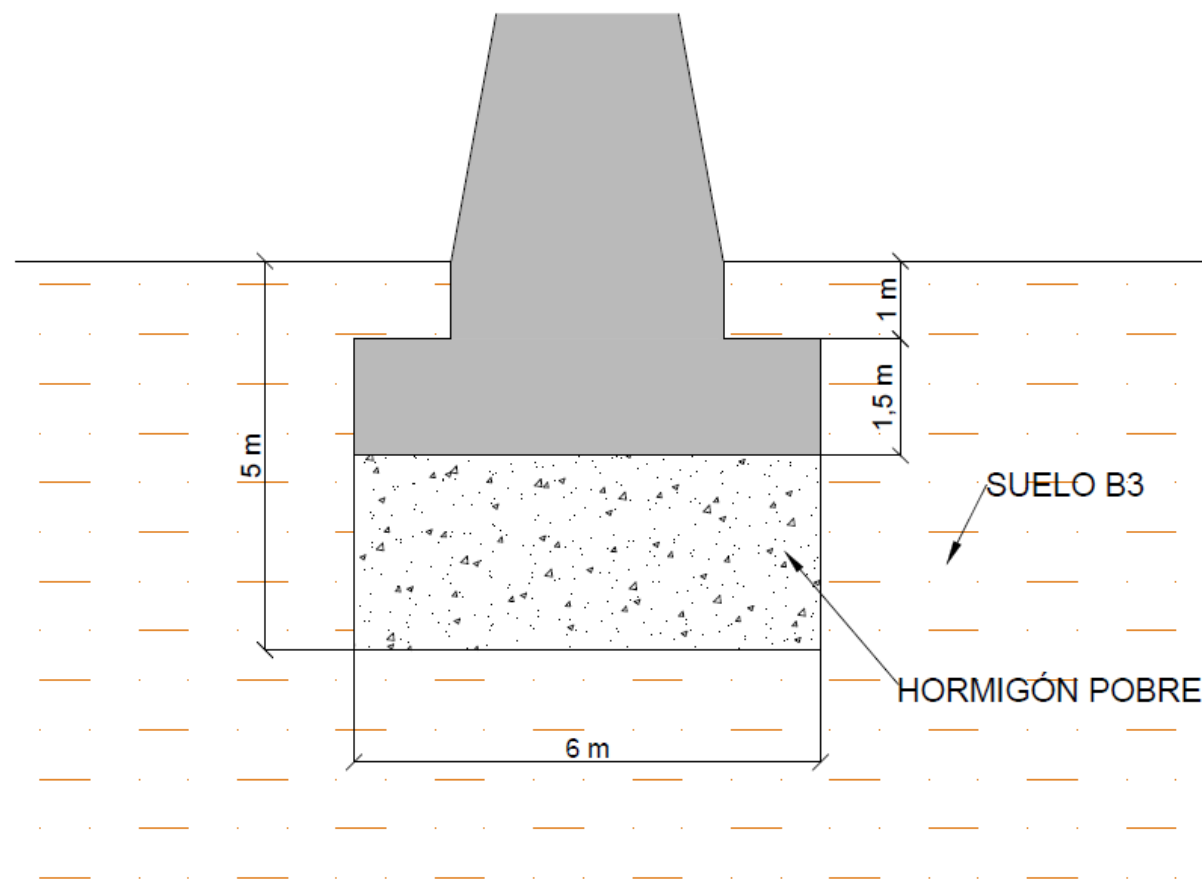


Figura 19: Geometría final de la pila

#### 4.5. Proceso constructivo

En este tipo de cimentación no se requiere un procedimiento especial como en el anterior apartado de muros. Por lo tanto el procedimiento a seguir será el característico de una excavación convencional profunda:

- Entibación provisional
- Excavación
- Vertido de hormigón pobre
- Encofrado de zapata
- Desencofrado y encofrado de la pila
- Hormigonado con las fases que se requieran
- Terminación con rellenos necesarios

La excavación vendrá dada por los procedimientos y recomendaciones de cada fabricante según la entibación a realizar. Véase apartado 4.2.1.

### 5. Diseño y comprobación geotécnica de la pila del lado Tempelhof

#### 5.1. Introducción

La cimentación se encuentra en zona de escombros (desecho de cantera) de forma que el terreno no está compactado y no posee unas cualidades suficientes para una cimentación convencional del puente. Por ello se realizará la cimentación previa mejora del terreno con vibrocompactación, de esta forma se asegurarán los parámetros para hacer factible la cimentación.

Dicha cimentación se realizará de forma que a la hora de realizar la zapata el suelo sobre el que se asienta tenga las cualidades adecuadas. Por ello y previo a la ejecución normal de la zapata se deberá realizar la vibrocompactación del terreno mediante la maquinaria pertinente. Los cálculos de dicha vibrocompactación se muestran a continuación.

De esta forma se puede asegurar la colocación de la cimentación pese a tener un terreno de cualidades insuficientes. Por ello este tipo de procedimiento es adecuado en esta situación y asegura un funcionamiento estructural y geotécnico bueno frente a las solicitaciones y a las exigencias a las que tiene que estar sometida.

#### 5.2. Vibrocompactación

##### 5.2.1. Aplicabilidad

Las principales propiedades geotécnicas de un suelo granular dependen principalmente del estado de compactación, típicamente expresado en términos de densidad relativa. En este sentido:

- Una alta densidad relativa proporciona capacidades de carga altas con asientos reducidos.
- En caso de solicitaciones sísmicas la resistencia a la licuefacción en un suelo granular es función de la densidad relativa.
- El comportamiento del suelo granular, aunque depende de su densidad absoluta, básicamente depende, como se ha visto, de la densidad relativa.

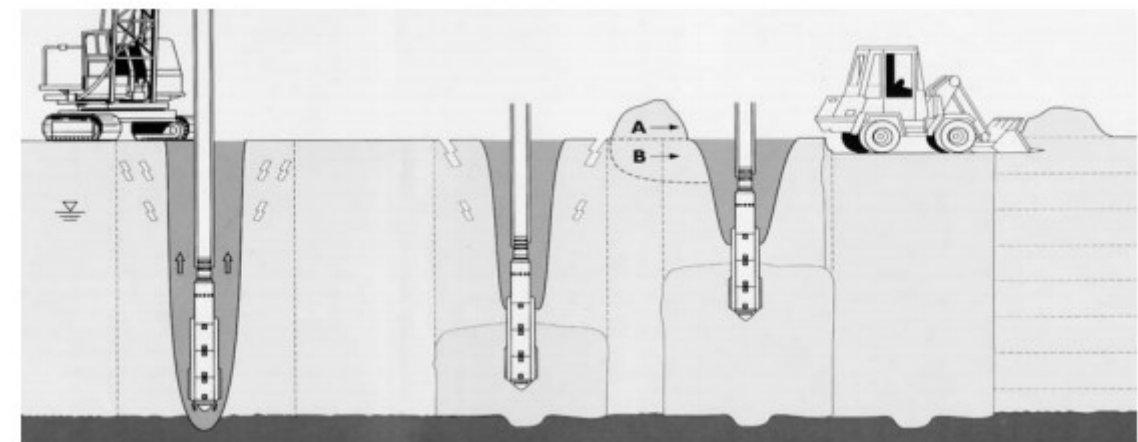


Figura 20: Procedimiento de vibrocompactación

La vibrocompactación se realizará siguiendo el “Manual de técnicas de mejora del terreno”.

En primer lugar veremos si es de aplicabilidad en este caso la vibroflotación al suelo en cuestión ya que debe de cumplir los husos granulométricos además del porcentaje de finos. A continuación se muestra el huso en el cual se debe ajustar nuestra curva granulométrica del suelo por debajo del nivel de la cimentación.



Granulometría a respetar:

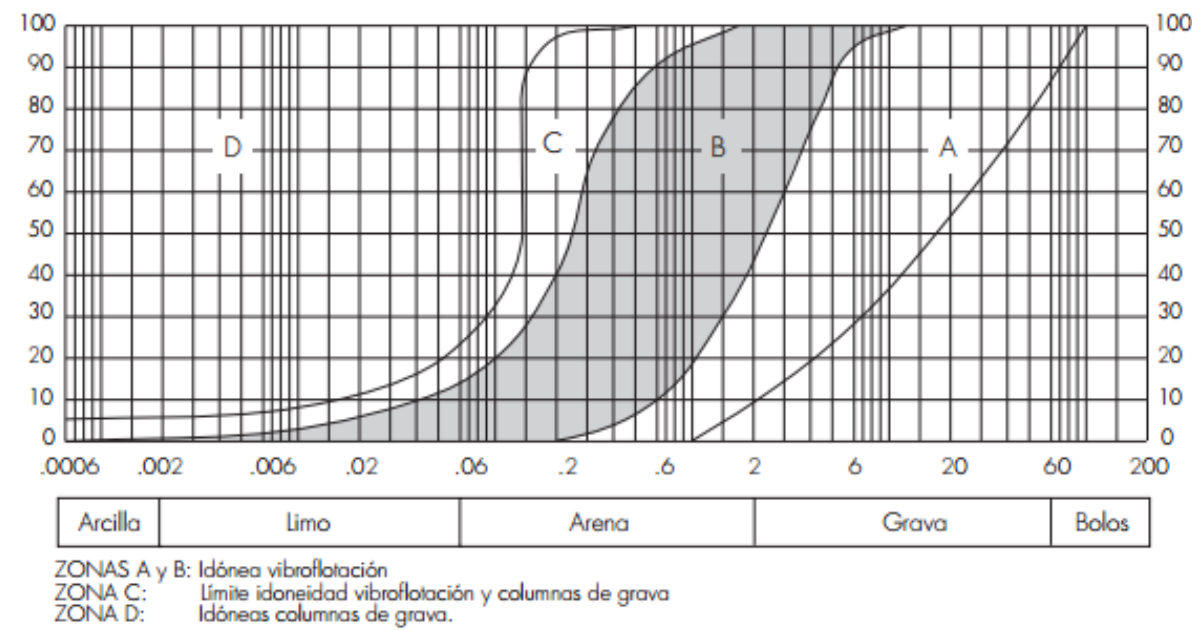


Figura 21: Granulometría Óptima para vibrocompactar

Granulometría del suelo (Ensayo 2-12)

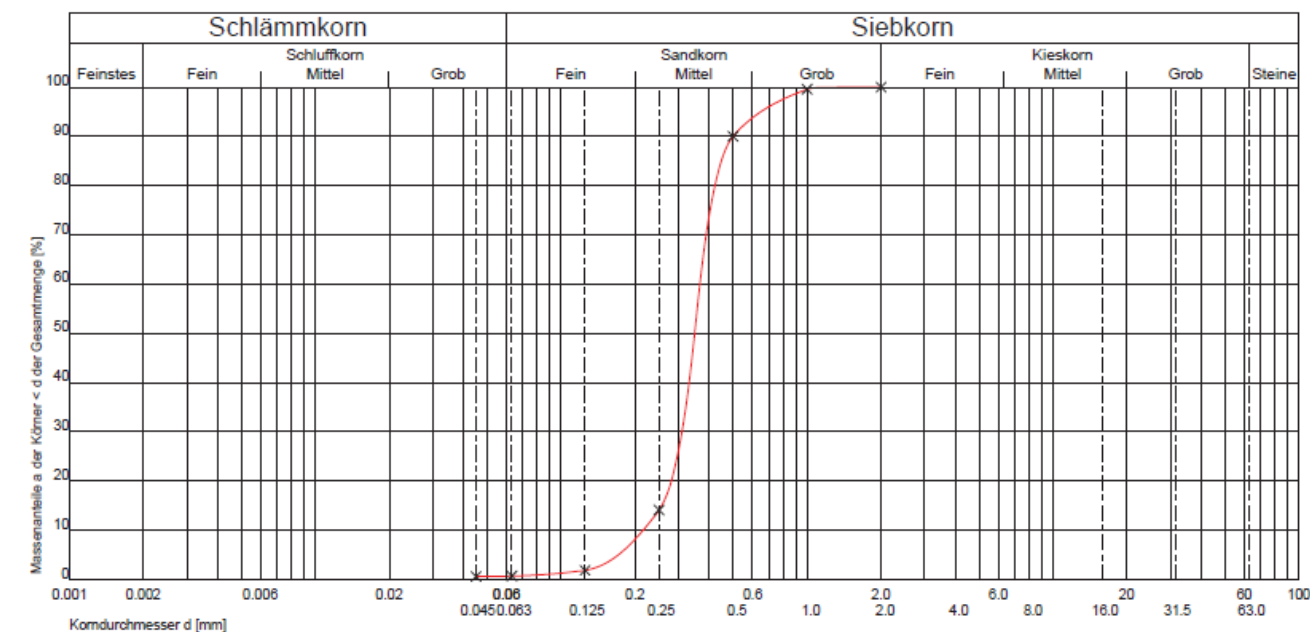


Figura 22: Granulometría obtenida de los ensayos

Observamos que el huso está dentro de los límites de aplicabilidad del método. En general este método es aplicable a suelos granulares con menos de un 18% de fracción fina.

$$FF \cong 9\% < 18\% \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Si observamos el parámetro de Brown que mide la adaptabilidad del suelo a este tipo de mejora obtenemos que:

$$S = 1.7 * \sqrt{\frac{3}{D_{50}^2} + \frac{1}{D_{20}^2} + \frac{1}{D_{10}^2}} = 1.7 * \sqrt{\frac{3}{0.35^2} + \frac{1}{0.29^2} + \frac{1}{0.22^2}} = 12.83$$

$$12.83 < 40 \rightarrow \text{ES APLICABLE EL MÉTODO}$$

Además de ello, cuanto más pequeño sea su valor, mejor se adapta el suelo natural a la vibroflotación.

### 5.2.2. Diseño

La vibroflotación es aplicada en puntos de una malla regular, en triángulos equiláteros (al tresbolillo) o cuadrada, siendo esta última más recomendable debido a que, salvo en zapatas corridas o mejoras generales, es la distribución más efectiva a efectos de compactación, ya que ese efecto decrece con la distancia al punto de aplicación. Para una misma densidad de puntos por unidad de área, la distancia al punto pésimo (centro de los triángulos o cuadrados de la malla) es mínima en la malla regular.

Obteniendo los datos del SPT ( $N'$ ) del estrato de escombros y observando la tabla de correlación entre el SPT y la densidad relativa ( $Dr$ ) obtenemos que:

$$SPT_{medio} = N' = 7.87$$

$$\text{Densidad relativa aproximada} = Dr \cong 30\%$$

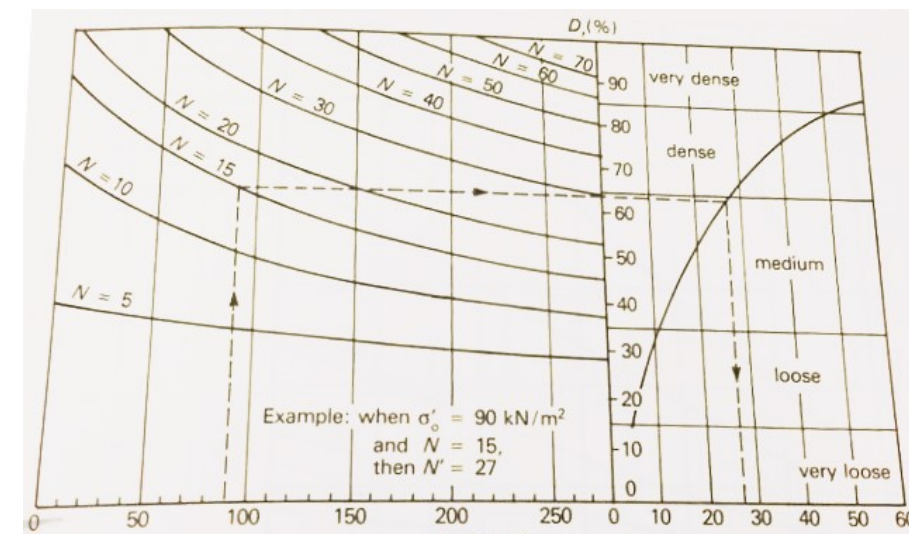


Figura 23: Relación empírica entre SPT y densidad relativa

Obtenemos  $Dr$  mediante las relaciones del SPT:

$$Dr = \frac{Y_{final} - Y_{min}}{Y_{max} - Y_{min}} * \frac{Y_{max}}{Y_{final}} = 0.30$$

Consideramos que el peso específico mínimo es el actual debido a su baja densidad relativa y la densidad que ya posee el mismo:

$$Y_{min} = 16 \frac{KN}{m^3}$$

La densidad máxima se obtiene según la clasificación del escombro que es de SP (Sand Poorly graduated)

- Porcentaje bajo en finos
- Granulometría uniforme

Por lo tanto para alcanzar dicho valor se requiere un  $a_s$  por iteración de aproximadamente 0.5m:

TYPICAL PROPERTIES OF COMPACTED SOILS (NAVFAC DM 7.2, Table 1, p7.2-39)												
Group Symbol	Soil Type	Range of Maximum Dry Unit Weight, pcf	Range of Optimum Moisture, Percent	Typical Value of Compression		Typical Strength Characteristics				Typical Coefficient of Permeability ft/min.	Range of CBR Values	Range of Subgrade Modulus k lbs/cu in
				At 1.4 tsf (20 psi)	At 3.6 tsf (50 psi)	Cohesion (as compacted) psf	Cohesion (saturated) psf	PHI (Effective Stress Friction Angle Degrees)	Tan PHI			
				Percent of Original Height								
GW	Well-graded clean gravels, gravel-sand mixture	125 - 135	11 - 8	0.3	0.6	0	0	>38	>0.79	5 x 10 <sup>-2</sup>	40 - 80	300 - 500
GP	Poorly graded clean gravels, gravel-sand mix	115 - 125	14 - 11	0.4	0.9	0	0	>37	>0.74	10 <sup>-1</sup>	30 - 60	250 - 400
GM	Silty gravels, poorly graded gravel-sand-silt	120 - 135	12 - 8	0.5	1.1	--	--	>34	>0.67	>10 <sup>-6</sup>	20 - 60	100 - 400
GC	Clayey gravels, poorly graded gravel-sand-clay	115 - 130	14 - 9	0.7	1.6	--	--	>31	>0.60	>10 <sup>-7</sup>	20 - 40	100 - 300
SW	Well graded clean sands, gravelly sands	110 - 130	16 - 9	0.6	1.2	0	0	38	0.79	>10 <sup>-3</sup>	20 - 40	200 - 300
SP	Poorly graded clean sands, sand-gravel mix	100 - 120	21 - 12	0.8	1.4	0	0	37	0.74	>10 <sup>-3</sup>	10 - 40	200 - 300
SM	Silty sands, poorly graded sand-silt mix	110 - 125	16 - 11	0.8	1.6	1050	420	34	0.67	5 x 10 <sup>-5</sup>	10 - 40	100 - 300
SM-SC	Sand-silt clay mix with slightly plastic fines.	110 - 130	15 - 11	0.8	1.4	1050	300	33	0.66	2 x 10 <sup>-6</sup>	5 - 30	100 - 300
SC	Clayey sands, poorly graded sand-clay-mix	105 - 125	19 - 11	1.1	2.2	1550	230	31	0.60	5 x 10 <sup>-7</sup>	5 - 20	100 - 300
ML	Inorganic silts and clayey silts	95 - 120	24 - 12	0.9	1.7	1400	190	32	0.62	>10 <sup>-5</sup>	15 or less	100 - 200
ML-CL	Mixture of inorganic silt and clay	100 - 120	22 - 12	1.0	2.2	1350	460	32	0.62	5 x 10 <sup>-7</sup>	--	--
CL	Inorganic clays of low to medium plasticity	95 - 120	24 - 12	1.3	2.5	1800	270	28	0.54	>10 <sup>-7</sup>	15 or less	50 - 200
OL	Organic silts and silt-clays, low plasticity	80 - 100	33 - 21	--	--	--	--	--	--	--	5 or less	50 - 100
MH	Inorganic clayey silts, plastic silts	70 - 95	40 - 24	2.0	3.8	1500	420	25	0.47	5 x 10 <sup>-7</sup>	10 or less	50 - 100
CH	Inorganic clays of high plasticity	75 - 105	36 - 19	2.6	3.9	2150	230	19	0.35	>10 <sup>-7</sup>	15 or less	50 - 150
OH	Organic clays and silty clays	65 - 100	45 - 21	--	--	--	--	--	--	--	5 or less	25 - 100

Notes: All properties are for Conditions of Standard Proctor maximum density, except values of k and CBR, which are for Modified Proctor maximum density. Typical strength values are effective strengths from USBR data. Compression values are for vertical loading with complete lateral confinement.

Figura 24: Densidades secas de materiales compactados

$$\gamma_{max} \cong \frac{19KN}{m^3}$$

En general, las distancias de separación de los puntos oscilan entre 1.8 y 3m (según la casa Keller, de 1.5 a 4m), alcanzándose con una buena aplicación del método densidades relativas del 70 al 80%. En este caso se deberá prestar especial atención al procedimiento empleado y asegurar una excelente vibrocompactación de forma que se asegure al menos un 80% de densidad relativa del material.

$$Dr = \frac{\gamma_{final} - \gamma_{min}}{\gamma_{max} - \gamma_{min}} * \frac{\gamma_{max}}{\gamma_{final}} = 0.8$$

Obteniendo un valor de densidad final de:

$$\gamma_{final} = 18.33 \cong \frac{18KN}{m^3}$$

Con ello ya tenemos los datos iniciales y finales para estimar la separación de la malla de vibrocompactación. Oteo, C. (1997) propone dos expresiones como guía, según el tipo de malla, para la separación entre puntos de la vibroflotación, S:

Como la densidad relativa que se puede alcanzar por ese método es del 80% el SPT máximo que podremos alcanzar viene dado por la tabla 5.2:

$$SPT = 45$$

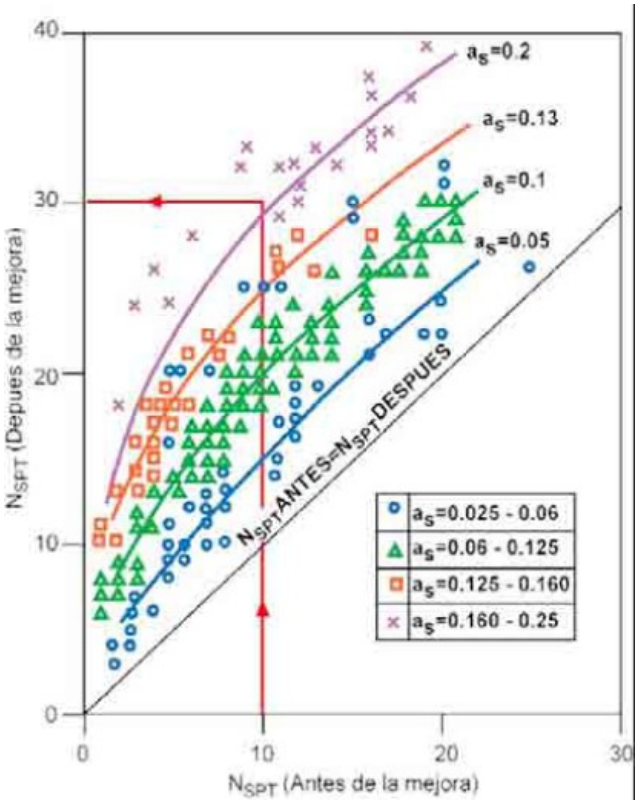


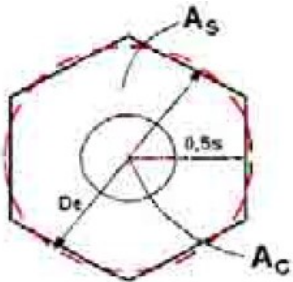
Figura 25: Relación del SPT antes y después de la actuación

$$ITERACIÓN SPT(45) \rightarrow a_s = \frac{\text{ÁREA DE COLUMNA}}{\text{ÁREA ZONA DE INFLUENCIA}} = 0.5$$

As= área zona de influencia

Ac=área de columna

De= diámetro circunscrito



Para mallas cuadradas:

$De = Separación$

La relación entre la interacción Dr alcanzada y separación viene dada por la siguiente figura:

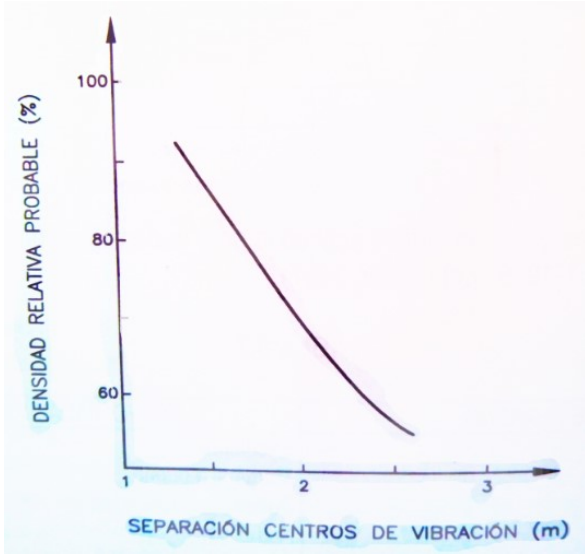


Figura 26: Relación entre separación de vibrocompactación y densidad relativa

Por lo tanto, la separación máxima que podemos alcanzar es de 1,5 metros. El cálculo de la separación viene dado por la siguiente expresión:

Datos teóricos de vibradores profundos:

Frec. Hz	Amplitud mm	Fza. Horiz. kN	Peso kN	Diámetro mm
25-60	6-50	150-700	15-45	300-500

Tomamos el valor del diámetro máximo:

$Ac = \pi * 0.5^2 = 0.785m^2$

$a_s = \frac{Ac}{As} = 0.5 \rightarrow As = 1.57m^2$

Por lo tanto la separación resulta ser:

$S = De = \sqrt{\frac{1.57}{\pi}} * 2 = 1.77m$

Como la separación máxima para asegurar la densidad relativa objetivo es de 1.5m la separación resultante será esa ya que por cálculo queda del lado de la seguridad. De esta forma quedan asegurados el SPT y la densidad relativa final que se requieren en este caso.

$S_{final} = 1.5m$

5.3. Estabilidad en la fase constructiva

En esta cimentación no se requiere ningún procedimiento específico de entibación ni estabilidad. Ello es debido a la poca profundidad a la que se puede situar la cimentación ya que se va a proceder a la mejora del terreno anteriormente descrita. Con lo cual, la excavación se realizará con los taludes necesarios que garanticen la seguridad de los operarios y se llevará a cabo mediante excavación convencional y maquinaria.

5.4. Comprobaciones resistentes

5.4.1. Hundimiento

En la comprobación de hundimiento la combinación de esfuerzos más desfavorable es aquella donde el axil es máximo.

Esfuerzos de la superestructura (ya se incluye pesos de pila)

$V' = 9809.355\text{ kN}$   
 $HB' = 0\text{ kN}$   
 $HL' = 0\text{ kN}$   
 $ML' = 0\text{ kN}\cdot\text{m}$   
 $MB' = 0\text{ kN}\cdot\text{m}$

Esfuerzos en plano de cimentación

$V = V' + \text{Peso de zapata} = 10434.36\text{ kN}$   
 $HB = HB' = 0\text{ kN}$   
 $HL = HL' = 0\text{ kN}$   
 $ML = ML' + D \cdot HL' = 0\text{ kN}\cdot\text{m}$   
 $MB = MB' + D \cdot HB' = 0\text{ kN}\cdot\text{m}$

Con los esfuerzos en cota de cimentación obtenemos la cimentación rectangular equivalente

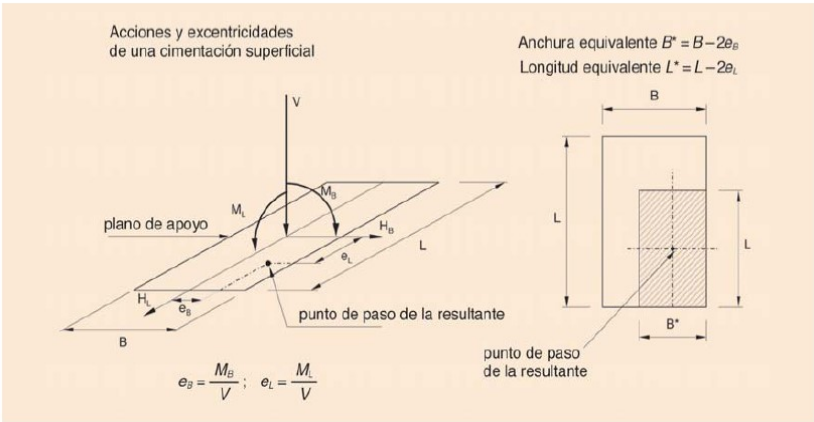


Figura 27: Base equivalente con cargas excéntricas

Cimentación equivalente (no existe excentricidad):

$$B' = B = 5m$$

$$L' = L = 5m$$

Cálculo analítico de la carga de hundimiento:

El modo de fallo denominado «hundimiento» se produce cuando la capacidad de soporte del terreno es inferior a la carga que transmite la cimentación al terreno.

Para la carga de hundimiento, la GCOC recomienda la expresión de Brinch–Hansen (1973), que tiene en cuenta la forma de la zapata, cargas excéntricas y la profundidad, aunque con algunos cambios añadidos:

$$P_{yh} = q * Nq * dq * iq * sq * tq * rq + c * Nc * dc * ic * sc * tc * rc + \frac{1}{2} * \gamma * B' * Ny * dy * iy * sy * ty * ry$$

Siendo:

P<sub>vh</sub>=Presión vertical de hundimiento

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

c=Cohesión de cálculo

γ=Peso específico del terreno

B'=Anchura equivalente del cimient

N<sub>q</sub>, N<sub>c</sub>, N<sub>γ</sub>=Factores de capacidad de carga

d<sub>q</sub>, i<sub>q</sub>, s<sub>q</sub>, t<sub>q</sub>, r<sub>q</sub>=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 plano de apoyo. Los subíndices q, c, γ, indican en cuál de los tres términos de la fórmula polinómica deben aplicarse.

Aunque sea un suelo granular y se deba considerar los cálculos tanto a largo como a corto plazo, este último no se realiza puesto que es menos desfavorable. Por lo tanto el cálculo se realiza a largo plazo con los parámetros efectivos del suelo (φ' y c')

Factores de capacidad de carga N<sub>q</sub>, N<sub>c</sub>, N<sub>γ</sub>

Los cálculos se han realizado para φ'=40°

Según la GCOC, los factores de capacidad de carga vienen dados por las siguientes expresiones:

$$Nq = \frac{1 + \sin(\varphi')}{1 - \sin(\varphi')} * e^{\pi * tg(\varphi')} = \frac{1 + \sin(40)}{1 - \sin(40)} * e^{\pi * tg(40)} = 64.19$$

$$Nc = \frac{Nq - 1}{tg(\varphi')} = 75.31$$

$$Ny = 2 * (Nq - 1) * tg(\varphi') = 106.05$$

Factores de forma s<sub>q</sub>, s<sub>c</sub>, s<sub>γ</sub>

Según la GCOC, los factores de forma vienen dados por:

$$sq = sc = 1 + \frac{B'}{L'} * \frac{Nq}{Nc} = 1 + \frac{5}{5} * \frac{64.19}{75.31} = 1.85$$

$$sy = 1 - 0.3 * \frac{B'}{L'} = 1 - 0.3 * \frac{5}{5} = 0.7$$

Factores de inclinación i<sub>q</sub>, i<sub>c</sub>, i<sub>γ</sub>

Los factores de inclinación vienen dados por las siguientes expresiones:

Siendo δB y δL los ángulos de la inclinación de la carga respecto a la vertical

$$-\delta B = HB/V = 0/10434.36 = 0$$

$$-\delta L = HL/V = 0/10434.36 = 0$$

$$iq = (1 - 0.7 * tg(\delta B))^3 * (1 - tg(\delta L)) = 1$$

$$ic = \frac{iq * Nq - 1}{Nq - 1} = 1$$

$$iy = (1 - tg(\delta B))^3 * (1 - tg(\delta L)) = 1$$

Que toman valores de 1 a causa de que no existe inclinación en la carga sobre la cimentación

Factores de profundidad d<sub>q</sub>, d<sub>c</sub>, d<sub>γ</sub>

El terreno que existe sobre el plano de cimentación colabora de una manera pasiva, pero eficaz, frente al hundimiento. Dicha colaboración se debe fundamentalmente a su propio peso, aunque también puede contribuir con su resistencia al corte. En general no es prudente contar con la colaboración debida a la resistencia al corte del terreno situado por encima del plano de apoyo. Por lo tanto, supondremos los factores iguales a la unidad.

$$dq = dc = dy = 1$$

Factores de inclinación t<sub>q</sub>, t<sub>c</sub>, t<sub>γ</sub>

Como este no es el caso de una cimentación próxima a un talud ni a media ladera, el ángulo ψ de la figura 4.7 de la GCOC es nulo y por lo tanto, los factores t<sub>q</sub>, c, γ adoptan el siguiente valor:

$$tq = (1 - 0.8 * tg(\psi))^5 = 1$$

$$tc = \frac{tq * Nq - 1}{Nq - 1} = 1$$

$$ty = tq = 1$$



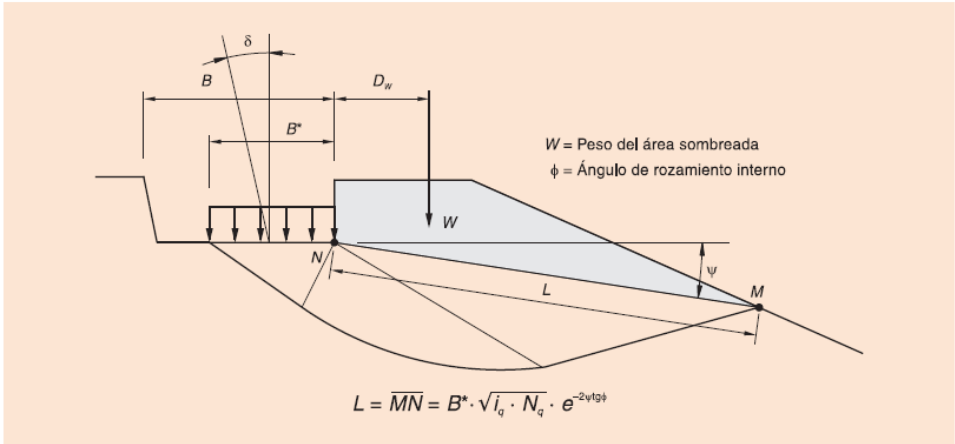


Figura 28: Figura 4.7 GCOC

Factores relacionados con la inclinación del plano de apoyo  $r_q, r_c, r_\gamma$

Puesto que no se dispone de inclinación en el plano de apoyo de la cimentación, dichos factores adoptan el valor de la unidad.

$r_q = r_c = r_\gamma = 1$

Cálculo de la carga de hundimiento

La carga de hundimiento se verá afectada por la mejora del terreno por debajo del nivel de la cimentación. Para la comprobación se han empleado los coeficientes resultantes del cálculo de la vibrocompactación arrojando los valores de densidad, ángulo de rozamiento y SPT resultantes.

Como se observa en la imagen en la zona de la futura cimentación se mejorará hasta una profundidad de 10 metros por debajo del nivel de la cimentación. Se considerará que solo hay influencia de un estrato en la zona de mejora del terreno.

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

$$q = H \cdot \gamma = 2 \cdot 18 = \frac{36KN}{m^2}$$

$c' = 0$

$$pyh = 40 \cdot 64.195 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1.85 \cdot 1 \cdot 1 + 0 + \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 5 \cdot 106 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.7 \cdot 1 \cdot 1 = 7621.60 \frac{KN}{m^2}$$

$$pyhn = pyh - q = 7621.60 - 36 = 7585.60 \frac{KN}{m^2}$$

$$pv = \frac{(V + Pzapata + Pterr)}{B^* \cdot L} = \frac{9809.355 + 625 + 369}{5 \cdot 5} = 432.134 \frac{KN}{m^2}$$

$$pvn = 432.134 - 36 = 396.134 \frac{KN}{m^2}$$

$$F = \frac{pyhn}{pvn} = \frac{7585.60}{396.134} = 19.15 > 3 \rightarrow CUMPLE$$

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO
Casi permanente (*)	$F_1 \geq 3,00$
Característica	$F_2 \geq 2,60$
Accidental	$F_3 \geq 2,20$

Figura 29: Tabla 4.7 GCOC

5.4.2. Deslizamiento

Según el apartado 4.6 de la GCOC, no es necesario comprobar el fallo por deslizamiento en aquellas cimentaciones en las que la resultante de cargas actuantes tiene una inclinación máxima, medida respecto a la normal al plano de cimentación, que sea en cualquier situación, inferior al 20% ( $\tan \delta < 0.2$ ).

En la comprobación de deslizamiento la combinación de esfuerzos más desfavorable es aquella donde el momento es máximo.

Esfuerzos de la superestructura:

$V = 7722.651 \text{ kN}$

$HB = 0 \text{ kN}$

$HL = 0 \text{ kN}$

$ML = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$MB = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Esfuerzos en plano de cimentación

$V = 8347.651 \text{ kN}$

$HB = 0 \text{ kN}$

$HL = 0 \text{ kN}$

$ML = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$MB = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$H = \sqrt{0^2 + 0^2} = 0;$$

$$\tan \delta = \frac{H}{V} = \frac{0}{7330.39} = 0 \rightarrow CUMPLE$$

Por lo tanto no se requiere realizar la comprobación de deslizamiento en ningún caso para esta cimentación.

### 5.4.3. Vuelco

En el caso de la comprobación de vuelco la combinación de esfuerzos más desfavorable es aquella donde el momento es máximo.

Esfuerzos de la superestructura:

$$V = 772.651 \text{ kN}$$

$$HB = 0 \text{ kN}$$

$$HL = 0 \text{ kN}$$

$$ML = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$MB = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Esfuerzos en plano de cimentación

$$V = 8347.651 \text{ kN}$$

$$HB = 0 \text{ kN}$$

$$HL = 0 \text{ kN}$$

$$ML = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$MB = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El factor de seguridad frente a vuelco viene dado por la siguiente expresión:

$$F_v = \frac{\Sigma M_{\text{estabilizadores}}}{\Sigma M_{\text{desestabilizadores}}}$$

Se contabiliza como momentos estabilizadores aquellos producidos por la fuerza vertical efectiva sobre el plano de la cimentación y los producidos por cualquier empuje pasivo que el ingeniero quiera contar. Se contabiliza como momentos volcadores aquellos que sean debidos a las acciones horizontales.

Según lo comentado en el apartado 4.7 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.

Debido a que las condiciones de hundimiento y vuelco se cumplen y además únicamente existe axil en la cimentación y cuya resultante pasa por el núcleo central debido a que solo se transmite ese esfuerzo, no se considera la comprobación a vuelco en esta cimentación.

### Retranqueo del eje de giro

No se ha considerado retranqueo del eje de giro

### Paso de la resultante por el núcleo central

No se requiere de este análisis en esta cimentación.

### 5.4.4. Estabilidad global

Este estudio no se ha realizado debido a que no es competencia en este caso del estudio geotécnico y se deberían realizar análisis más específicos. Por otro lado debido a que se trata de una pila en terreno llano no es susceptible de causar este tipo de fallo de forma limitante respecto al resto de comprobaciones. La pendiente no supera el 10% y la zona de afección es lo suficientemente amplia como para que se pueda producir este tipo de fenómeno.

## 5.5. Detalles constructivos

### 5.5.1. Armado

Para ver el armado de la pila que se ha diseñado se remite al lector al Anejo Cálculo Estructural, donde se ha realizado éste. Como se puede observar dicho armado se ha realizado mediante un modelo de bielas y tirantes, ya que se trata de una región D, y por tanto no es de aplicación la teoría de Navier.

Para ello se ha empleado el programa facilitado por el departamento de Hormigón Estructural de la UPV: MEFBT

### 5.5.2. Geometría final

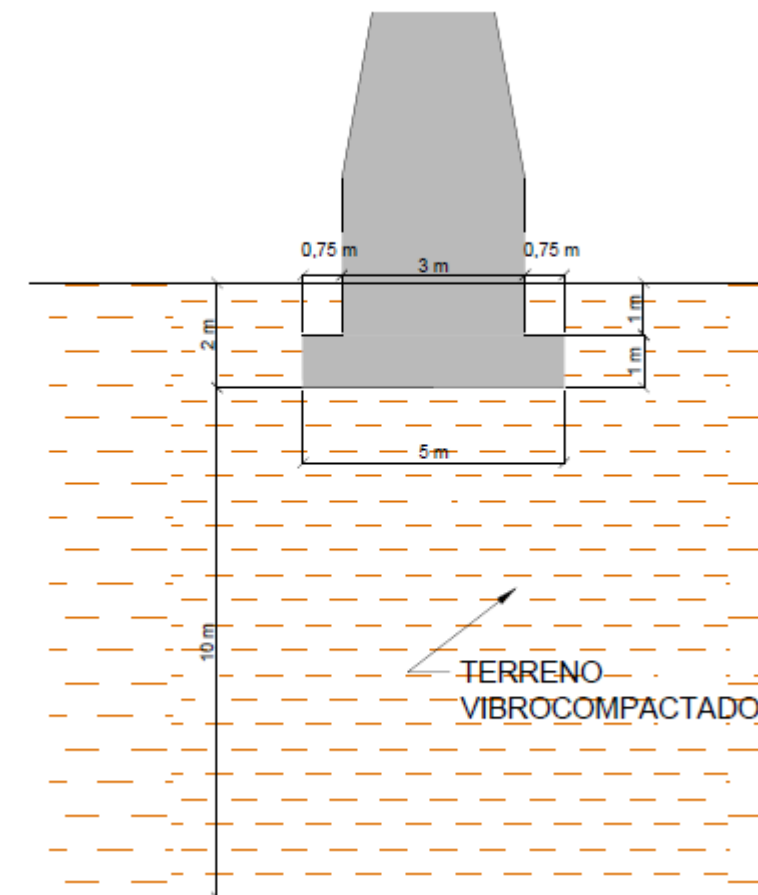


Figura 30: Geometría final de la pila



### 5.6. Proceso constructivo

En este tipo de cimentación no se requiere un procedimiento especial como en el anterior apartado de muros. Por lo tanto el procedimiento a seguir será el característico de una excavación convencional profunda:

- Replanteo
- Vibrocompactación
- Excavación
- Encofrado de zapata
- Desencofrado y encofrado de la pila
- Hormigonado con las fases que se requieran
- Terminación con rellenos necesarios

La excavación vendrá dada por los procedimientos y recomendaciones de cada fabricante según la entibación a realizar. Véase apartado 4.2.1.

### 6. Diseño y comprobación geotécnica del estribo del lado Tempelhof

#### 6.1. Introducción

Se ha optado por un diseño de estribo mediante la ejecución de un muro vertical, ya que debido a los condicionantes que existen en esta zona (debido a que una solución de tipo talud es inviable al cerrar parte del vano, ello se ha comprobado mediante la modelización de un estribo tipo durmiente mediante el programa Slide) se ha considerado adecuada esta solución.

Para la contención de tierras durante la construcción se ha realizado un tablestacado en el perímetro de la zona de excavación de la cimentación. El tablestacado, de acuerdo con los cálculos que se adjuntan en el siguiente apartado 6.2, se hincará, hasta una profundidad de 2.04 m.

En el muro del estribo del lado Tempelhof se nos presenta el principal problema del terreno en el que nos encontramos. Se trata de un terreno compuesto principalmente de residuos de cantera sin compactar, el cual tiene una potencia de aproximadamente 11 m, deducida del ensayo SPT en un punto cercano. A partir de estos 11 m, nos encontramos con un nuevo estrato de mejores características (Estrato B2;  $\phi'=33^\circ$ ,  $\gamma=17 \text{ kN/m}^2$  y  $c'=0$ ). La cohesión efectiva, aunque realmente no sea así, la consideraremos 0 en todo momento del lado de la seguridad.

Las características del terreno que hay bajo el muro son  $\phi'=28^\circ$ ,  $\gamma=16 \text{ kN/m}^2$  y  $c'=0$ . Además los  $N_{\text{SPT}}$  en el ensayo SPT dan valores muy bajos, por lo que el módulo de elasticidad da a su vez valores muy bajos, y los asentos se disparan.

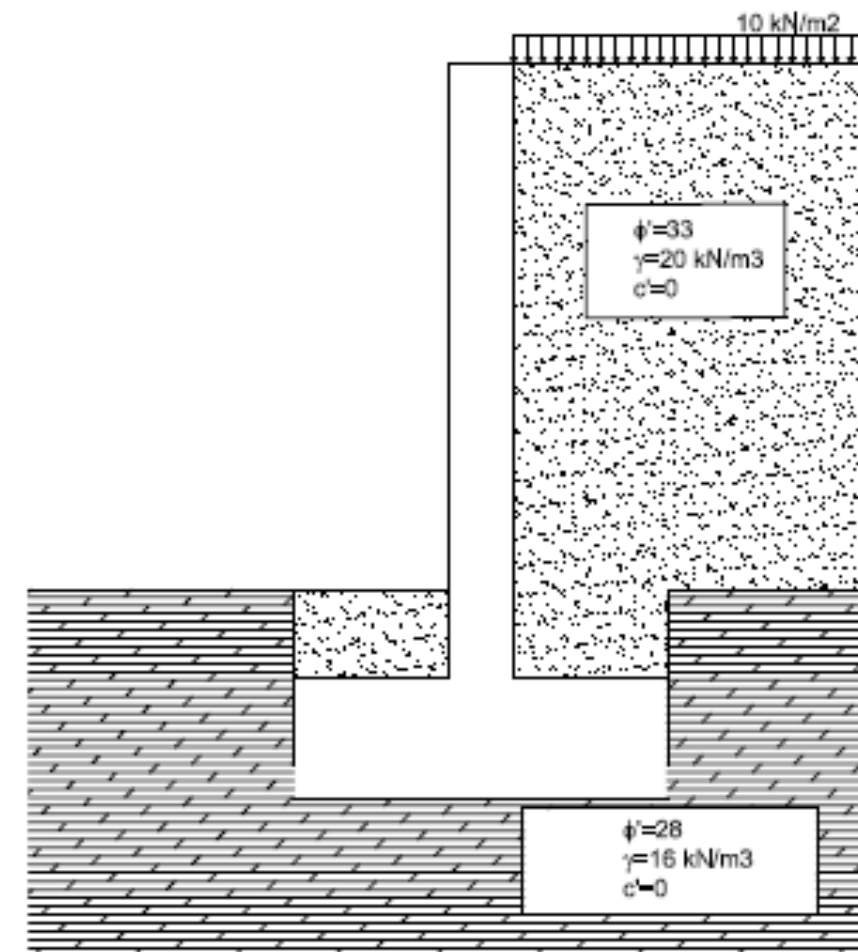


Figura 31: Terreno alrededor del muro

Por esta razón, se opta por mejorar el terreno hasta unos 11m de profundidad. Como se ha comentado con anterioridad, esta mejora se realizará con vibrocompactación. Además también se hace necesario mejorar este terreno en las zonas de los dos planos de pilas por lo que se aprovechará esta circunstancia.

En cuanto al relleno del trasdós del muro, se considerará que el terreno del estrato B2 nos sirve para el relleno (viene especificado en el informe geotécnico), compactándose debidamente hasta alcanzar  $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$  que establece la IAP-11 (Tabla 3.1-a)

Las características del terreno mejorado serán  $\phi'=40^\circ$ ;  $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ ;  $c'=0$ ;  $N_{SPT}=45$ .

El muro tendrá una longitud de 19'5 m de largo y sobre él descansarán las dos vigas longitudinales del puente. Cada una de éstas vigas transmite a la estructura un axil, es decir, una fuerza vertical. Para llevar a cabo las comprobaciones se utilizará el axil máximo y mínimo ( $N_{\text{máx}}=2060.699 \text{ kN}$  y  $N_{\text{mín}}=1158.953 \text{ kN}$ ).

Sin embargo, se llevará a cabo el cálculo de los Estados Límite por metro de muro, por lo que los axiles a aplicar serán  $N_{\text{máx}}=211.354 \text{ kN}$  y  $N_{\text{mín}}=118.867 \text{ kN}$

Realmente el muro será más largo que lo que se ha comentado con anterioridad, ya que se disponen dos aletas en los laterales que prácticamente tienen la misma orientación del muro. Sin embargo, al ser el muro central el más alto, siendo así el empuje máximo, consideraremos a efectos de cálculo geotécnico únicamente las dimensiones de este, quedando así del lado de la seguridad.

En cuanto a los asientos se deberán tener en cuenta más axiles, debido a los asientos diferenciales entre el muro y el resto de cimentaciones. Los asientos totales y diferenciales de las cimentaciones se tratarán en el apartado 7 del presente anejo.

Lo primero que se hará para calcular el muro es suponer unas dimensiones que se han obtenido iterando en una hoja de cálculo. Las dimensiones y características que se suponen tanto del muro como del terreno en el que está situado son las siguientes.

En el lado del intradós la distancia desde el plano de la cimentación hasta la superficie es de 10m, mientras que en el trasdós es de 2.5 m. El espesor de la zapata es de 1.5 m y la base de 5 m, siendo el voladizo en la puntera de 2 m y en el talón 2 m.

Se le ha dado bastante ancho a la base para intentar reducir al máximo los asientos diferenciales con la cimentación contigua y cumplir así lo dictado en las bases para el proyecto. Por esta misma razón, también se ha llevado a cabo una cimentación simétrica respecto al muro, para reducir así la excentricidad al máximo.

Según el Art. 4.6.1 de la IAP11, se supondrá una sobrecarga en el trasdós de  $10 \text{ kN/m}^2$  que deberá distribuirse en un ancho igual a la mitad de la altura máxima del alzado del muro, es decir, 4.25 m.

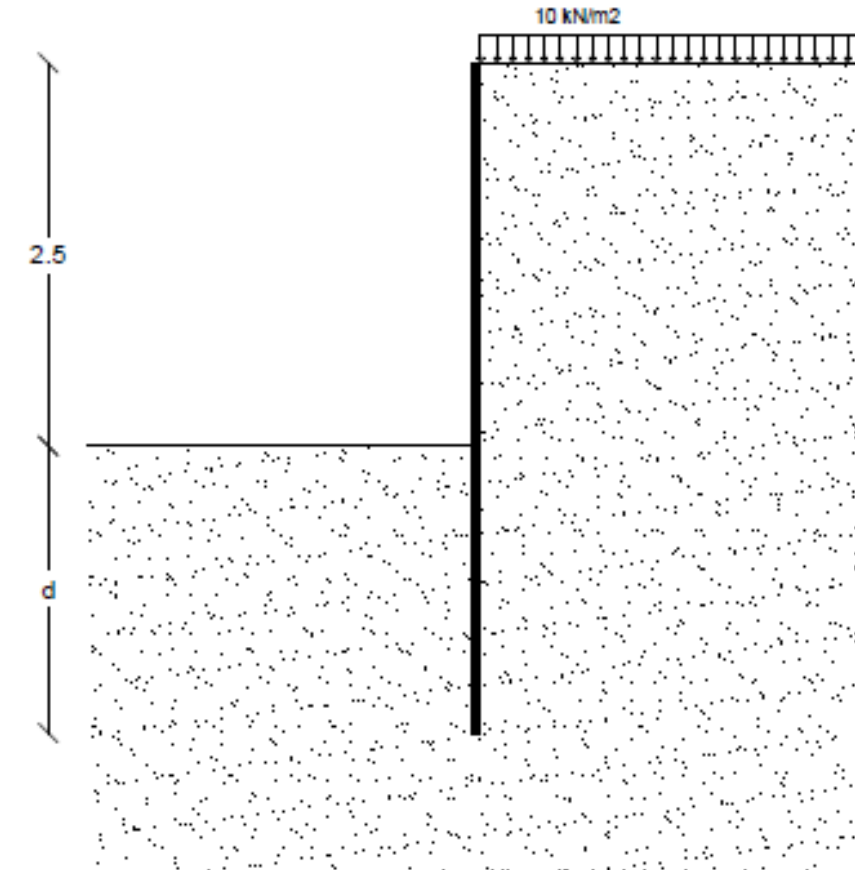


Figura 32: Dimensionamiento del tablestacado

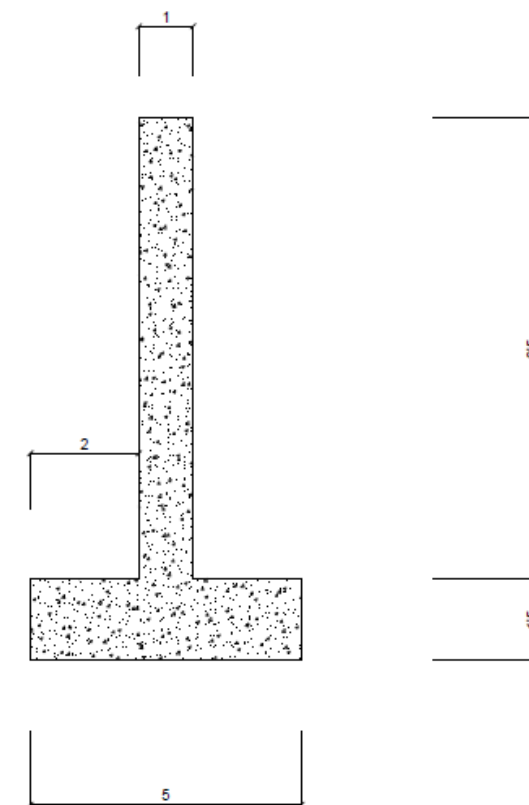


Figura 33. Dimensiones del muro.

## 6.2. Estabilidad en la fase constructiva

### 6.2.1. Tablestacado

Para llevar a cabo la ejecución del muro de cimentación del lado Tempelhof, primero se llevará a cabo una excavación del terreno existente hasta la cota de cimentación del muro, para más tarde encofrar, ya que el muro sobresale varios metros por encima del terreno existente, y, una vez hormigonado y endurecido, llevar a cabo un relleno hasta la coronación del muro.

Para ejecutar la excavación que se ha mencionado, será necesario el uso de tablestacas. Por lo tanto, se ha llevado a cabo el cálculo de éstas.

La  $d$  que podemos ver en la figura es la distancia sin la necesaria para que se produzca contraempuje que es de  $0.20 \cdot d$ . Por tanto, la distancia de empotramiento total  $d_s$  será de  $1.2 \cdot d$ .

La sobrecarga aplicada en el terraplén se ha obtenido del Art.4.1.6 de la IAP-11.

Las características del terreno en el que nos encontramos serán las siguientes:

$\phi'$	$40^\circ$
$\gamma$	$20 \text{ kN/m}^3$
$c'$	$0$

Calculamos la profundidad necesaria de empotramiento y el momento máximo.

#### Trasdós

Se toma el origen del eje de  $z$  en la superficie del terreno en el trasdós.

$$\sigma_v = 20 \cdot z + 10 \text{ kN/m}^2$$

$$u = 0$$

$$\sigma'_v = 20 \cdot z + 10 \text{ kN/m}^2$$

$$e'_a = \sigma'_v \cdot k_a - 2c' \sqrt{k_a}$$

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \frac{1 - \sin 40^\circ}{1 + \sin 40^\circ} = 0.2174$$

$$e'_a = (20 \cdot z + 10) \cdot 0.2174 = 4.348 \cdot z + 2.174 \text{ kN/m}^2$$

Para:

$$z = 0 \quad \rightarrow \quad e'_a = 2.174 \text{ kN/m}^2$$

$$z = 2.5 + d \quad \rightarrow \quad e'_a = 4.348 \cdot (2.5 + d) + 2.174 = 13.044 + 4.348 \cdot d$$

#### Intradós

Se toma el origen del eje  $z$  en la superficie del terreno en el intradós.

$$\sigma_v = 20 \cdot z \text{ kN/m}^2$$

$$u = 0$$

$$\sigma'_v = 20 \cdot z \text{ kN/m}^2$$

$$e'_p = \sigma'_v \cdot k_p - 2c' \sqrt{k_p}$$

$$k_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \frac{1 + \sin 40^\circ}{1 - \sin 40^\circ} = 4.5998$$

$$e'_p = 20 \cdot z \cdot 4.5998 = 91.996 \cdot z \text{ kN/m}^2$$

Suponemos un coeficiente reductor de 2 para los empujes pasivos. Por tanto:

$$e'_p = \frac{91.996 \cdot z}{2} = 45.998 \cdot z \text{ kN/m}^2$$

Para:

$$z = 0 \quad \rightarrow \quad e'_p = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$z = d \quad \rightarrow \quad e'_p = 45.998 \cdot d \text{ kN/m}^2$$

En la tablestaca se obtienen las siguientes presiones.

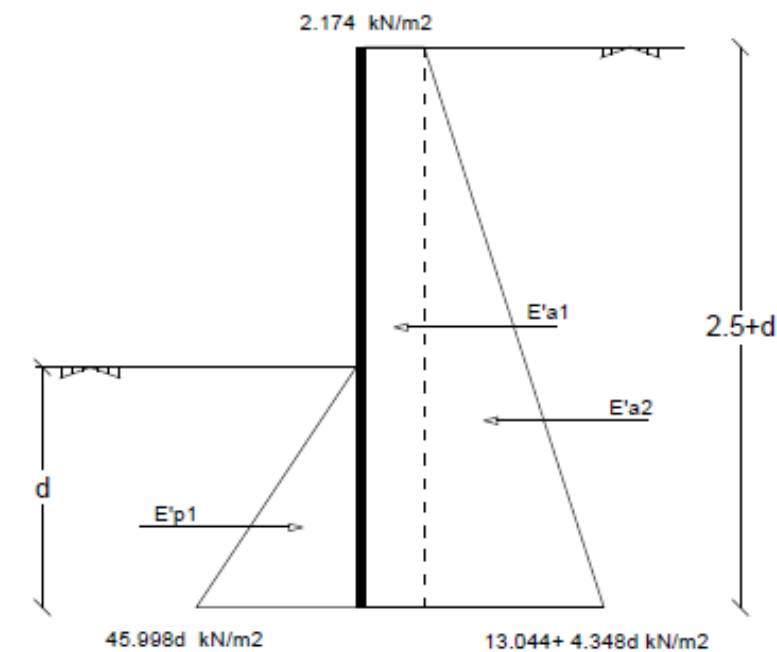


Figura 34: Ley de presiones en la tablestaca

Empujes

Activos:

$$E'_{a1} = 2.174 * (2.5 + d) = 5.435 + 2.174 * d$$

$$E'_{a2} = \frac{1}{2} * (13.044 + 4.348 * d) * (2.5 + d) = 2.174 * d^2 + 11.957 * d + 16.305$$

Pasivo:

$$E'_{p1} = \frac{1}{2} * 45'998 * d * d = 22'999 * d^2$$

Sumatorio de momentos en las base del muro:

$$\Sigma M = 0 = E'_{a1} * d_{E'a1} + E'_{a2} * d_{E'a2} - E'_{p1} * d_{E'p}$$

$$\Sigma M = (5.435 + 2.174 * d) * \frac{(2.5 + d)}{2} + (2.174 * d^2 + 11.957 * d + 16.305) * \frac{(2.5 + d)}{3} - 22'999 * d^2 * \frac{d}{3}$$

$$\Sigma M = -6.941 * d^3 + 6.877 * d^2 + 20.83 * d + 20.382 = 0$$

Resolviendo

$$d = 2'59m$$

Y como se ha dicho anteriormente

$$d_s = 1'2 * d = 1'2 * 2'59 \approx 3.108m$$

Momento máximo en la tablestaca:

$$M_{\max} = \frac{1}{2} * k_a * \gamma * (H + z_s)^2 * \frac{1}{3} * (H + z_s) - \frac{1}{F} * \frac{1}{2} * k_p * \gamma * z_s^2 * \frac{1}{3} * z_s$$

Donde  $F = 2$  y  $z_s = \frac{H}{\frac{k_p}{k_a} - 1}$ , por tanto,

$$z_s = \frac{2.5}{\frac{4.5998}{\sqrt{2}} - 1} = 1.11$$

$$M_{\max} = \frac{1}{2} * 2.174 * 20 * (2.5 + 1.1)^2 * \frac{1}{3} * (2.5 + 1.1) - \frac{1}{2} * \frac{1}{2} * 4'5998 * 20 * 1.11^2 * \frac{1}{3} * 1.11$$

$$= 328.554 \text{ kNm}$$

En ambos lados de la excavación las condiciones son las mismas por lo que en ambos lados se pondrán las mismas tablestacas

**6.3. Comprobaciones resistentes**6.3.1. Hundimiento

En este Estado Límite comprobaremos si el terreno es capaz de soportar las cargas que le transmite la cimentación.

Procedemos a calcular el ancho y largo eficaz de la zapata.

Necesitamos saber que empuje recibimos de por parte del terreno para lo cual necesitaremos el empuje activo, es decir, que también necesitaremos su respectivo coeficiente. No se considerará el empuje pasivo, ya que no se puede asegurar en toda la vida útil de la obra.

Además, al ser tener terreno mejorado únicamente en la parte inferior de la zapata, del lado de la seguridad suponemos que para el empuje activo todo el material del trasdós es el que tiene un ángulo de rozamiento interno de 33°. Por tanto:

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \frac{1 - \sin 33^\circ}{1 + \sin 33^\circ} = 0.2948$$

Con esto:

$$M_{\text{Centro base}} = 2m * 1m * 1m * 20 \frac{kN}{m^3} * 1'5m - 8.5m * 2m * 1m * 20 \frac{kN}{m^3} * 1.5m + \frac{1}{2} * \left( \left( 20 \frac{kN}{m^3} * 10m \right) * 0'2948 - 2 * 0 * \sqrt{0.2948} \right) * 10m * \frac{1}{3} * 10m + 10 \frac{kN}{m^2} * 0.2948 * 10m$$

$$* \frac{10}{2} m = (60 - 510 + 982.667 + 147.4) = 680.067 \frac{m}{m.l.}$$

Siendo N' la fuerza total vertical siendo el axil el máximo,

$$N' = 211.354 \text{ kN} + 8.5m * 1m * 1m * 25 \frac{kN}{m^3} + 5m * 1.5m * 1m * 25 \frac{kN}{m^3} + 2m * 8.5m * 1m * 20 \frac{kN}{m^3}$$

$$+ 1m * 20 \frac{kN}{m^3} * 1m * 2m$$

$$= 991.354 \frac{kN}{m.l.}$$

Por tanto, el ancho y el largo eficaz que tendremos en la zapata será:

$$e_B = \frac{M_B}{N'} = \frac{680.067}{991.354} = 0.6860m < \frac{5}{6} = 0'8333 \text{ No despega}$$

$$B^* = B - 2 * e_B = 3.628m$$

$$e_L = \frac{M_L}{N'} = \frac{0}{991.354} = 0m$$

$$L^* = L = 1m$$

Tenemos dos estratos, sin embargo, el estrato superior es el de mayor carga de hundimiento debido a que es el terreno mejorado. Por esta razón, el ser el espesor del estrato 11 m > B = 5 m, la carga de hundimiento será la del estrato 1.

La GCOC recomienda utilizar la fórmula de Brinch-Hansen (1973) que tiene en cuenta la forma de la zapata, cargas excéntricas y la profundidad, aunque con algunos cambios añadidos:

$$P_{vh} = q' * Nq * dq * iq * sq * rq * tq + c' * Nc * dc * ic * sc * tc * rc + \frac{1}{2} * \gamma * B' * N\gamma * d\gamma * i\gamma * s\gamma * t\gamma * r\gamma$$

Siendo:

$P_{vh}$ =Presión vertical de hundimiento

$q$ =Sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación, en el entorno del cimiento

$c$ =Cohesión de cálculo

$\gamma$ =Peso específico del terreno

$B'$ =Anchura equivalente del cimiento

$Nq$ ,  $Nc$ ,  $N\gamma$ =Factores de capacidad de carga

$dq, iq, sq, tq, rq$ =Factores adimensionales para considerar diversos efectos

Se realizarán las comprobaciones a largo plazo, ya que es un suelo granular y será más desfavorable, es decir, que utilizaremos las características efectivas del suelo.

Además, al tener factores de forma en esta fórmula, al contrario que en el resto de comprobaciones, ésta se calculará con las dimensiones eficaces del muro total, es decir, 3.628x19.5.

#### Factores de capacidad de carga $Nq$ , $Nc$ , $N\gamma$

Los cálculos se han realizado para  $\phi'=33^\circ$ , que será el ángulo de rozamiento del terreno del estrato B2 y, como se ha dicho anteriormente, se supondrá que también es el del terreno mejorado. Según la GCOC, los factores de capacidad de carga vienen dados por las siguientes expresiones:

$$Nq = \frac{1 + \sin(\phi')}{1 - \sin(\phi')} * e^{\pi * tg(\phi')} = \frac{1 + \sin(40)}{1 - \sin(40)} * e^{\pi * tg(40)} = 64.2$$

$$Nc = \frac{Nq - 1}{tg(\phi')} = 75.32$$

$$N\gamma = 2 * (Nq - 1) * tg(\phi') = 106.062$$

#### Factores de forma $sq$ , $sc$ , $s\gamma$

Según la GCOC, los factores de forma vienen dados por:

$$sq = sc = 1 + \frac{B'}{L'} * \frac{Nq}{Nc} = 1.159$$

$$s\gamma = 1 - 0.3 * \frac{B'}{L'} = 0.9442$$

#### Factores de inclinación $iq$ , $ic$ , $i\gamma$

Los factores de inclinación vienen dados por las siguientes expresiones:

Siendo  $\delta B$  y  $\delta L$  los ángulos de la inclinación de la carga respecto a la vertical

Tenemos dos terrenos, es decir, dos ángulos de rozamiento distintos. Para quedar del lado de la seguridad y simplificar, calcularemos los factores de inclinación con el menor ángulo de rozamiento.

$$tg(\delta B) = \frac{HB}{N} = \frac{19.5 * (0.5 * 20 * 10 * 10 * 1 + 10 * 10 * 1) * 0.2948}{20755.8} = 0.3047$$

$$tg(\delta L) = H_L / N' = 0$$

Donde  $H_B$  y  $H_L$  son los empujes horizontales.

$$iq = (1 - 0.7 * 0.3047)^3 * (1 - tg(\delta L)) = 0.4869$$

$$ic = \frac{iq * Nq - 1}{Nq - 1} = 0.4788$$

$$i\gamma = (1 - tg(\delta B))^3 * (1 - tg(\delta L)) = 0.3361$$

#### Factores de profundidad $dq$ , $dc$ , $d\gamma$

Al tratarse de cimentaciones superficiales, los valores de los factores de profundidad se pueden aproximar a la unidad.

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

#### Factores relacionados con la proximidad de la cimentación a un talud $tq$ , $tc$ , $t\gamma$

Como este no es el caso de una cimentación próxima a un talud ni a media ladera, el ángulo  $\psi$  de la figura 4.7 de la GCOC es nulo y por lo tanto, los factores  $tq$ ,  $tc$ ,  $t\gamma$  valen lo siguiente:

$$tq = (1 - 0.8 * tg(\psi))^5 = 1$$

$$tc = \frac{tq * Nq - 1}{Nq - 1} = 1$$

$$t\gamma = tq = 1$$



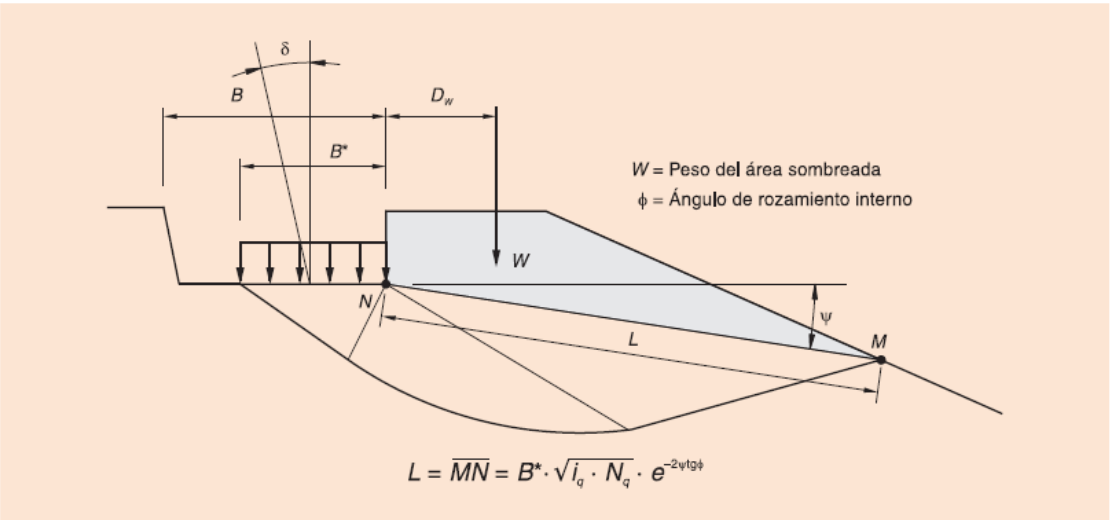


Figura 35: Relación del factor de proximidad a talud

Factores relacionados con la inclinación del plano de apoyo r<sub>q</sub>, r<sub>c</sub>, r<sub>y</sub>

Puesto que no se dispone de inclinación en el plano de apoyo de la cimentación, dicho factores valen la unidad.

r<sub>q</sub> = r<sub>c</sub> = r<sub>y</sub> = 1

Comprobación final

La “q” que aparece en la ecuación de la carga última de hundimiento será q=D·γ=2.5m\*18 kN/m³=45 kN/m². Esta carga será la carga a la que está sometido el plano de cimentación una vez se haya mejorado el terreno y antes de realizar la excavación.

Introduciendo en la fórmula nombrada en un principio los valores de los factores calculados, se obtiene la siguiente carga de hundimiento:

P<sub>vh</sub> = 45 \* 64.2 \* 0.4869 \* 1.159 \* 1 \* 1 \* 1 + 0 + 1/2 \* 18 \* 3.628 \* 106.062 \* 0.9442 \* 0.3361 \* 1 \* 1 \* 1 = 2729.3233 kN/m²

Con lo que obtenemos un factor de seguridad:

F = (P<sub>vh</sub> / (N' - q)) = (2729.3233 kN/m² - 45 kN/m²) / (991.354 kN/m - 45 kN/m²) = 11.76 > 3

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO
Casi permanente (*)	F <sub>1</sub> ≥ 3,00
Característica	F <sub>2</sub> ≥ 2,60
Accidental	F <sub>3</sub> ≥ 2,20

Figura 36: Tabla 4.7 GCOC

6.3.2. Deslizamiento

El deslizamiento del muro acostumbra a ser el caso más crítico si el muro es demasiado alto o en muros en L sin talón (L invertida). Se trata de analizar si la resistencia al corte del contacto terreno-muro en la base es superior a los esfuerzos tangentes en la misma (resultante de esfuerzos paralela a la base) con un factor de seguridad. Para estimar la resistencia al corte en la base se puede plantear la condición de rotura de Mohr-Coulomb:

τ = a + σv \* tan(δ)

Donde a es la adherencia y δ el ángulo de rozamiento terreno-muro en la base.

En todo caso a ≤ c y δ ≤ Ø, ya que en caso contrario la rotura se produciría por el terreno y no por la superficie de contacto. Suponiendo que la base del muro es horizontal, la resultante de las acciones normales a la misma será:

W+Eav-Epv+ξv

Donde ξv es la resultante vertical de otras posibles acciones permanentes.

Por su parte la resultante de acciones desestabilizadoras (tangentes a la base) serán:

Eah-Eph+ξh

Donde ξv es la resultante horizontal de otras posibles acciones permanentes.

La acción resistente en la base será por tanto:

Σ Fresistente = B ( a + ((W + Eav - Epv + ξv) / B) \* tan(δ) )

Por lo que el factor de seguridad al deslizamiento queda por tanto como:

FSdeslizamiento = (a \* B + (W + Eav - Epv + ξv) \* tan(δ)) / (Eah - Eph + ξh)

Y en este caso, del lado de la seguridad, se desprecia la adherencia y el empuje pasivo, ya que no se puede asegurar la existencia de éste durante toda la vida útil de la estructura que se está proyectando. Además la cohesión del terreno donde apoya la cimentación, terreno mejorado, se ha adoptado nula, ya que resulta lo más desfavorable, aunque realmente este material presente una cierta cohesión.

Así pues el factor de seguridad al deslizamiento queda de la siguiente forma:

$$FS_{deslizamiento} = \frac{N' \cdot \tan(\delta)}{E_{ah}}$$

De acuerdo con la normativa aplicada, La Guía de Cimentaciones para obras de Carretera, el factor de seguridad al deslizamiento deberá ser mayor o igual a en todos los casos.

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO
Casi permanente (*)	$F_1 \geq 1,50$
Característica	$F_2 \geq 1,30$
Accidental	$F_3 \geq 1,10$

Figura 37: Tabla 4.8 GCOC

A continuación se realizan los cálculos necesarios para llevar a cabo la comprobación resistente de deslizamiento, de acuerdo con lo expuesto anteriormente.

El estrato en el que apoya es el terreno mejorado, por lo tanto, es el que tendrá que movilizar el rozamiento para evitar el deslizamiento.

	Residuos de cantera mejorados
$\phi'$	40°
$\gamma$	18 kN/m <sup>3</sup>
$c'$	0

Puesto que la cimentación se realizará con hormigón “in situ” utilizaremos las siguientes fórmulas, que facilita la norma Guía de cimentaciones para obras de carretera, para considerar la cohesión en el contacto terreno-cimiento Cc, y el ángulo de rozamiento en el contacto terreno-cimiento:

$$\operatorname{tg}(\phi_c) = 0.8 \cdot \operatorname{tg}(\phi) = 0.8 \cdot \operatorname{tg}(40) = 0.67 \rightarrow \delta = 33.87^\circ$$

$$C_c = C = 0$$

Seguidamente, pasamos a calcular los empujes de tierras sobre el muro que se está diseñando. En esta comprobación, el cálculo se hará por metro lineal de muro. Como se ha dicho anteriormente, del lado de la seguridad se supondrá que en el trasdós del muro únicamente se encuentra material de ángulo de rozamiento de 33°. A su vez, se considera la situación más desfavorable para el muro, aquella en la que no tiene infraestructura

encima de él, es decir, que el axil transmitido es nulo. En esta situación el puente no estará en servicio, por lo que no habrá sobrecarga, pero se considerará que si del lado de la seguridad.

$$E_{ah} = 0.2948 \cdot (0.5 \cdot 20 \cdot 10 \cdot 1 \cdot 10 + 10 \cdot 10) = 324.28 \text{ kN}$$

En cuanto a la carga vertical:

$$N' = 8.5m \cdot 1m \cdot 1m \cdot 25 \frac{kN}{m^3} + 5m \cdot 1.5m \cdot 1m \cdot 25 \frac{kN}{m^3} + 2m \cdot 8.5m \cdot 1m \cdot 20 \frac{kN}{m^3} + 1m \cdot 20 \frac{kN}{m^3} \cdot 1m \cdot 2m + 10 \frac{kN}{m^2} \cdot 4'25m \cdot 1m = 822'5 \text{ kN}$$

Por lo tanto el factor de seguridad será:

$$F = \frac{822.5 \text{ kN} \cdot \operatorname{tg}(33.87)}{324.28 \text{ kN}} = 1.70 > 1.5$$

6.3.3. *Vuelco*

De acuerdo con la normativa aplicada, Guía de cimentaciones en obras de carretera, las cimentaciones superficiales sometidas a cargas excéntricas respecto al centro de gravedad de su área de apoyo pueden alcanzar un Estado Límite Último cuando el punto de paso de la resultante de las acciones se aproxima al borde de la cimentación. Este modo de fallo consiste en el giro excesivo del elemento de cimentación y, por ende, de la estructura que sustenta. Es por esta razón por la cual a continuación se realiza esta comprobación.

En esta comprobación se determina que los momentos estabilizadores respecto al punto de giro supuesto son superiores que los momentos volcadores con un factor de seguridad que puede escribirse como:

$$F_{vuelco} = \frac{\sum M_{estabilizadores}}{\sum M_{volcadores}} \geq 2 \text{ para situaciones permanentes}$$

Como ya se ha comentado, se ha supuesto que el trasdós está relleno únicamente de un material cuyas características son:

	Residuos de cantera mejorados
$\phi'$	33°
$\gamma$	18 kN/m <sup>3</sup>
$c'$	0

Al igual que en deslizamiento, se supone que el axil es nulo, ya que será lo más desfavorable y es una situación que puede darse antes de colocar la infraestructura sobre el estribo. La sobrecarga se mantendrá por posible paso de maquinaria, personal, etc.

Los momentos estabilizadores y volcadores se toman desde el extremo inferior de la puntera.

$$\begin{aligned} \Sigma M_{Estabilizadores} &= 1m * 1m * 1m * 20 \frac{kN}{m^3} * 2m + 8.5m * 1m * 1m * 25 \frac{kN}{m^3} * 2.5m + 5m * 1.5m * 1m * 25 \frac{kN}{m^3} * 2.5m + 8.5m \\ &\quad * 20 \frac{kN}{m^3} * 2m * 1m * 4m + 10 \frac{kN}{m^2} * 1m * 4.25m * 4.625m = 2596.56 \text{ kN} \cdot m \\ \Sigma M_{Volcadores} &= 0.2948 * \left( 0.5m * 20 \frac{kN}{m^3} * 10m * 10m * \frac{10m}{3} + 10 \frac{kN}{m^2} * 10m * 10m * \frac{1}{2} \right) = 1130.0667 \text{ kN} \cdot m \end{aligned}$$

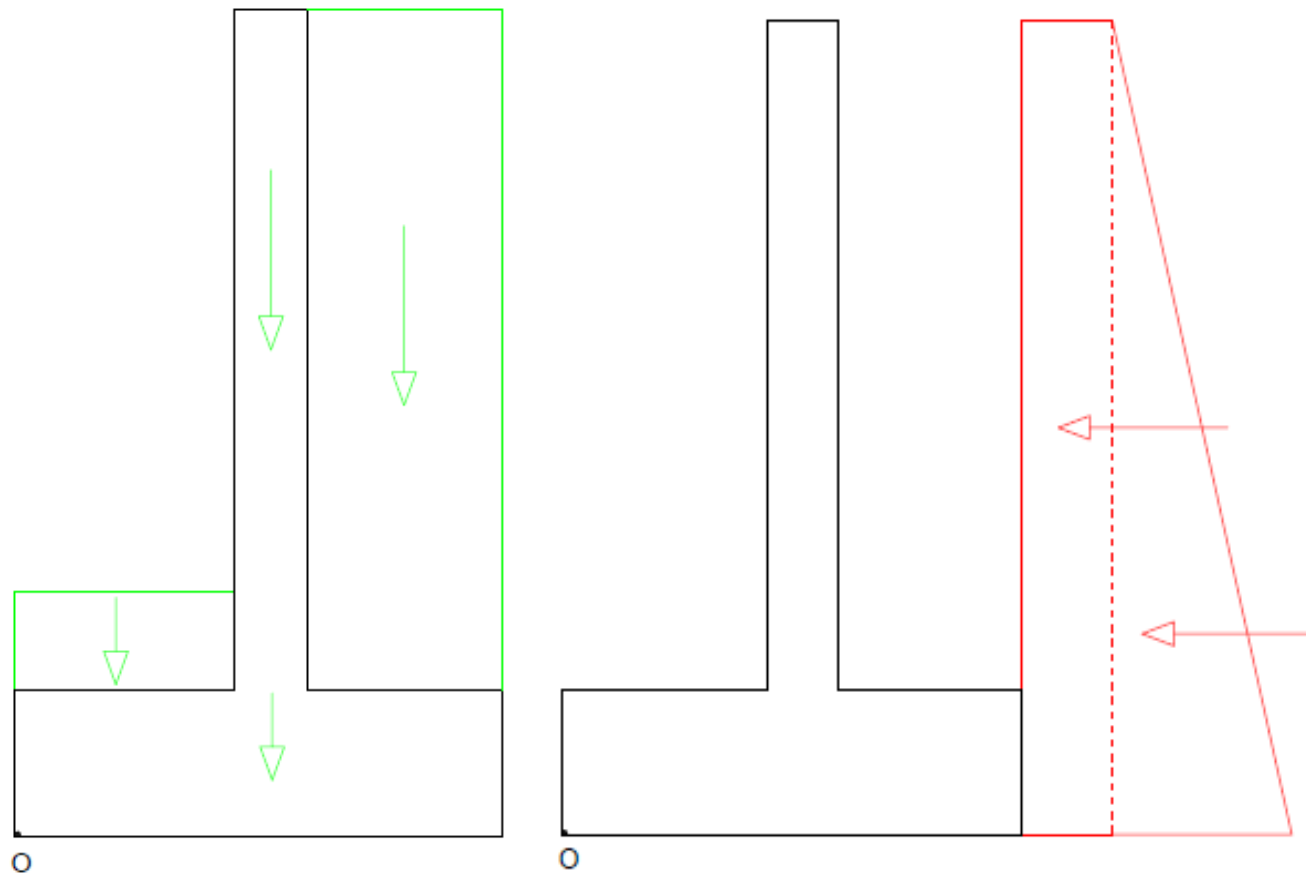


Figura 38: Momentos estabilizadores y desestabilizadores

$$F_{vuelco} = \frac{\Sigma M_{estabilizadores}}{\Sigma M_{volcadores}} = \frac{2596.56}{1130.0667} = 2.30 \geq 2$$

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO RÍGIDO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO PLÁSTICO
Casi permanente(*)	$F_1 \geq 2,00$	$F_1 \geq 1,50$
Característica	$F_2 \geq 1,80$	$F_2 \geq 1,30$
Accidental	$F_3 \geq 1,50$	$F_3 \geq 1,10$

Figura 39: Tabla 4.9 GCOC

6.3.4. Estabilidad global

En este caso no se ha tenido en cuenta la estabilidad global y queda fuera del alcance del presente anejo y del proyecto básico. Por ello, debería analizarse de forma más detallada en posteriores análisis. Este estudio únicamente se puede omitir cuando se trate de cimentaciones de obras en terrenos llanos y firmes. A estos efectos se entienden por “llanos” aquellos terrenos cuya pendiente medida en el entorno de la cimentación (entorno con amplitud del orden de 5 veces el ancho B del cimiento) no supera el 10%, y por “firmes” aquellos que no presentan ningún signo de inestabilidad previa, ni evidencien que lo puedan presentar en el futuro.

En conclusión, no se considera dicho fallo en el cálculo geotécnico que se realiza en el anejo y queda pendiente de análisis si fuera requerido.

6.4. Detalles constructivos

6.4.1. Drenaje

Aunque estemos realizando un Proyecto Básico, por lo cual no se va a dimensionar el drenaje, sabemos que debemos tener en cuenta que será necesario.

El terreno puede verse saturado de agua, lo que lo reblandecería, disminuiría el ángulo de rozamiento interno y aumentaría su peso, aumentando a su vez el empuje sobre el intradós.

De acuerdo con el artículo 6.3.7 de la normativa aplicada (GCOC), se instalará un dren vertical (ya sea realizado con arena, con un geocompuesto o con otros procedimientos) en la cara del trasdós del muro, un colector y un sistema de evacuación al exterior, mechinales.

6.4.2. Juntas

Al ser un muro de 25m de largo (solo tiene 15) no será necesario llevar a cabo juntas de dilatación. Sin embargo, en función de cómo se vaya a hormigonar, puede ser necesario realizar juntas de hormigonado según lo dicte el Proyecto de Construcción.

En las inmediaciones de los estribos han de interrumpirse las cunetas de drenaje, de recogida de aguas superficiales. El desvío de estas cunetas debe hacerse cuidadosamente para evitar erosiones posteriores.

6.4.3. Cuñas de transición en el trasdós

Se aplican las mismas consideraciones que en el apartado 3.4.3.

6.4.4. Protección del paramento externo

En el caso de muros abiertos, como es el caso, resulta de especial importancia proteger el relleno delantero, pues éste juega un papel estructural importante en el soporte del estribo. La protección puede hacerse con alguno de los procedimientos siguientes:

- a) Cubrición con escollera o mampostería careada (encachado)
- b) Losa de hormigón
- c) Vegetación de crecimiento forzado

#### 6.4.5. Inspección, auscultación y conservación

Los principales aspectos a controlar, desde el punto de vista geotécnico, se refieren al drenaje y a los movimientos.

Para confirmar el funcionamiento correcto del drenaje, en general, es suficiente con la comprobación de la continuidad de los drenes. A estos efectos, el en Proyecto de Construcción se deberá disponer el trazado, los diámetros y las salidas del drenaje y su recogida, con amplitud suficiente para su inspección posterior.

En el caso que se determine la necesidad o conveniencia de auscultación de los movimientos del muro, resultará del máximo interés la instalación de referencias fijas en su cabeza, de manera que se pueda renivelar en cualquier momento.

#### 6.4.6. Revestimiento del muro

El aspecto estético del puente es un punto importante a tener en cuenta debido a que se trata de un puente urbano. Es por este motivo por el cual se ha decidido que, una vez ejecutado el muro (estribo) se realizará un revestimiento de este mediante un acabado Ribazo u otro similar. Este revestimiento será el mismo que en el estribo del lado Oberland para darle el mismo acabado final a ambos estribos.

#### 6.4.7. Armado

El armado del muro, al igual que el del resto de cimentaciones se puede consultar en el Anejo de Cálculo Estructural.

#### 6.4.8. Geometría final

Para simplificar el cálculo, y sabiendo que la diferencia va a ser despreciable, se ha supuesto el alzado del muro como rectangular. Sin embargo, para facilitar el apoyo del tablero, se llevará a cabo una ménsula en la coronación del muro. En la siguiente página se puede observar el alzado definitivo con sus dimensiones.

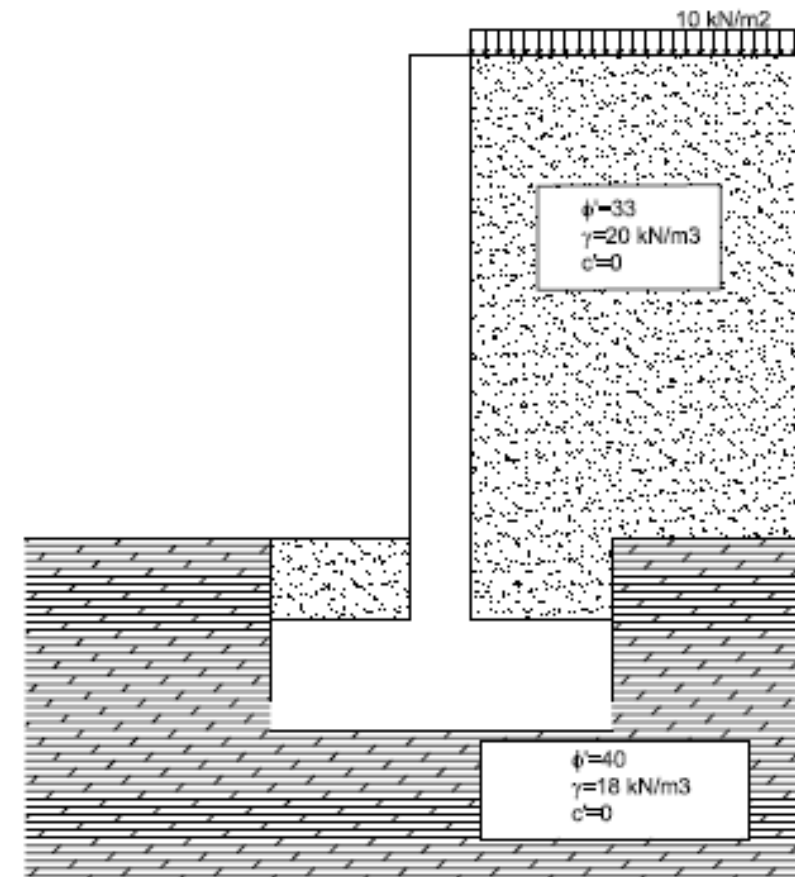


Figura 40: Geometría general final

## 7. Asientos

Para el cálculo de los asientos en este tipo de cimentaciones emplearemos el método de Schmertmann. Dicho método es el adecuado para suelos tipo arenosos como es este caso y permite obtener los asientos mediante los resultados del ensayo de penetración estática. Dichos datos son los que se encuentran en el apéndice III-Registros sondeos DPH.

En este método, se admite que para los asientos, la zona de influencia por debajo de la cimentación es 2B (zapatas cuadradas) ó 4B (zapatas corridas).

En zapatas cuadradas con carga transmitida neta igual a  $q_{tn}$ , el asiento total viene dado por:

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

Y en zapatas corridas por:

$$s = C_1 * q_{tn} * \sum_0^{4B} \left( \frac{I_z}{E} * \Delta z \right)$$

Donde  $C_1$  es un coeficiente de profundidad que viene dado por:

$$C_1 = 1 - 0.5 * \frac{q'}{q_{tn}} \geq 0.5$$

Siendo  $q'$  la presión efectiva a la cota de cimentación y  $E$  el módulo de deformación del terreno. Según Schmertmann, el módulo de deformación puede estimarse por:

$$E = 2.5 * q_c \rightarrow \text{En zapatas cuadradas}$$

$$E = 3.5 * q_c \rightarrow \text{En zapatas corridas}$$

Siendo  $q_c$  la resistencia por punta que se obtiene en el ensayo de penetración estática. Cuando se dispone de los resultados de ensayos de penetración dinámica estándar, se puede utilizar la siguiente correlación en arenas:

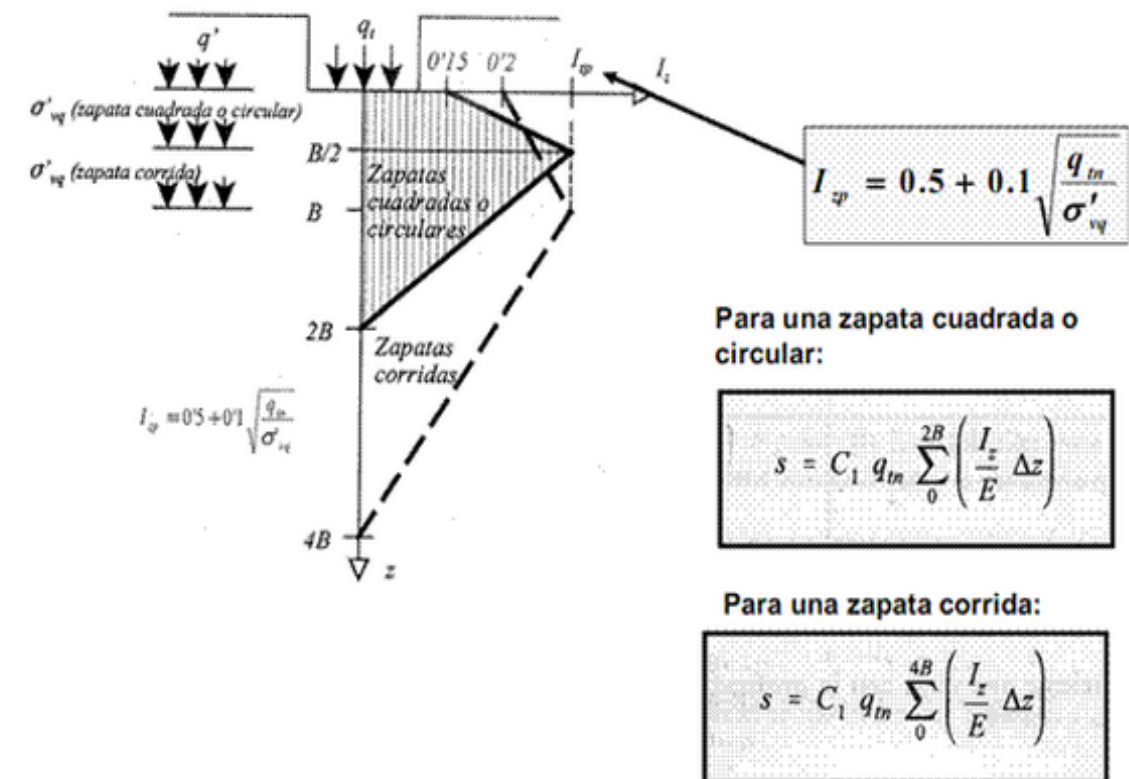
$$\frac{q_c}{N} = 4$$

Por lo que:

$$E = 2.5 * 4 * N = 10N \left( \frac{kg}{cm^2} \right) \rightarrow \text{En zapatas cuadradas}$$

$$E = 3.5 * 4 * N = 14N \left( \frac{kg}{cm^2} \right) \rightarrow \text{En zapatas corridas}$$

Finalmente,  $I_z$  es un coeficiente que varía con la profundidad según se indica en la siguiente figura.



Donde  $I_z$  en el punto de unión de la ley es:

$$I_z = 0.5 + 0.1 * \sqrt{\frac{q_{tn}}{\sigma'_{vq}}}$$

### 7.1. Asientos totales

En este caso se estima el asiento máximo que pueden llegar a sufrir las cimentaciones. Es decir, teniendo todas las cargas tanto permanentes como variables y analizando las diferentes combinaciones que causen un mayor axil en todas y cada una de las cimentaciones a tener en cuenta.

Cada una de las cimentaciones se ha calculado con los condicionantes anteriores en función de si era zapata corrida o cuadrada de forma que cada una de ellas tiene su formulación específica.

Para el cálculo del módulo de elasticidad del terreno se han tenido en cuenta discretizaciones en el suelo de 0.3m. De esta forma, se calcula el asiento de forma que se considera la elasticidad del mismo a lo largo de toda la profundidad a considerar ya que el rango de SPT va variando conforme profundizamos en los ensayos.

Los datos del cálculo se pueden consultar en el APÉNDICE XI "CÁLCULO DE ASIENTOS".

A continuación se muestran los resultados definitivos del análisis y las combinaciones consideradas para ello.



ESFUERZOS ASIENTOS TOTALES	
Estribo Oberland	
N	2398,618 KN (Por cada viga)
MB	0 KN·m
ML	0 KN·m
VB	0 KN
VL	0 KN
Pila bajo torre	
N	10433,896 KN
MB	620,582 KN·m
ML	-1205,574 KN·m
VB	-31,525 KN
VL	356,17 KN
Pila lado tempelhof	
N	7197,873 KN
MB	0 KN·m
ML	0 KN·m
VB	0 KN
VL	0 KN
Estribo tempelhof	
N	2060,699 KN (Por cada viga)
MB	0 KN·m
ML	0 KN·m
VB	0 KN
VL	0 KN

ASIENTOS TOTALES
Estribo Oberland
2 Cm
Pila bajo torre
2,721 Cm
Pila lado tempelhof
2,852 Cm
Estribo tempelhof
2,301 Cm

Con lo que se deben tener en cuenta dichos asientos a la hora de establecer la cimentación del puente y tenerlos previstos.

7.2. Asientos diferenciales

De todas las combinaciones geotécnicas, la limitación de asientos puede que sea de las más restrictivas en este caso ya que existen cimentaciones con suelos de distintas características. Por ello se ha procedido a la vibrocompactación de dos de las cimentaciones para reducir los asientos diferenciales.

En el cálculo no se ha tenido en cuenta la diferenciación entre cargas permanentes y variables por una razón evidente. Los suelos que estamos tratando son de tipo arenoso y, por lo tanto, su comportamiento es elástico y tiende a recuperar esfuerzos, ello provoca que a medida que se vaya cargando el suelo se recupere parte del asiento causado y, además de ello, la rigidez del suelo también aumentara a medida que se vaya colocando la carga y habrán cada vez menores asientos. Por esta razón, se ha realizado a falta de un estudio más detallado a nivel de investigación el cálculo de asientos con cargas totales ya que se quedará del lado de la seguridad y sin suponer que el terreno recupera asientos ni que aumenta su rigidez a medida que se aplica la carga.

A continuación se muestra un resumen de los asientos diferenciales máximos en cada uno de los vanos y las combinaciones de esfuerzos más desfavorables que los causan. Se ha tenido en cuenta el máximo asiento en una cimentación y se ha comparado con los asientos concomitantes en el resto de elementos del puente.

	ESFUERZOS ASIENTOS DIFERENCIALES			
	Estribo Oberland	Pila bajo torre	Pila lado Tempelhof	Estribo Tempelhof
	Predominante estribo Oberland			
N	2398,618 KN	8800,711 KN	5044,02 KN	1121,965 KN
MB	0 KN*m	9840,79 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
ML	0 KN*m	1743,624 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
VB	0 KN*m	-48,889 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
VL	0 KN*m	-303,943 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
	Predominante pila bajo torre			
	N	1808,647 KN	10433,896 KN	5870,608 KN
	1049,52 KN			
MB	0 KN*m	6020,582 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
ML	0 KN*m	-1205,574 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
VB	0 KN*m	-31,525 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
VL	0 KN*m	356,17 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
	Predominante pila lado tempelhof			
	N	1394,646 KN	8804,68 KN	7197,873 KN
	1343,96 KN			
MB	0 KN*m	2252,301 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
ML	0 KN*m	-680,456 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
VB	0 KN*m	-31,525 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
VL	0 KN*m	356,17 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
	Predominante estribo tempelhof			
	N	1292,147 KN	7598,05 KN	6171,058 KN
	2060,699 KN			
MB	0 KN*m	5082,249 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
ML	0 KN*m	-187,666 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
VB	0 KN*m	15,11 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
VL	0 KN*m	22,817 KN*m	0 KN*m	0 KN*m

	Estribo Oberland	Pila bajo torre	Pila lado Tempelhof	Estribo Tempelhof
	ASIENTO	ASIENTO	ASIENTO	ASIENTO
Predominante Estribo Oberland	2 Cm	2,036 Cm	1,886 Cm	2,118 Cm
Predominante pila bajo torre	1,73 Cm	2,721 Cm	2,25 Cm	2,103 Cm
Predominante pila lado tempelhof	1,859 Cm	2,035 Cm	2,852 Cm	2,161 Cm
Predominante estribo tempelhof	1,163 Cm	1,858 Cm	2,385 Cm	2,301 Cm

Y, por lo tanto, los asientos diferenciales máximos en cada vano tienen un valor de:

MÁXIMOS DIFERENCIALES	
COMBINACIÓN TOTAL	
VANO 1	0,991 Cm
VANO 2	0,817 Cm
VANO 3	0,691 Cm

Que resultan adecuados para esta estructura en concreto (asientos menores a 1cm).

## **APÉNDICE I**

### **FOTOGRAFÍAS DE LA UBICACIÓN DE LOS SONDEOS**



Para el proyecto de la estructura se llevó a cabo una campaña de investigación geotécnica que contempló la realización de sondeos mecánicos helicoidales y de ensayos de penetración dinámica pesada DPH. Las figuras 1 a 5 recogen fotografías de los lugares de ubicación y entorno. Para las penetraciones dinámicas, se propuso intentar alcanzar profundidades entre 25 y 30 metros, pero los rechazos se alcanzaron a profundidades comprendidas entre 9,40 y 24 metros.



1. VISTA OESTE SONDEO BS05.12



3. CARRETERA, LADO NORTE. SONDEO B12.6



2. ZONA NORTE. CAMINO. SONDEOS BS 12.2 Y BS DERECHO 12.02





4. ZONA NORTE DE OCUPACIÓN.



5. VÍAS DEL ANTIGUO FERROCARRIL. SONDEO BS 3,12



## **APÉNDICE II**

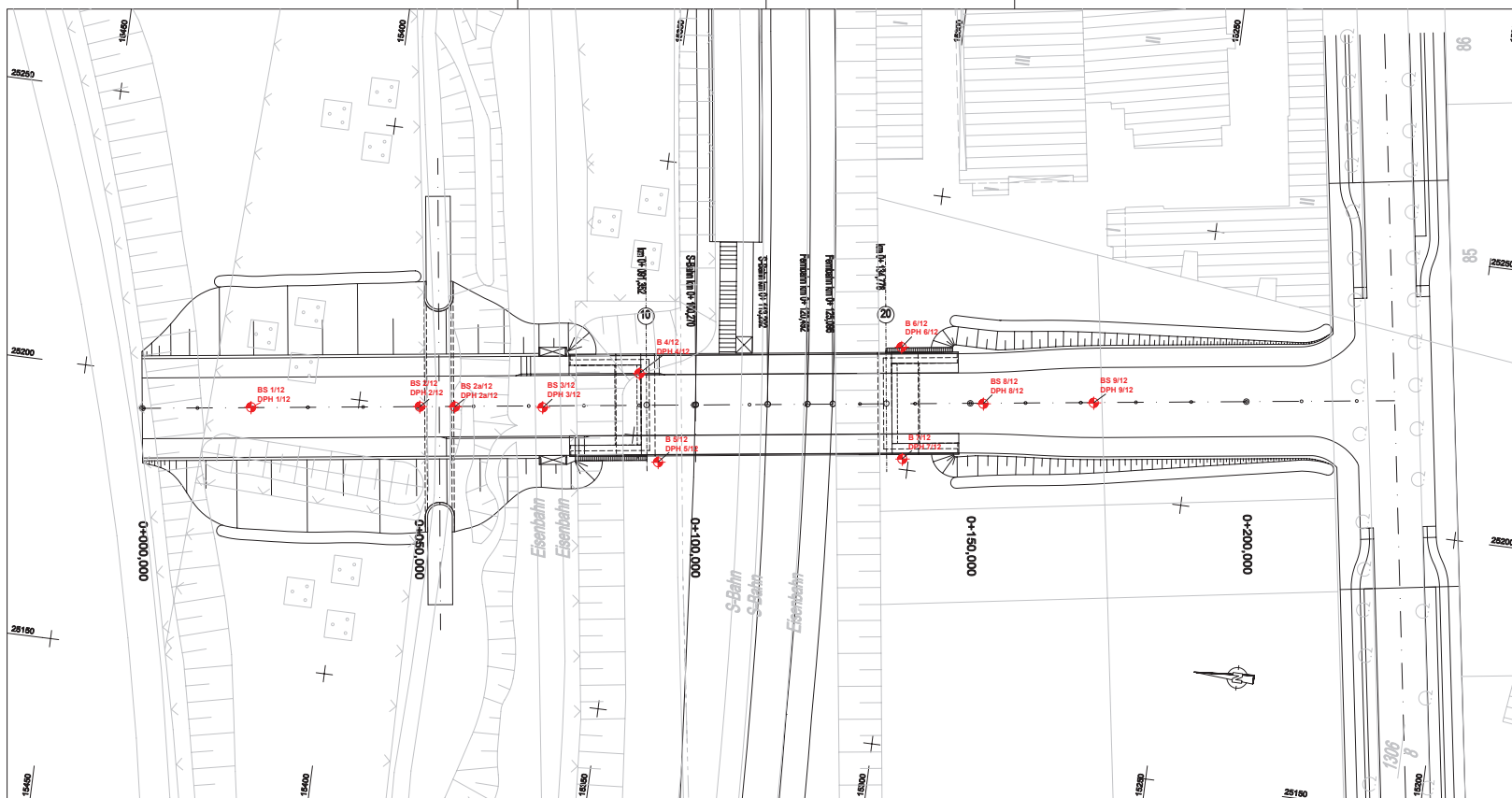
### **UBICACIÓN EN PLANTA DE LOS SONDEOS.**

Para la caracterización de las zonas de los terraplenes de acceso, se perforaron cinco sondeos y se realizaron 5 ensayos de penetración dinámica DPH, fijándose antes del inicio de la campaña profundidades de alcance entre 10 y 15 m. La definición en planta de los puntos de investigación ejecutados está reflejada a continuación y en la tabla posterior se tienen sus coordenadas de ubicación.

### UBICACIÓN DE LOS PUNTOS DE INVESTIGACIÓN DE LA CAMPAÑA GEOTÉCNICA

Punto	X	Y	Z
BS 1/12	25196,2	15419,3	42,85
BS 2/12	25200,2	15389,0	43,24
BS 2a/12	25201,0	15382,7	43,80
BS 3/12	25202,9	15366,9	48,94
B 4/12	25211,2	15350,3	44,60
B 5/12	25195,7	15345,9	44,63
B 6/12	25222,0	15303,8	48,90
B 7/12	25201,9	15301,1	48,72
BS 8/12	25213,7	15287,8	47,70
BS 9/12	25216,4	15268,0	47,99

A continuación se muestra en planta la localización de dichos ensayos que posteriormente se emplearan para extraer propiedades características de los materiales que componen los estratos de la cimentación del puente. De este modo se podrá proceder al cálculo de las cimentaciones.



Straßenbauverwaltung Land Berlin - Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt

Neubau einer Straßenbrücke im Zuge einer neuen Verbindungsstraße zwischen der Tempelhofer Freiheit und der Oberlandstraße in Berlin Tempelhof-Schöneberg

## Aufschlussplan

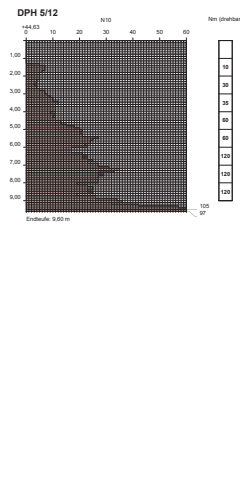
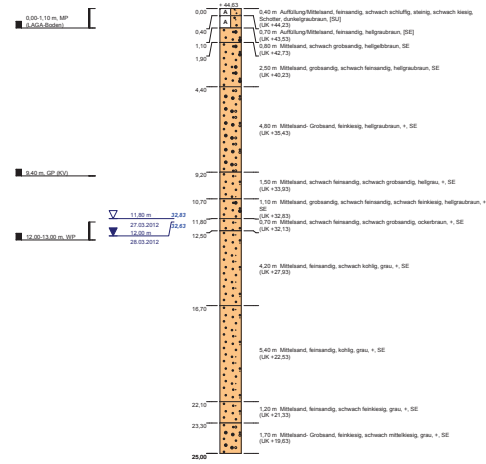
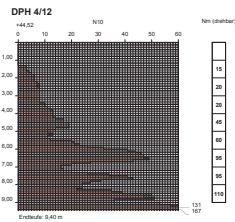
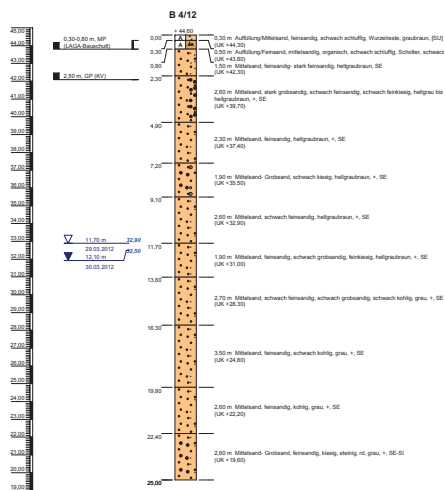
Höhenbezug: mÜNNH	Anlage 1, Blatt 2
Registriernummer:	3 - 437/12
Maßstab:	1 : 500
gezeichnet: Lübeck	04/2012



**GBA Ingenieurgesellschaft mbH**  
Sauerbruchstraße 12, 14482 Potsdam  
Tel.: 0331/ 74 96 120, Fax: 0331/ 74 96 390  
Email: baugrund@gba-gmbh.de  
Internet: www.gba-gmbh.de

## **APÉNDICE III**

### **REGISTRO DE LOS SONDEOS DPH**



**Berlin** Straßenbauverwaltung Land Berlin - Senatverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt

Neubau einer Straßenbrücke im Zuge einer neuen  
Verbindungsstraße zwischen der Tempelhofer Freiheit  
und der Oberlandstraße in Berlin Tempelhof-Schöneberg

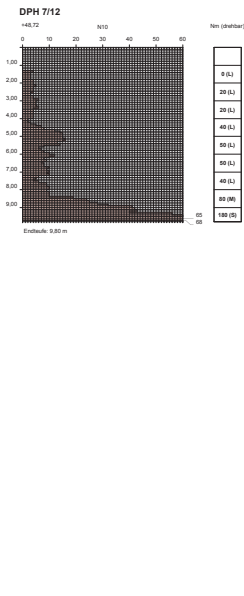
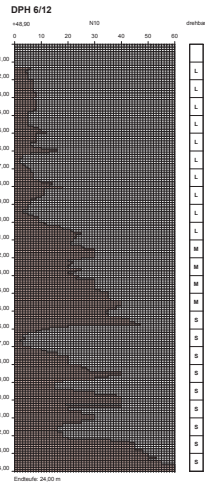
**Aufschlussprofile**  
Brückenbauwerk - WL Achse 10 (Nord)

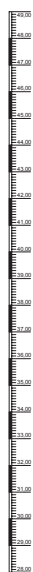
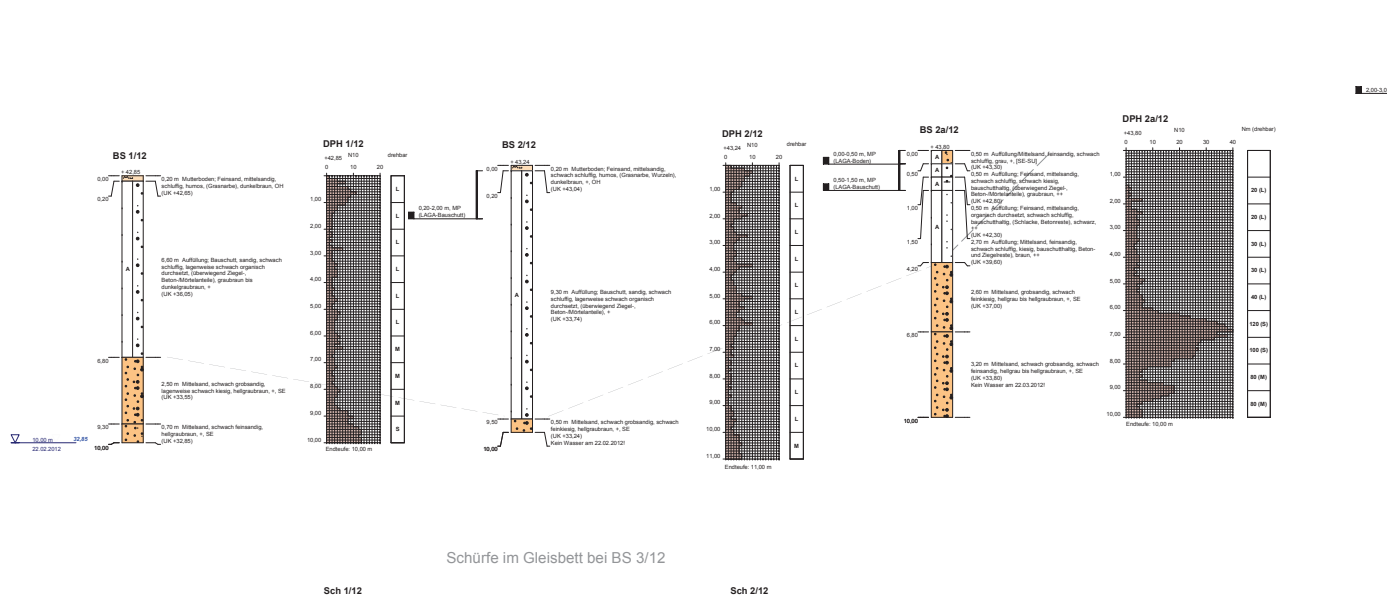
Höhenbezug: muHNN  
Registriernummer: 3-437/12  
Maßstab: 1:150  
Gezeichnet: Lübeck  
04/2012

GBA  
Geotechnische Bauwerksanalyse  
Technische Dienstleistungen  
Bauwerkschaden, 13. 14482 Potsdam  
Tel.: 0331/7400 120 Fax: 0331/7400 300  
Mobil: 0170/7400020  
e-mail: baugru@gba-gerb.de  
http://www.gba-gerb.de

03.04.2012 12:28:41



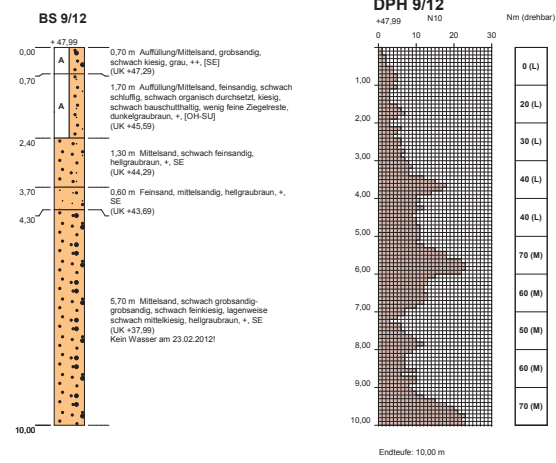
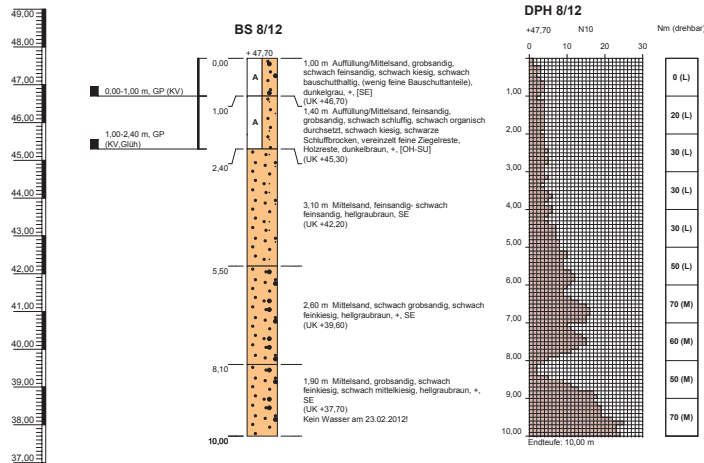




Schürfe im Gleisbett bei BS 3/12



Unterkante der Bauschuttablagerungen




**Straßenbauverwaltung Land Berlin - Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt**

**Neubau einer Straßenbrücke im Zuge einer neuen Verbindungsstraße zwischen der Tempelhofer Freiheit und der Oberlandstraße in Berlin Tempelhof-Schöneberg**

**Aufschlussprofile**  
Brückenrampe Süd

Höhenbezug: müNN	Anlage 2, Blatt 4
Registriernummer:	3-437/12
Maßstab:	1 : 100
gezeichnet: Lübeck	04/2012



**GBA Ingenieurgesellschaft mbH**  
Sitz: Sauerbruchstraße 12, 14482 Potsdam  
Tel: 0331/7496 120, Fax: 0331/7496 390  
E-mail: baugrund@gba-gmbh.de  
Internet: <http://www.gba-gmbh.de>

## **APÉNDICE IV**

### **ACTAS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO**

Prüfungs-Nr. : 083/12-1  
Bauvorhaben : Brücke Oberlandstraße /  
Tempelhofer Freiheit  
Auftraggeber : GBA  
am : 11.04.12  
Bemerkung :

Bestimmung der Korngrößenverteilung durch

## Naß-/Trockensiebung

nach DIN 18 123

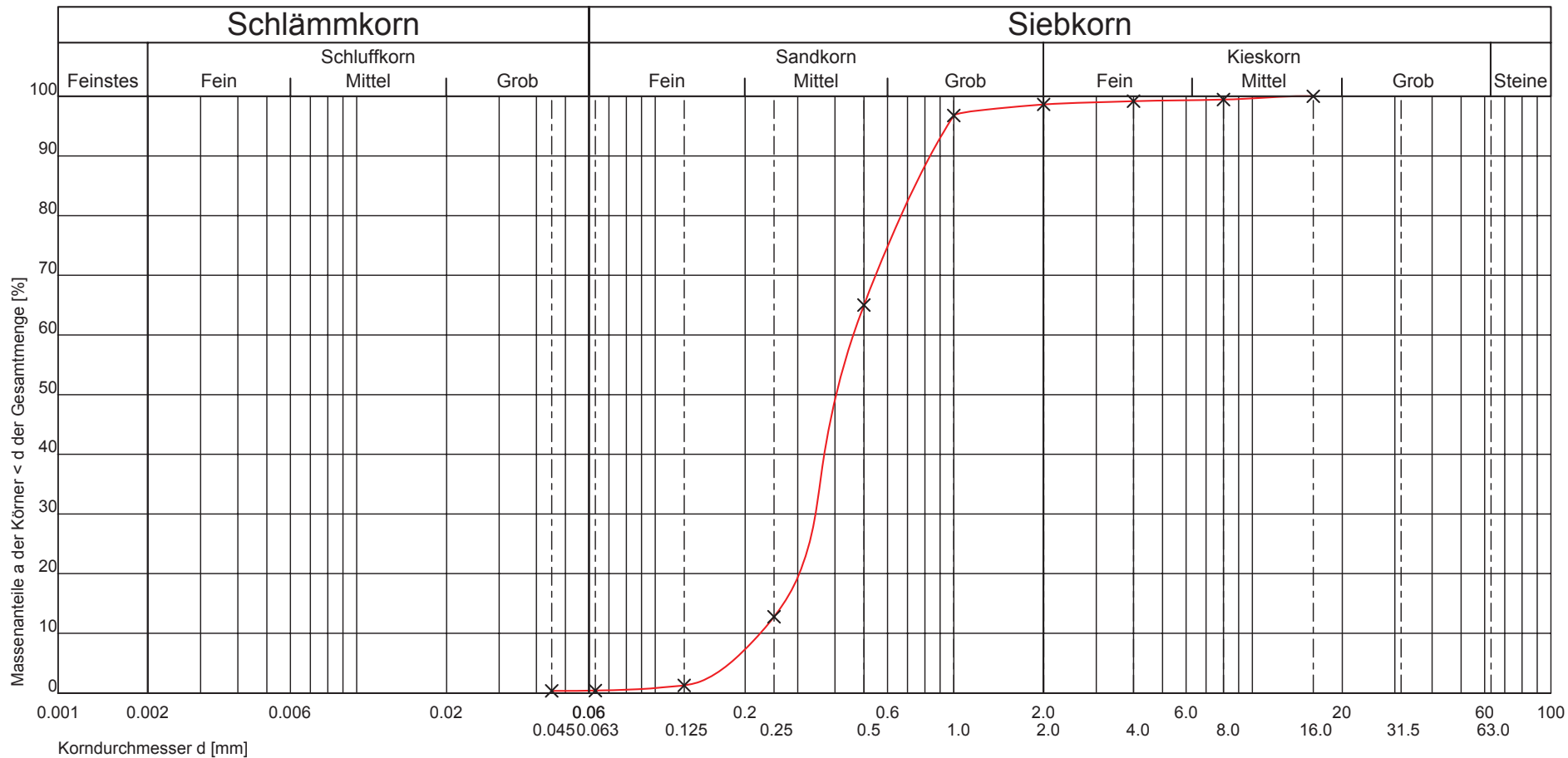
Entnahmestelle : B 4  
GP 5  
Entnahmetiefe : 2,50 m  
Bodenart :

Art der Entnahme :  
Entnahme am : durch : AG



ABE Bauprüf- und -beratungsgesell. mbH  
Ruhlsdorfer Str. 95  
14532 Stahnsdorf  
Tel.: 03329 6069-0 / Fax: 606928

Prüfungs-Nr. : 083/12-1  
Anlage : 4, Blatt 1  
zu : 3-437/12



Kurve Nr.:				Bemerkung (z.B. Kornform)
Arbeitsweise	Naßsiebung			
$U = d_{60}/d_{10} / C_u$	2.05	1.15		
Bodengruppe (DIN 18196)	SE			
Geologische Bezeichnung				
kf-Wert [m/s]	$5.254 \cdot 10^{-4}$ nach Beyer			
Kornkennziffer:	001000	mS,gs,fs'		





Prüfungs-Nr. : 083/12-3  
Bauvorhaben : Brücke Oberlandstraße /  
Tempelhofer Freiheit  
Auftraggeber : GBA  
am : 11.04.12  
Bemerkung :

Bestimmung der Korngrößenverteilung durch

## Naß-/Trockensiebung

nach DIN 18 123

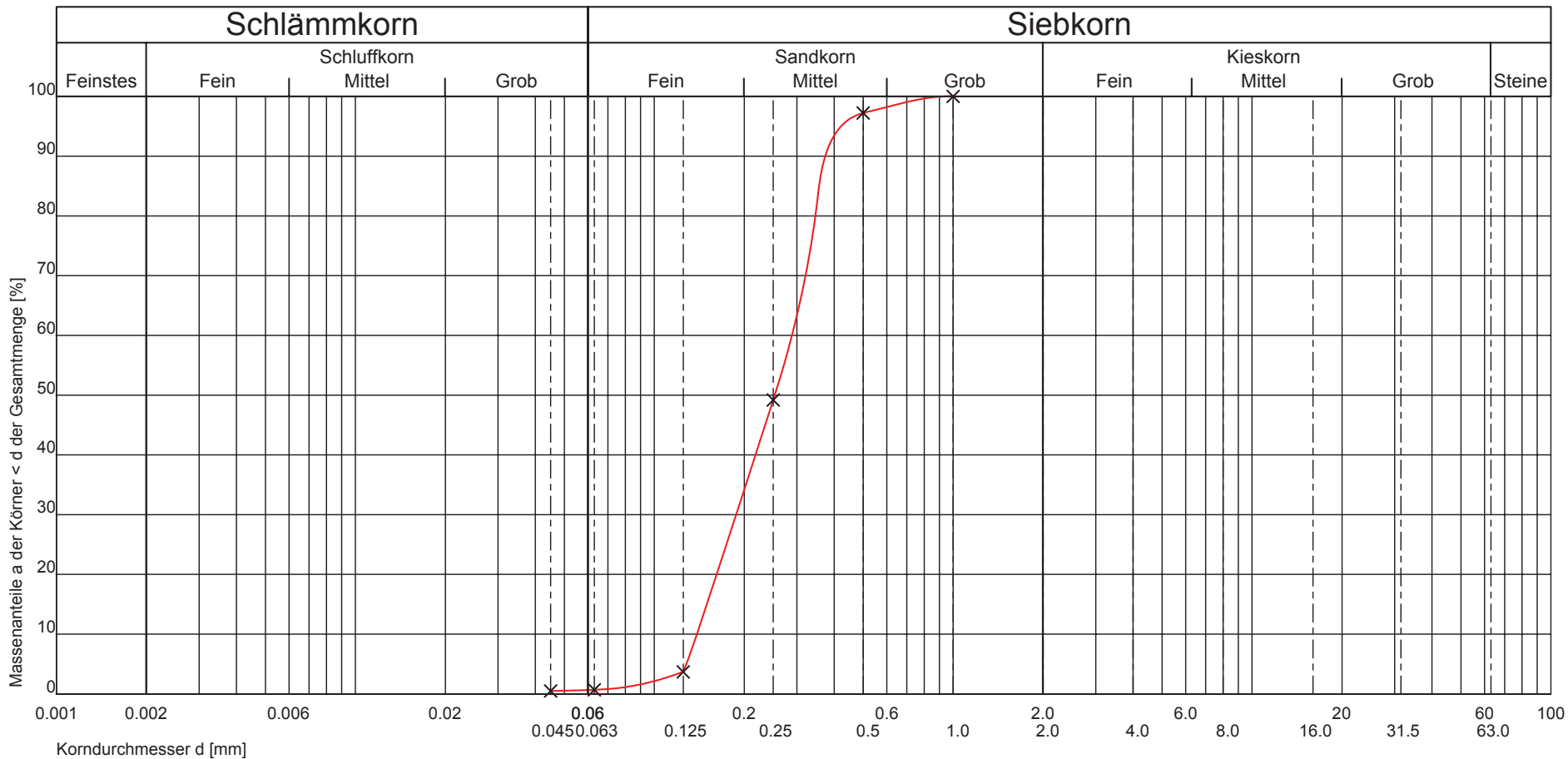
Entnahmestelle : B 6  
GP 6  
Entnahmetiefe : 3,30 m  
Bodenart :

Art der Entnahme :  
Entnahme am : durch : AG



ABE Bauprüf- und -beratungsgesell. mbH  
Ruhlsdorfer Str. 95  
14532 Stahnsdorf  
Tel.: 03329 6069-0 / Fax: 606928

Prüfungs-Nr. : 083/12-3  
Anlage : 4, Blatt 3  
zu : 3-437/12



Kurve Nr.:			
Arbeitsweise			
$U = d_{60}/d_{10} / C_u$	2.08	0.88	
Bodengruppe (DIN 18196)			
Geologische Bezeichnung			
kf-Wert [m/s]	$2.002 \cdot 10^{-4}$	nach Beyer	
Kornkennziffer:	001000	mS,fs*	

Bemerkung (z.B. Kornform)

Prüfungs-Nr. : 083/12-4  
Bauvorhaben : Brücke Oberlandstraße /  
Tempelhofer Freiheit  
Auftraggeber : GBA  
am : 11.04.12  
Bemerkung :

Bestimmung der Korngrößenverteilung durch

## Naß-/Trockensiebung

nach DIN 18 123

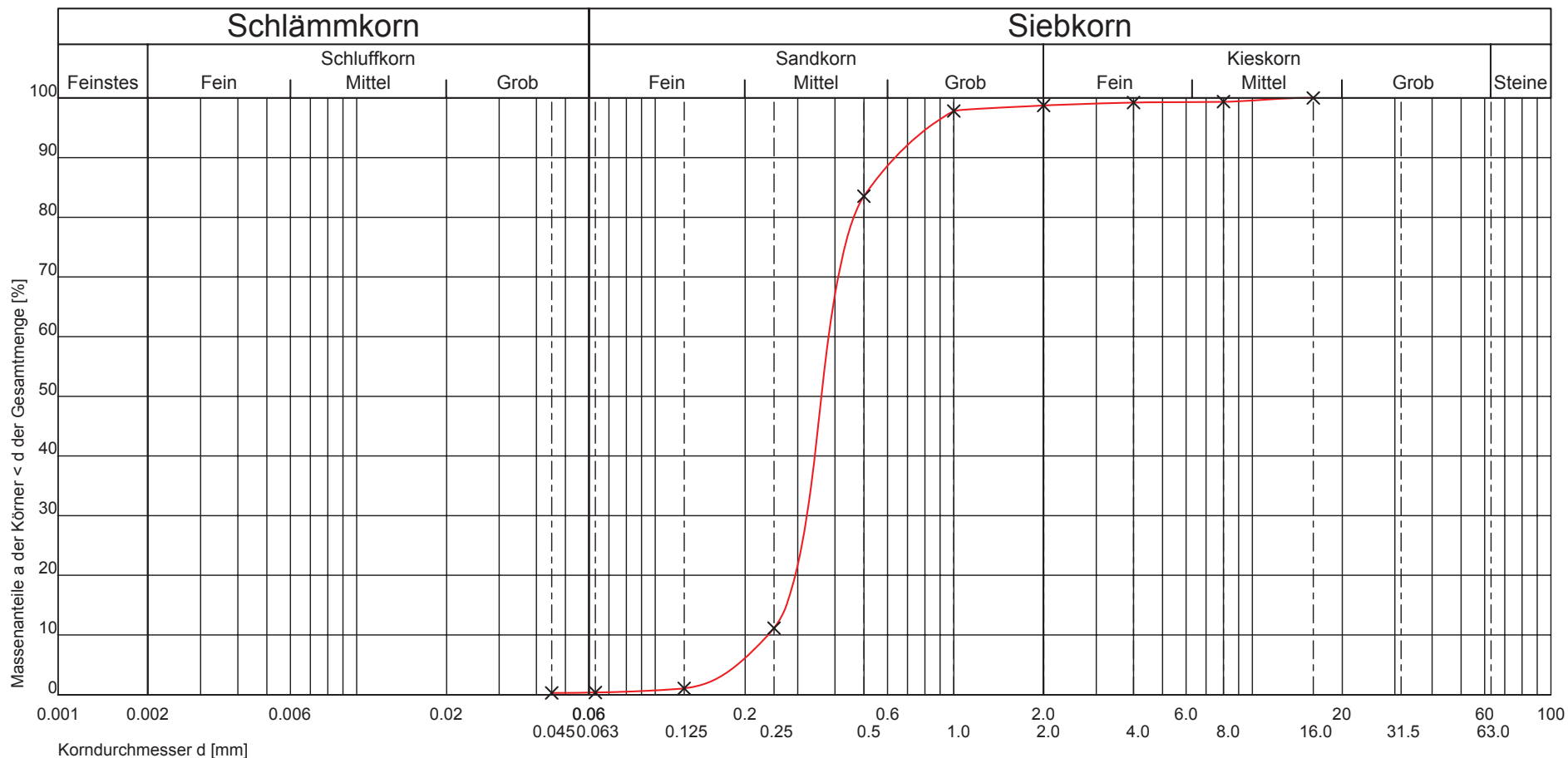
Entnahmestelle : B 6  
GP 11  
Entnahmetiefe : 7,90 m  
Bodenart :

Art der Entnahme :  
Entnahme am : durch : AG



ABE Bauprüf- und -beratungsgesell. mbH  
Ruhlsdorfer Str. 95  
14532 Stahnsdorf  
Tel.: 03329 6069-0 / Fax: 606928

Prüfungs-Nr. : 083/12-4  
Anlage : 4, Blatt 4  
zu : 3-437/12



Kurve Nr.:				Bemerkung (z.B. Kornform)
Arbeitsweise	Naßsiebung			
$U = d_{60}/d_{10} / C_u$	1.60	1.14		
Bodengruppe (DIN 18196)	SE			
Geologische Bezeichnung				
kf-Wert [m/s]	$6.183 \cdot 10^{-4}$ nach Beyer			
Kornkennziffer:	001000	mS,gs',fs'		

Prüfungs-Nr. : 083/12-5  
Bauvorhaben : Brücke Oberlandstraße /  
Tempelhofer Freiheit  
Auftraggeber : GBA  
am : 11.04.12  
Bemerkung :

Bestimmung der Korngrößenverteilung durch

## Naß-/Trockensiebung

nach DIN 18 123

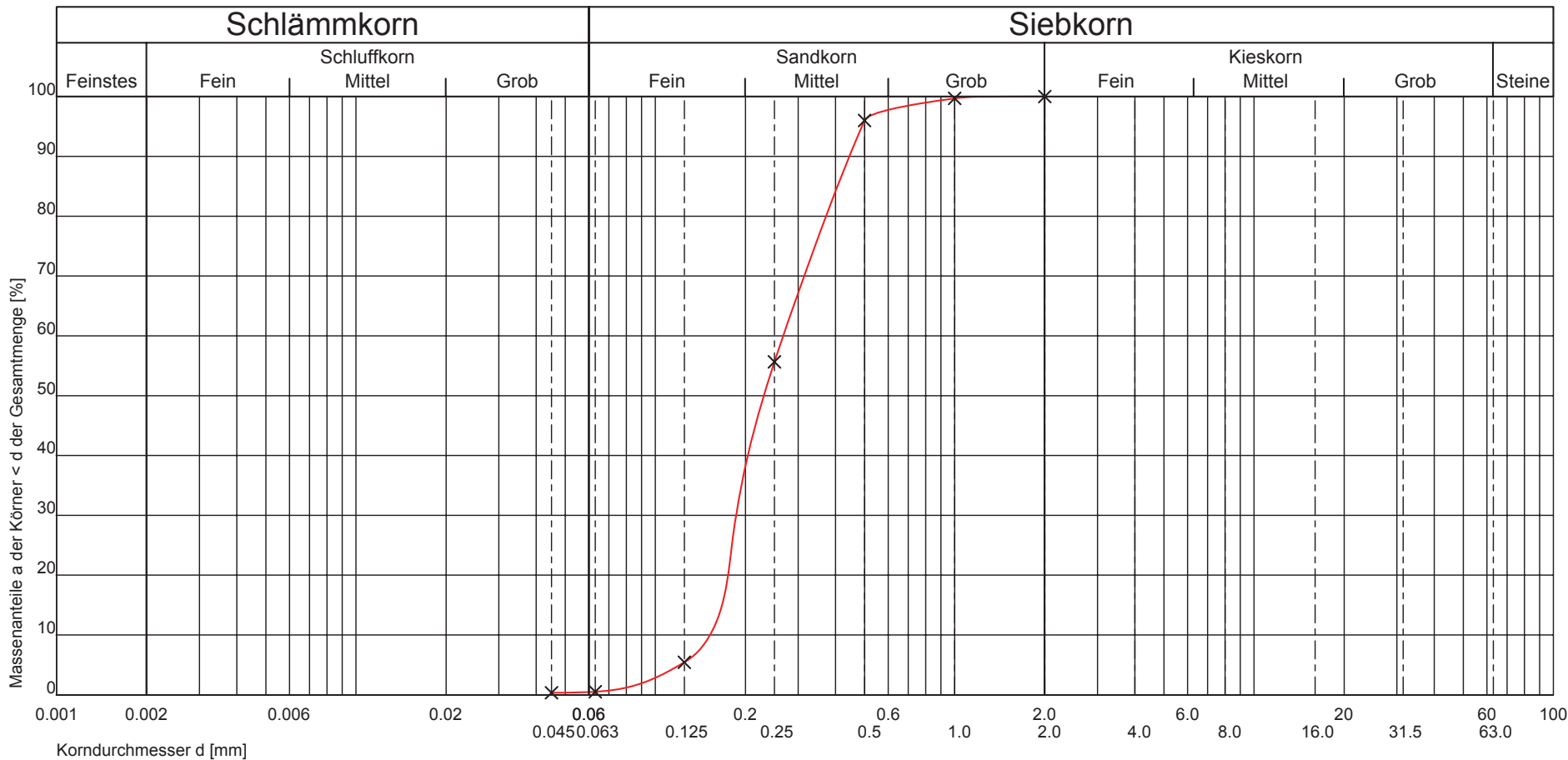
Entnahmestelle : BS 3  
GP 3  
Entnahmetiefe : 2,0 - 3,0 m  
Bodenart :

Art der Entnahme :  
Entnahme am : durch : AG



ABE Bauprüf- und -beratungsgesell. mbH  
Ruhlsdorfer Str. 95  
14532 Stahnsdorf  
Tel.: 03329 6069-0 / Fax: 606928

Prüfungs-Nr. : 083/12-5  
Anlage : 4, Blatt 5  
zu : 3-437/12



Kurve Nr.:				Bemerkung (z.B. Kornform)
Arbeitsweise	Naßsiebung			
$U = d_{60}/d_{10} / C_u$	1.76 0.85			
Bodengruppe (DIN 18196)	SE			
Geologische Bezeichnung				
kf-Wert [m/s]	$2.485 \cdot 10^{-4}$ nach Beyer			
Kornkennziffer:	001000 mS,fs*			









ABE Baupruef- und -beratungsgesell. mbH  
Ruhlsdorfer Str. 95  
14532 Stahnsdorf  
Tel.: 03329 6069-0 / Fax: 606928

Pruefungs-Nr.: 083/12-8  
Anlage : 4, Blatt 8  
zu : 3-437/12

### Bestimmung des Gluehverlusts

nach DIN 18128

Pruefungs-Nr.: 083/12-8  
Bauvorhaben : Bruecke Oberlandstraesse/  
Tempelhofer Freiheit  
Auftraggeber : GBA

Entnahmestelle : BS 8  
GP 2  
Entnahmetiefe : 1,0 - 2,4 m  
Art der Entnahme :  
Entnahme am :  
durch : AG

Behaelter Nr.	1	2	3
Masse der ungegluehten Probe mit Behaelter $m_d + m_B$ in g	35,68	33,66	34,16
Masse der gegluhten Probe mit Behaelter $m_{gl} + m_B$ in g	35,24	33,23	33,78
Masse des Behaelters $m_B$ in g	18,38	17,64	18,19
Massenverlust $(m_d + m_B) - (m_{gl} + m_B)$ $\Delta m_{gl}$ in g	0,44	0,43	0,38
Trockenmasse des Bodens vor dem Gluehen $m_d$ g $(m_d + m_B) - m_B$	17,3	16,02	15,97
Gluehverlust $V_{gl} = \Delta m_{gl} / m_d$ $V_{gl}$	0,025	0,027	0,024
Gluehverlust : Mittelwert $V_{gl}$	0,025		
Gluehverlust %	2,5%		

## Chemische Wasseranalyse

Anlage 5, Bl. 1

zu: 3 - 437/12

Neubau einer Straßenbrücke im Zuge einer neuen Verbindungsstraße zwischen der Tempelhofer Freiheit und der Oberlandstraße in Berlin Tempelhof-Schöneberg

						Grenzwerte nach DIN 4030/ Expositionsklassen nach DIN 1045		
Analyse	ME	B 5/12	B 7/12			schwach angreifend/ XA1	stark angreifend/ XA2	sehr stark angreifend/ XA3
Aussehen		gelblich	farblos			-		
Geruch (unveränderte Probe)		ohne	ohne			-		
Geruch (angesäuerte Probe)		ohne	ohne			-		
pH - Wert		7,65	7,80			6,5 bis 5,5	< 5,5 bis 4,5	< 4,5
KMnO <sub>4</sub> - Verbrauch	mg/l	5,00	30,20			-	-	-
Härte	mg/l	244,00	246,00			-	-	-
Hydrocarbonathärte	mg/l	146,00	88,00			-	-	-
Nichtcarbonathärte	mg/l	98,00	158,00			-	-	-
Magnesium (Mg 2+)	mg/l	13,90	13,50			300 bis 1000	> 1000 bis 3000	> 3000
Ammonium (NH <sub>4</sub> +)	mg/l	0,27	0,32			15 bis 30	> 30 bis 60	> 60
Sulfat (SO <sub>4</sub> 2-)	mg/l	140,00	146,00			200 bis 600	> 600 bis 3000	> 3000
Chlorid (Cl -)	mg/l	18,80	30,30			-	-	-
kalklösende Kohlensäure	mg/l	2,11	8,10			15 bis 40	> 40 bis 100	> 100
Sulfid (S 2-)	mg/l	< 0,04	< 0,04			-	-	-
Calcium	mg/l	-	-			-	-	-
Angriffsgrad ( ... betonangreifend)		nicht	nicht			*) Anmerkung: Für die Beurteilung des Wassers ist der höchste Angriffsgrad maßgebend, auch wenn er nur von einem der Werte erreicht wird. Liegen zwei oder mehr Werte im oberen Viertel eines Bereiches (bei pH im unteren Viertel), so erhöht sich der Angriff		

Beurteilung der stahlkorrosiven Wirkung des Wasser nach DIN 50 929						Abschätzung der mittleren Korrosionsgeschwindigkeit		
Analyse	ME	B 5/12	B 7/12			Bewertung	Abtragungsrate $\omega$ (100 a) mm/a	max. Eindringrate $\omega_{L,max}$ (30 a) mm/a
c(Chlorid)+2c(Sulfat)	mol/m <sup>3</sup>	3,44	3,89			sehr gering	0,01	0,05
Säurekapazität bis pH 4,3	mol/m <sup>3</sup>	5,21	6,70			gering	0,02	0,1
Calcium	mol/m <sup>3</sup>	3,80	3,85			mittel	0,05	0,2
pH - Wert		7,65	7,80			hoch	0,1	0,5
Redoxpotential U <sub>H</sub>	mV	462	311			*) Anmerkung: Die örtliche Korrosion überwiegt im Wasser-/ Luft-Wechselbereich, die $\omega_{L,max}$ - Werte nehmen zeitlich ab		
Mulden-/Lochkorrosion (unlegierter und niedriglegierter Stahl)	-	sehr gering	sehr gering					
Flächenkorrosion (unlegierter und niedriglegierter Stahl)	-	sehr gering	sehr gering					

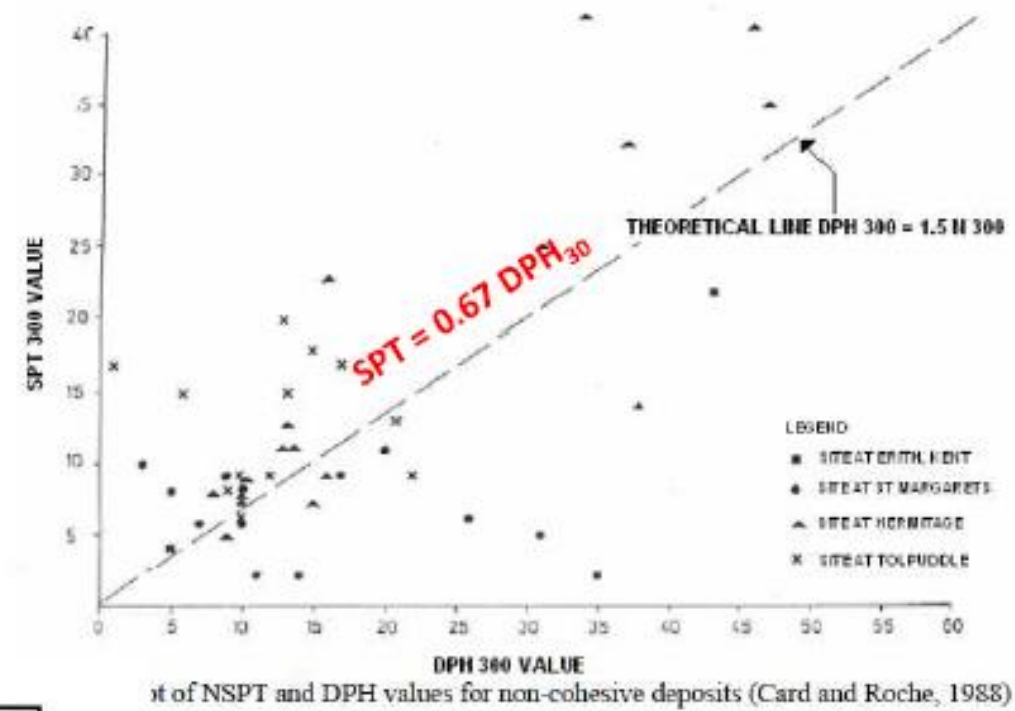
## **APÉNDICE V**

### **CORRELACIÓN DPH-SPT**

La correlación a emplear será la mostrada a continuación:

$$N_{10}(DPH) = N_{30}(DPH)$$

$$SPT = 1,21 (DPH) \text{ Norma UNE}$$



Ello se realizará mediante los datos extraídos cada 30cm y la adecuación al formato SPT de forma que tendremos los datos cada 30cm. A continuación se muestran los sondeos DPH y su transformación a SPT.

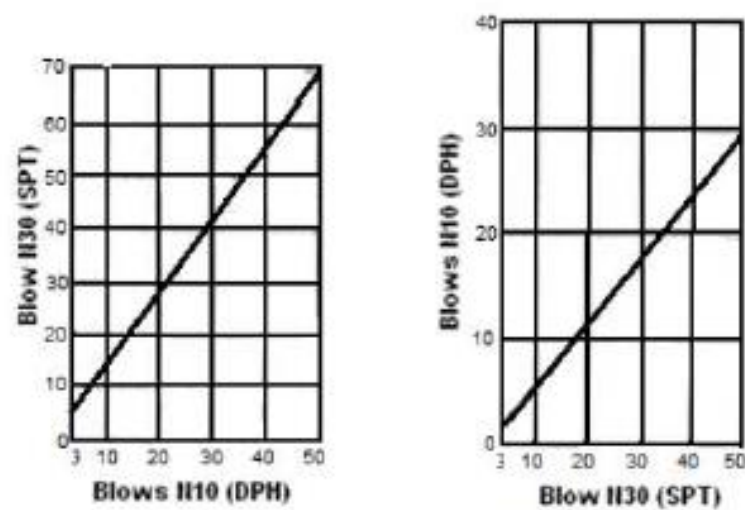


Figure 7: Comparison between the number of blows between the DPH and the SPT in a coarse soil over the groundwater (DIN, 2002)

$$SPT = 1,5-2 DPH_{10} = 0,5-0,6 DPH_{30}$$



1 de 12					
PROFUNDIDAD ▼	N10 ▼	N102 ▼	N103 ▼	SUMA ▼	SPT
0,3	1	4	7	12	8,04
0,6	4	8	9	21	14,07
0,9	11	9	8	28	18,76
1,2	8	7	4	19	12,73
1,5	4	3	2	9	6,03
1,8	2	2	2	6	4,02
2,1	2	2	1	5	3,35
2,4	2	2	1	5	3,35
2,7	2	1	2	5	3,35
3	6	2	2	10	6,7
3,3	2	2	3	7	4,69
3,6	4	3	4	11	7,37
3,9	4	4	2	10	6,7
4,2	2	2	2	6	4,02
4,5	3	2	2	7	4,69
4,8	3	4	3	10	6,7
5,1	2	2	4	8	5,36
5,4	5	4	4	13	8,71
5,7	3	3	3	9	6,03
6	3	3	4	10	6,7
6,3	5	4	5	14	9,38
6,6	3	6	3	12	8,04
6,9	3	2	3	8	5,36
7,2	3	3	4	10	6,7
7,5	3	2	2	7	4,69
7,8	3	3	2	8	5,36
8,1	3	4	5	12	8,04
8,4	4	4	3	11	7,37
8,7	3	3	4	10	6,7
9	5	8	8	21	14,07
9,3	10	8	8	26	17,42
9,6	10	12	13	35	23,45
9,9	13	12	13	38	25,46

2 de 12					
PROFUNDIDAD ▼	N10 ▼	N102 ▼	N103 ▼	SUMA ▼	SPT
0,3	2	7	10	19	12,73
0,6	9	7	7	23	15,41
0,9	6	6	5	17	11,39
1,2	3	2	2	7	4,69
1,5	2	2	4	8	5,36
1,8	6	5	5	16	10,72
2,1	8	6	3	17	11,39
2,4	3	2	3	8	5,36
2,7	3	4	8	15	10,05
3	5	4	3	12	8,04
3,3	3	3	4	10	6,7
3,6	4	3	3	10	6,7
3,9	4	10	5	19	12,73
4,2	4	3	2	9	6,03
4,5	2	3	3	8	5,36
4,8	4	4	4	12	8,04
5,1	6	10	7	23	15,41
5,4	5	5	7	17	11,39
5,7	5	4	4	13	8,71
6	6	7	10	23	15,41
6,3	5	5	4	14	9,38
6,6	4	3	3	10	6,7
6,9	3	2	3	8	5,36
7,2	2	2	3	7	4,69
7,5	1	2	2	5	3,35
7,8	1	2	1	4	2,68
8,1	2	2	2	6	4,02
8,4	2	1	2	5	3,35
8,7	1	1	2	4	2,68
9	1	1	1	3	2,01
9,3	2	2	3	7	4,69
9,6	3	2	4	9	6,03
9,9	3	3	2	8	5,36
10,2	3	3	5	11	7,37
10,5	5	5	6	16	10,72
10,8	5	5	5	15	10,05

4 de 12					
PROFUNDIDAD ▼	N10 ▼	N102 ▼	N103 ▼	SUMA ▼	SPT
0,3				0	0
0,6				0	0
0,9				0	0
1,2				0	0
1,5				0	0
1,8	3	4	5	12	8,04
2,1	6	6	6	18	12,06
2,4	6	7	8	21	14,07
2,7	7	8	8	23	15,41
3	8	8	8	24	16,08
3,3	8	8	8	24	16,08
3,6	8	10	10	28	18,76
3,9	11	12	13	36	24,12
4,2	13	13	13	39	26,13
4,5	14	17	17	48	32,16
4,8	19	19	19	57	38,19
5,1	14	11	11	36	24,12
5,4	13	11	11	35	23,45
5,7	12	20	21	53	35,51
6	23	26	32	81	54,27
6,3	41	44	46	131	87,77
6,6	47	47	49	143	95,81
6,9	43	27	20	90	60,3
7,2	16	16	17	49	32,83
7,5	20	26	34	80	53,6
7,8	41	43	31	115	77,05
8,1	27	24	24	75	50,25
8,4	24	22	35	81	54,27
8,7	39	50	47	136	91,12
9	51	36	36	123	82,41
9,3	53	57	131	241	161,47

5 de 12					
PROFUNDIDAD ▼	N10 ▼	N102 ▼	N103 ▼	SUMA ▼	SPT
0,3				0	0
0,6				0	0
0,9				0	0
1,2				0	0
1,5				0	0
1,8	7	7	6	20	13,4
2,1	5	5	5	15	10,05
2,4	5	4	4	13	8,71
2,7	3	4	4	11	7,37
3	5	7	7	19	12,73
3,3	8	9	10	27	18,09
3,6	10	12	12	34	22,78
3,9	11	11	11	33	22,11
4,2	11	9	11	31	20,77
4,5	10	11	11	32	21,44
4,8	13	13	15	41	27,47
5,1	18	20	21	59	39,53
5,4	20	21	21	62	41,54
5,7	27	25	24	76	50,92
6	24	22	23	69	46,23
6,3	17	17	17	51	34,17
6,6	21	23	21	65	43,55
6,9	23	25	23	71	47,57
7,2	27	27	31	85	56,95
7,5	35	33	17	85	56,95
7,8	29	27	27	83	55,61
8,1	27	27	19	73	48,91
8,4	23	25	25	73	48,91
8,7	23	25	19	67	44,89
9	26	26	34	86	57,62
9,3	36	32	42	110	73,7
9,6	57	105	97	259	173,53

6 de 12					
PROFUNDIDAD ▼	N10 ▼	N102 ▼	N103 ▼	SUMA ▼	SPT
0,3				0	0
0,6				0	0
0,9				0	0
1,2				0	0
1,5				0	0
1,8	4	5	5	14	9,38
2,1	5	5	7	17	11,39
2,4	7	7	7	21	14,07
2,7	7	7	7	21	14,07
3	8	8	8	24	16,08
3,3	7	8	8	23	15,41
3,6	8	8	8	24	16,08
3,9	8	7	5	20	13,4
4,2	5	5	5	15	10,05
4,5	5	5	5	15	10,05
4,8	5	7	9	21	14,07
5,1	10	12	8	30	20,1
5,4	8	8	8	24	16,08
5,7	8	6	6	20	13,4
6	7	10	16	33	22,11
6,3	13	6	3	22	14,74
6,6	3	2	2	7	4,69
6,9	2	3	4	9	6,03
7,2	5	6	6	17	11,39
7,5	7	7	7	21	14,07
7,8	7	9	10	26	17,42
8,1	14	13	18	45	30,15
8,4	11	11	11	33	22,11
8,7	11	10	8	29	19,43
9	6	6	6	18	12,06
9,3	5	5	5	15	10,05
9,6	3	3	5	11	7,37
9,9	5	7	9	21	14,07
10,2	9	9	11	29	19,43
10,5	12	17	18	47	31,49
10,8	21	22	25	68	45,56

11,1	23	23	22	68	45,56
11,4	22	21	21	64	42,88
11,7	25	26	30	81	54,27
12	30	30	30	90	60,3
12,3	30	25	20	75	50,25
12,6	22	21	20	63	42,21
12,9	20	25	23	68	45,56
13,2	20	22	24	66	44,22
13,5	23	30	30	83	55,61
13,8	30	30	30	90	60,3
14,1	30	32	35	97	64,99
14,4	35	35	35	105	70,35
14,7	36	40	40	116	77,72
15	40	38	38	116	77,72
15,3	35	34	35	104	69,68
15,6	35	40	43	118	79,06
15,9	43	45	47	135	90,45
16,2	20	13	10	43	28,81
16,5	8	5	3	16	10,72
16,8	3	4	2	9	6,03
17,1	3	3	3	9	6,03
17,4	6	10	12	28	18,76
17,7	16	16	20	52	34,84
18	20	20	20	60	40,2
18,3	20	25	25	70	46,9
18,6	27	28	40	95	63,65
18,9	40	35	30	105	70,35
19,2	30	28	25	83	55,61
19,5	25	25	25	75	50,25

7 de 12					
PROFUNDIDAD	N10	N102	N103	SUMA	SPT
0,3				0	0
0,6				0	0
0,9				0	0
1,2				0	0
1,5				0	0
1,8	3	3	3	9	6,03
2,1	4	4	4	12	8,04
2,4	5	4	4	13	8,71
2,7	4	3	3	10	6,7
3	4	4	6	14	9,38
3,3	5	5	5	15	10,05
3,6	6	4	4	14	9,38
3,9	4	4	4	12	8,04
4,2	4	2	2	8	5,36
4,5	3	5	7	15	10,05
4,8	8	12	14	34	22,78
5,1	15	15	15	45	30,15
5,4	16	15	13	44	29,48
5,7	14	8	6	28	18,76
6	7	8	10	25	16,75
6,3	12	10	8	30	20,1
6,6	9	7	8	24	16,08
6,9	8	10	9	27	18,09
7,2	10	9	10	29	19,43
7,5	6	5	4	15	10,05
7,8	6	9	9	24	16,08
8,1	10	10	9	29	19,43
8,4	10	10	10	30	20,1
8,7	19	24	25	68	45,56
9	28	32	41	101	67,67
9,3	42	43	40	125	83,75
9,6	46	60	65	171	114,57

Con estos datos obtenidos podrán obtenerse en los diferentes apéndices las características como el ángulo de rozamiento u otros requisitos que se necesitan en otras tareas tales como la vibrocompactación ya que se requieren diversos factores para caracterizar el material a tratar.

## **APÉNDICE VI**

### **CORRELACIÓN SPT-MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL TERRENO (E)**



En este apéndice se trata el cálculo del módulo de elasticidad según la formulación indicada en el apartado 7 del anejo. Donde:

$E = 2.5 * q_c \rightarrow \text{En zapatas cuadradas}$

$E = 3.5 * q_c \rightarrow \text{En zapatas corridas}$

$E = 2.5 * 4 * N = 10N \left(\frac{kg}{cm^2}\right) \rightarrow \text{En zapatas cuadradas}$

$E = 3.5 * 4 * N = 14N \left(\frac{kg}{cm^2}\right) \rightarrow \text{En zapatas corridas}$

Se han discretizado los resultados cada 30cm de forma que se obtienen los distintos módulos de elasticidad de los suelos en las cimentaciones:

Estribo lado Oberland

NSPT	ESPESOR	E	ESPESOR SUMA
18,09	0,3 m	25326	0,3
19,43	0,3 m	27202	0,6
10,05	0,3 m	14070	0,9
16,08	0,3 m	22512	1,2
19,43	0,3 m	27202	1,5
20,1	0,3 m	28140	1,8
45,56	0,3 m	63784	2,1
50	0,3 m	70000	2,4
50	0,3 m	70000	2,7
50	0,3 m	70000	3
50	0,3 m	70000	3,3
50	0,3 m	70000	3,6
50	0,3 m	70000	3,9
50	0,3 m	70000	4,2
50	0,3 m	70000	4,5
50	0,3 m	70000	4,8
50	0,3 m	70000	5,1
50	0,3 m	70000	5,4
50	0,3 m	70000	5,7
50	0,3 m	70000	6
50	0,3 m	70000	6,3
50	0,3 m	70000	6,6
50	0,116 m	70000	6,716
50	0,116 m	70000	6,832

Pila bajo torre

NSPT	ESPESOR	E	ESPESOR SUMA
24,12	0,3 m	24120	0,3
23,45	0,3 m	23450	0,6
35,51	0,3 m	35510	0,9
50	0,3 m	50000	1,2
50	0,3 m	50000	1,5
50	0,3 m	50000	1,8
50	0,3 m	50000	2,1
32,83	0,3 m	32830	2,4
50	0,3 m	50000	2,7
50	0,3 m	50000	3
50	0,3 m	50000	3,3
50	0,3 m	50000	3,6
50	0,3 m	50000	3,9
50	0,3 m	50000	4,2
50	0,3 m	50000	4,5
50	0,3 m	50000	4,8
50	0,3 m	50000	5,1
50	0,3 m	50000	5,4
50	0,3 m	50000	5,7
50	0,3 m	50000	6
50	0,3 m	50000	6,3
50	0,3 m	50000	6,6
50	0,3 m	50000	6,9
50	0,3 m	50000	7,2
50	0,3 m	50000	7,5
50	0,3 m	50000	7,8
50	0,3 m	50000	8,1
50	0,3 m	50000	8,4
50	0,3 m	50000	8,7
50	0,3 m	50000	9
50	0,3 m	50000	9,3
50	0,3 m	50000	9,6
50	0,3 m	50000	9,9
50	0,3 m	50000	10,2
50	0,3 m	50000	10,5
50	0,3 m	50000	10,8
50	0,3 m	50000	11,1
50	0,3 m	50000	11,4
50	0,3 m	50000	11,7
50	0,3 m	50000	12

Pila del lado Tempelhof

NSPT	ESPESOR	E	ESPESOR SUMA
45	0,3 m	45000	0,3
45	0,3 m	45000	0,6
45	0,3 m	45000	0,9
45	0,3 m	45000	1,2
45	0,3 m	45000	1,5
45	0,3 m	45000	1,8
45	0,3 m	45000	2,1
45	0,3 m	45000	2,4
45	0,3 m	45000	2,7
45	0,3 m	45000	3
45	0,3 m	45000	3,3
45	0,3 m	45000	3,6
45	0,3 m	45000	3,9
45	0,3 m	45000	4,2
45	0,3 m	45000	4,5
45	0,3 m	45000	4,8
45	0,3 m	45000	5,1
45	0,3 m	45000	5,4
45	0,3 m	45000	5,7
45	0,3 m	45000	6
45	0,3 m	45000	6,3
45	0,3 m	45000	6,6
45	0,3 m	45000	6,9
45	0,3 m	45000	7,2
45	0,3 m	45000	7,5
45	0,3 m	45000	7,8
45	0,3 m	45000	8,1
45	0,3 m	45000	8,4
45	0,1 m	45000	8,5
4	0,3 m	4000	8,8
3	0,3 m	3000	9,1
7	0,3 m	7000	9,4
9	0,3 m	9000	9,7
8	0,3 m	8000	10

Estribo del lado Tempelhof

N	ESPESOR	E	ESPESOR SUMA
45	0,3 m	63000	0,3
45	0,3 m	63000	0,6
45	0,3 m	63000	0,9
45	0,3 m	63000	1,2
45	0,3 m	63000	1,5
45	0,3 m	63000	1,8
45	0,3 m	63000	2,1
45	0,3 m	63000	2,4
45	0,3 m	63000	2,7
45	0,3 m	63000	3
45	0,3 m	63000	3,3
45	0,3 m	63000	3,6
45	0,3 m	63000	3,9
45	0,3 m	63000	4,2
45	0,3 m	63000	4,5
45	0,3 m	63000	4,8
45	0,3 m	63000	5,1
45	0,3 m	63000	5,4
45	0,3 m	63000	5,7
45	0,3 m	63000	6
45	0,3 m	63000	6,3
45	0,3 m	63000	6,6
45	0,4 m	63000	7
45	0,3 m	63000	7,3
45	0,3 m	63000	7,6
45	0,4 m	63000	8
23,45	0,3 m	32830	8,3
23,45	0,3 m	32830	8,6
23,45	0,3 m	32830	8,9
23,45	0,3 m	32830	9,2
23,45	0,3 m	32830	9,5
23,45	0,3 m	32830	9,8
25,46	0,3 m	35644	10,1
25,46	0,3 m	35644	10,4
25,46	0,3 m	35644	10,7
25,46	0,3 m	35644	11
25,46	0,3 m	35644	11,3
25,46	0,3 m	35644	11,6
25,46	0,3 m	35644	11,9
25,46	0,3 m	35644	12,2
25,46	0,3 m	35644	12,5
25,46	0,3 m	35644	12,8
25,46	0,3 m	35644	13,1
25,46	0,3 m	35644	13,4
25,46	0,3 m	35644	13,7
25,46	0,3 m	35644	14
25,46	0,3 m	35644	14,3
25,46	0,212 m	35644	14,512

## **APÉNDICE VII**

### **CORRELACIÓN SPT-ÁNGULO DE ROZAMIENTO DEL TERRENO**

La correlación entre el SPT y el ángulo de rozamiento del terreno podemos observarla en la normativa del CTE donde se refieren los valores del ángulo de rozamiento dependiendo del valor alcanzado en las mediciones del SPT. En la tabla 4.1 del CTE vienen recogidos los valores descritos anteriormente:

Tabla 4.1 Correlación entre golpeo N <sub>SPT</sub> , y CPT con el ángulo de rozamiento							
	Muy suelto	Suelto	Medio- denso		Denso		Muy denso
Ángulo de rozamiento interno del terreno	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°
Golpeo N <sub>SPT</sub> (número)	10	15	22	30	36	45	55
Resistencia por punta del penetrómetro estático (MPa)	-	2	4	7	15	21	30

De esta forma se han adoptado los valores del ángulo de rozamiento en cada estrato según la estimación con la media del número de golpes de cada estrato de forma que:

*ESTRATO A2 → SPT MEDIO ≅ 45 →  $\phi' \cong 40^\circ$  → DEBIDO A LA MEJORA DEL TERRENO*

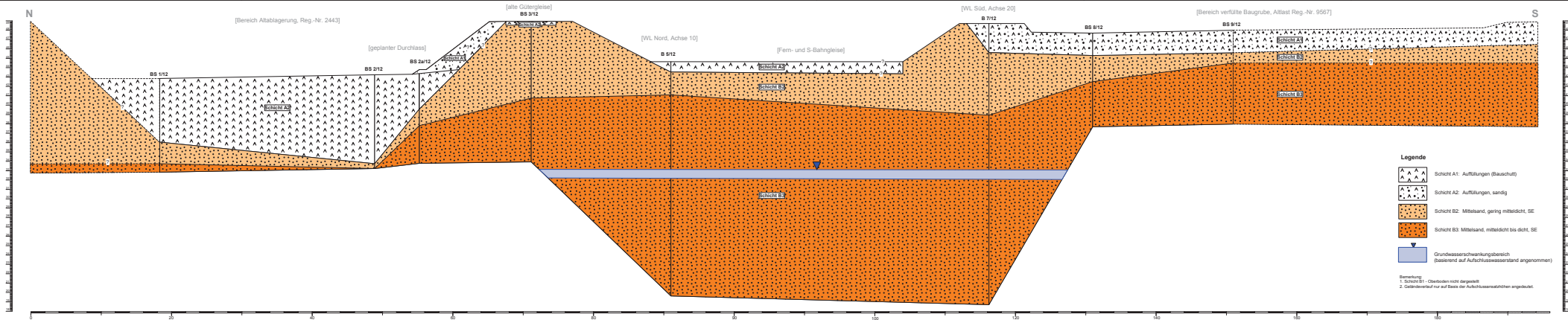
*ESTRATO B2 → SPT MEDIO ≅ 17 →  $\phi' \cong 32^\circ$*

*ESTRATO B3 → SPT MEDIO ≅ 20 →  $\phi' \cong 33^\circ$*

## **APÉNDICE VIII**

### **PERFIL ESTRATIGRÁFICO**





- Legende**
- Schicht A1: Auffüllungen (Bauschutt)
  - Schicht A2: Auffüllungen, sandig
  - Schicht B2: Mittelwand, gering mittel dicht, SE
  - Schicht B3: Mittelwand, mittel dicht bis dicht, SE
  - Grundwasserschwankungsbereich (basierend auf Aufschlussschnittstellen angenommen)
- Benennung:**  
1. Schicht B1 - Oberboden nicht dargestellt  
2. Geländeerhöfung nur auf Basis der Aufschlussschnittstellen angenommen

	Stroßenbauverwaltung Land Berlin - Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt
Neubau einer Straßenbrücke im Zuge einer neuen Verbindungstraße zwischen der Tempelhofer Freiheit und der Oberlandstraße in Berlin Tempelhof-Schöneberg	
<b>Idealisierter Baugrundlängsschnitt</b>	
	GBA Ingenieurbüro für Geotechnik und Bauwesen Helmholtzstraße 10, 10585 Berlin Tel. (030) 639 10-10 E-Mail: info@gba-berlin.de www.gba-berlin.de
Profilnummer: m0909	Aussage 2. Blatt 6
Registernummer: 3-437/12	
Maßstab: 1:200/1:50	
Gezeichnet: Lübeck	04/2012

## **APÉNDICE IX**

### **RESUMEN DE CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES**

Los distintos estratos que se encuentran dentro del análisis desde el punto de vista del cálculo geotécnico poseen las propiedades descritas a continuación:

Nivel	Clasificación DIN 18196	Potencia (m)	Compacidad	Pesos específicos (kN/m <sup>3</sup> )		Coeficiente de Permeabilidad (m/s)
				Aparente	Saturado	
<b>A1</b>	SE, OH-SU	2,10 – 3.10	Floja a media	16.0	****	$2*10^{-4} - 9*10^{-5}$
<b>A2</b>	A	0.50 – 9.30	Muy floja a floja	16.0	****	$2*10^{-4} - 1*10^{-5}$
<b>B1</b>	OH	0.20	Floja	****	****	*****
<b>B2</b>	SE	0.00-7.80	Floja a media	17.0	19.0	$6*10^{-4} - 2*10^{-4}$
<b>B3</b>	SE	>18.00	Media a densa	18.0	20.0	$6*10^{-4} - 2*10^{-4}$

Cada uno de los estratos viene referido en el perfil estratigráfico correspondiente.

## **APÉNDICE X**

### **ENTIBACIONES PROVISIONALES-TABLESTACADO**

# Laminados en frío

- Chapa KANALA
- Tablestaca PERFIL LIGERO LP
- Tablestaca OMEGA
- Tablestaca ZETA



Resistentes

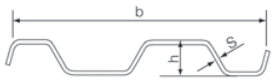
Duraderos

Robustos



Denominación	Anchura b	Altura h	Espesor s	Momento de inercia i	Momento resistente W	Peso propio		Momento flector admisible / m de muro		
						del perfil	del muro	St Sp 37	St Sp 45	St Sp S
Unidades	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup> / m	cm <sup>3</sup> / m	Kg / m	Kg / m <sup>2</sup>	kNm / m	kNm / m	kNm / m

## Chapa KANALA KD



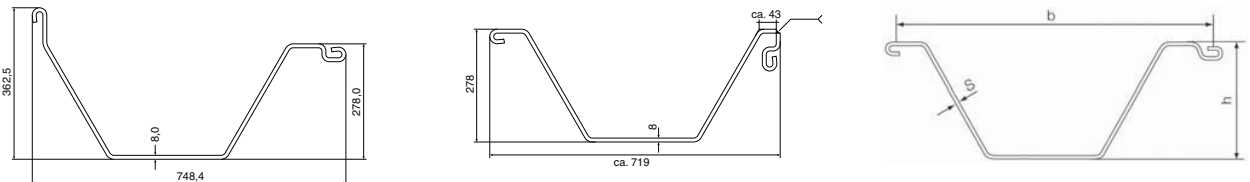
KD VI / 6	600	78	6	726	182	37,5	62		38,7	
KD VI / 8	600	80	8	968	242	50	83		51,5	

## Tablestaca PERFIL LIGERO LP



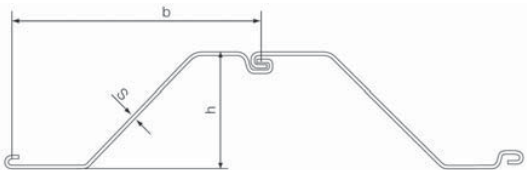
LP 76 / 7	700	150	7	3585	478	53,3	76	77,0	88,0	115,4
LP 88 / 8	700	151	8	4133	552	61,6	88	88,9	101,6	133,6

## Tablestaca OMEGA



OMEGA 750	800	253	7	9795	750	67,5	84,4	120,0	137,3	180,0
OMEGA 850	800	254	8	11144	852	76,9	96,2	136,3	155,9	204,5
OMEGA 7	750	277	7	12778	1065	68	90	170	195	
OMEGA 8	750	278	8	14294	1237	76,8	103	215	233	
OMEGA 9	750	279	9	16083	1393	86,3	115	243	287	333

## Tablestaca ZETA



ZN 31	825	305	6	11499	755	50,9	61,7	120,8	138,2	181,3
ZN 31	825	306	7	13416	880	58,2	70,5	140,8	161,0	211,2

Consúltenos sobre nuestro programa de sistemas de entibación, pinzas y aparejos para tubos, peldaños de polipropileno...



Ctra. Madrid - Irún, Km. 469  
Apdo. Correos 13  
Tel. +34 943 492 897  
Fax +34 943 493 015  
E-20180 OIARTZUN (Guipúzcoa)  
E-mail: iguazuri@iguazuri.com  
www.iguazuri.com



## **APÉNDICE XI**

### **CÁLCULO DE ASIENTOS**



El cálculo de los asientos ha seguido el procedimiento indicado en el apartado 7 del anejo. El procedimiento a seguir es el cálculo de asientos en arenas mediante el método de Schmertmann.

Combinaciones consideradas en el cálculo:

	ESFUERZOS ASIENTOS DIFERENCIALES			
	Estribo Oberland	Pila bajo torre	Pila lado Tempelhof	Estribo Tempelhof
	Predominante estribo Oberland			
N	2398,618 KN	8800,711 KN	5044,02 KN	1121,965 KN
MB	0 KN*m	9840,79 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
ML	0 KN*m	1743,624 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
VB	0 KN*m	-48,889 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
VL	0 KN*m	-303,943 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
	Predominante pila bajo torre			
	Estribo Oberland	Pila bajo torre	Pila lado Tempelhof	Estribo Tempelhof
	Predominante estribo Oberland			
N	1808,647 KN	10433,896 KN	5870,608 KN	1049,52 KN
MB	0 KN*m	6020,582 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
ML	0 KN*m	-1205,574 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
VB	0 KN*m	-31,525 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
VL	0 KN*m	356,17 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
	Predominante pila lado tempelhof			
	Estribo Oberland	Pila bajo torre	Pila lado Tempelhof	Estribo Tempelhof
	Predominante estribo Oberland			
N	1394,646 KN	8804,68 KN	7197,873 KN	1343,96 KN
MB	0 KN*m	2252,301 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
ML	0 KN*m	-680,456 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
VB	0 KN*m	-31,525 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
VL	0 KN*m	356,17 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
	Predominante estribo tempelhof			
	Estribo Oberland	Pila bajo torre	Pila lado Tempelhof	Estribo Tempelhof
	Predominante estribo Oberland			
N	1292,147 KN	7598,05 KN	6171,058 KN	2060,699 KN
MB	0 KN*m	5082,249 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
ML	0 KN*m	-187,666 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
VB	0 KN*m	15,11 KN*m	0 KN*m	0 KN*m
VL	0 KN*m	22,817 KN*m	0 KN*m	0 KN*m

En cada una de ellas se analizará el asiento de la cimentación predominante y los asientos concomitantes que se produzcan en ésta.

El cálculo de los módulos de elasticidad del terreno quedan reflejados en el apéndice VI “CORRELACIÓN SPT-MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL TERRENO (E)”.

A continuación se reflejan los cálculos de los coeficientes  $C_1$  e  $I_z$  necesarios para el cálculo del asiento final. El valor de  $I_z$  se ha determinado cada 30cm para tener en cuenta la rigidez del terreno con la profundidad.

• **PREDOMINANTE ESTRIBO OBERLAND:**

○ **Estribo Oberland:**

Carga transmitida por la cimentación ( $q_t$ )	413,51 KN/m <sup>2</sup>
Profundidad de superficie de cimentación	2,5 m
Peso específico aparente terreno en superficie de cimentación	20 KN/m <sup>3</sup>
Ancho de la zapata	3,403524765 m
Tensión efectiva en plano de cimentación	120 KN/m <sup>2</sup>
Carga transmitida neta ( $q_{tn}$ )	293,51 KN/m <sup>2</sup>
Factor de profundidad ( $C_1$ )	0,795577663 KN/m <sup>2</sup>
Sobrecarga	10 KN/m <sup>2</sup>
Coeficiente de influencia ( $I_z$ )	0,657666983

		$I_{ze}$	$\Delta I_z$	E
VALOR DE SPT	1	0,066051084	0,06605108	25326
VALOR DE SPT	2	0,144204336	0,07815325	27202
VALOR DE SPT	3	0,234459756	0,09025542	14070
VALOR DE SPT	4	0,336817344	0,10235759	22512
VALOR DE SPT	5	0,4512771	0,11445976	27202
VALOR DE SPT	6	0,577839024	0,12656192	28140
VALOR DE SPT	7	0,716503116	0,13866409	63784
VALOR DE SPT	8	0,867269376	0,15076626	70000
VALOR DE SPT	9	1,030137804	0,16286843	70000
VALOR DE SPT	10	1,2051084	0,1749706	70000
VALOR DE SPT	11	1,392181164	0,18707276	70000
VALOR DE SPT	12	1,587517483	0,19533632	70000
VALOR DE SPT	13	1,778122597	0,19060511	70000
VALOR DE SPT	14	1,962930778	0,18480818	70000
VALOR DE SPT	15	2,141942023	0,17901125	70000
VALOR DE SPT	16	2,315156335	0,17321431	70000
VALOR DE SPT	17	2,482573712	0,16741738	70000
VALOR DE SPT	18	2,644194155	0,16162044	70000
VALOR DE SPT	19	2,800017663	0,15582351	70000
VALOR DE SPT	20	2,950044238	0,15002657	70000
VALOR DE SPT	21	3,094273878	0,14422964	70000
VALOR DE SPT	22	3,232706583	0,13843271	70000
VALOR DE SPT	23	3,365342354	0,13263577	70000
VALOR DE SPT	24	3,492181191	0,12683884	70000
VALOR DE SPT	25	3,613223094	0,1210419	70000
VALOR DE SPT	26	3,728468062	0,11524497	70000
VALOR DE SPT	27	3,837916096	0,10944803	70000
VALOR DE SPT	28	3,941567196	0,1036511	70000
VALOR DE SPT	29	4,039421361	0,09785417	70000

VALOR DE SPT	30	4,131478592	0,09205723	70000
VALOR DE SPT	31	4,217738889	0,0862603	70000
VALOR DE SPT	32	4,298202252	0,08046336	70000
VALOR DE SPT	33	4,37286868	0,07466643	70000
VALOR DE SPT	34	4,441738173	0,06886949	70000
VALOR DE SPT	35	4,504810733	0,06307256	70000
VALOR DE SPT	36	4,562086358	0,05727563	70000
VALOR DE SPT	37	4,613565049	0,05147869	70000
VALOR DE SPT	38	4,659246805	0,04568176	70000
VALOR DE SPT	39	4,699131628	0,03988482	70000
VALOR DE SPT	40	4,733219516	0,03408789	70000
VALOR DE SPT	41	4,761510469	0,02829095	70000
VALOR DE SPT	42	4,784004488	0,02249402	70000
VALOR DE SPT	43	4,800701573	0,01669708	70000
VALOR DE SPT	44	4,811601724	0,01090015	70000
VALOR DE SPT	45	4,81670494	0,00510322	70000

COMPONENTE lz TOTAL	8,58963E-05 m
---------------------	---------------

ASIENTO TOTAL	2,005763891 Cm
---------------	----------------

○ **Pila bajo torre:**

Carga transmitida por la cimentación (qt)	538,3396545 KN/m^2
Profundidad de superficie de cimentación	5 m
Peso específico aparente terreno en superficie de cimentación	18 KN/m^3
Ancho de la zapata	4,133865619 m
Tensión efectiva en plano de cimentación	90 KN/m^2
Carga transmitida neta (qtn)	448,3396545 KN/m^2
Factor de profundidad (C1)	0,899629668 KN/m^2
Coeficiente de influencia (Iz)	0,687737851

COMPONENTE lz TOTAL	5,04815E-05 m
---------------------	---------------

ASIENTO TOTAL	2,036119909 Cm
---------------	----------------

		lze	Δlz	E
VALOR DE SPT	1	0,066051084	0,06605108	25326
VALOR DE SPT	2	0,144204336	0,07815325	27202
VALOR DE SPT	3	0,234459756	0,09025542	14070
VALOR DE SPT	4	0,336817344	0,10235759	22512
VALOR DE SPT	5	0,4512771	0,11445976	27202
VALOR DE SPT	6	0,577839024	0,12656192	28140
VALOR DE SPT	7	0,716503116	0,13866409	63784
VALOR DE SPT	8	0,867269376	0,15076626	70000
VALOR DE SPT	9	1,030137804	0,16286843	70000
VALOR DE SPT	10	1,2051084	0,1749706	70000
VALOR DE SPT	11	1,392181164	0,18707276	70000
VALOR DE SPT	12	1,587517483	0,19533632	70000
VALOR DE SPT	13	1,778122597	0,19060511	70000
VALOR DE SPT	14	1,962930778	0,18480818	70000
VALOR DE SPT	15	2,141942023	0,17901125	70000
VALOR DE SPT	16	2,315156335	0,17321431	70000
VALOR DE SPT	17	2,482573712	0,16741738	70000
VALOR DE SPT	18	2,644194155	0,16162044	70000
VALOR DE SPT	19	2,800017663	0,15582351	70000
VALOR DE SPT	20	2,950044238	0,15002657	70000
VALOR DE SPT	21	3,094273878	0,14422964	70000
VALOR DE SPT	22	3,232706583	0,13843271	70000
VALOR DE SPT	23	3,365342354	0,13263577	70000
VALOR DE SPT	24	3,492181191	0,12683884	70000
VALOR DE SPT	25	3,613223094	0,1210419	70000
VALOR DE SPT	26	3,728468062	0,11524497	70000
VALOR DE SPT	27	3,837916096	0,10944803	70000
VALOR DE SPT	28	3,941567196	0,1036511	70000
VALOR DE SPT	29	4,039421361	0,09785417	70000
VALOR DE SPT	30	4,131478592	0,09205723	70000
VALOR DE SPT	31	4,217738889	0,0862603	70000
VALOR DE SPT	32	4,298202252	0,08046336	70000
VALOR DE SPT	33	4,37286868	0,07466643	70000
VALOR DE SPT	34	4,441738173	0,06886949	70000
VALOR DE SPT	35	4,504810733	0,06307256	70000
VALOR DE SPT	36	4,562086358	0,05727563	70000
VALOR DE SPT	37	4,613565049	0,05147869	70000
VALOR DE SPT	38	4,659246805	0,04568176	70000
VALOR DE SPT	39	4,699131628	0,03988482	70000
VALOR DE SPT	40	4,733219516	0,03408789	70000
VALOR DE SPT	41	4,761510469	0,02829095	70000
VALOR DE SPT	42	4,784004488	0,02249402	70000
VALOR DE SPT	43	4,800701573	0,01669708	70000
VALOR DE SPT	44	4,811601724	0,01090015	70000
VALOR DE SPT	45	4,81670494	0,00510322	70000

○ **Pila lado tempelhof:**

Carga transmitida por la cimentación (qt)	246,0208 KN/m^2
Profundidad de superficie de cimentación	2 m
Peso específico aparente terreno en superficie de cimentación	18 KN/m^3
Ancho de la zapata	5 m
Tensión efectiva en plano de cimentación	36 KN/m^2
Carga transmitida neta (qtn)	210,0208 KN/m^2
Factor de profundidad (C1)	0,914294203 KN/m^2
Coefficiente de influencia (Iz)	0,661023271

		Ize	ΔIz	E
VALOR DE SPT	1	0,05419842	0,054198419	45000
VALOR DE SPT	2	0,12679368	0,072595257	45000
VALOR DE SPT	3	0,21778577	0,090992094	45000
VALOR DE SPT	4	0,3271747	0,109388932	45000
VALOR DE SPT	5	0,45496047	0,12778577	45000
VALOR DE SPT	6	0,60114308	0,146182608	45000
VALOR DE SPT	7	0,76572253	0,164579445	45000
VALOR DE SPT	8	0,94869881	0,182976283	45000
VALOR DE SPT	9	1,14422101	0,195522206	45000
VALOR DE SPT	10	1,33327367	0,189052656	45000
VALOR DE SPT	11	1,51439405	0,181120376	45000
VALOR DE SPT	12	1,68758214	0,173188097	45000
VALOR DE SPT	13	1,85283796	0,165255818	45000
VALOR DE SPT	14	2,0101615	0,157323539	45000
VALOR DE SPT	15	2,15955276	0,149391259	45000
VALOR DE SPT	16	2,30101174	0,14145898	45000
VALOR DE SPT	17	2,43453844	0,133526701	45000
VALOR DE SPT	18	2,56013286	0,125594422	45000
VALOR DE SPT	19	2,677795	0,117662142	45000
VALOR DE SPT	20	2,78752487	0,109729863	45000
VALOR DE SPT	21	2,88932245	0,101797584	45000
VALOR DE SPT	22	2,98318775	0,093865304	45000
VALOR DE SPT	23	3,06912078	0,085933025	45000
VALOR DE SPT	24	3,14712153	0,078000746	45000
VALOR DE SPT	25	3,21718999	0,070068467	45000
VALOR DE SPT	26	3,27932618	0,062136187	45000
VALOR DE SPT	27	3,33353009	0,054203908	45000
VALOR DE SPT	28	3,37980172	0,046271629	45000
VALOR DE SPT	29	3,39346286	0,013661148	45000
VALOR DE SPT	30	3,42915812	0,035695257	4000
VALOR DE SPT	31	3,4569211	0,027762977	3000
VALOR DE SPT	32	3,4767518	0,019830698	7000
VALOR DE SPT	33	3,48865022	0,011898419	9000
VALOR DE SPT	34	3,49261636	0,00396614	8000

COMPONENTE Iz TOTAL 9,82392E-05 m

ASIENTO TOTAL 1,886396914 Cm

○ **Estribo lado Tempelhof:**

Carga transmitida por la cimentación (qt)	257,2 KN/m^2
Profundidad de superficie de cimentación	4 m
Peso específico aparente terreno en superficie de cimentación	18 KN/m^3
Ancho de la zapata	3,462 m
Tensión efectiva en plano de cimentación	36 KN/m^2
Carga transmitida neta (qtn)	221,2 KN/m^2
Factor de profundidad (C1)	0,918625678 KN/m^2
Sobrecarga	10 KN/m^2
Coefficiente de influencia (Iz)	0,747879899

		Ize	ΔIz	E
VALOR DE SPT	1	0,06712149	0,06712149	63000
VALOR DE SPT	2	0,14848596	0,08136447	63000
VALOR DE SPT	3	0,2440934	0,09560745	63000
VALOR DE SPT	4	0,35394383	0,10985042	63000
VALOR DE SPT	5	0,47803723	0,1240934	63000
VALOR DE SPT	6	0,61637361	0,13833638	63000
VALOR DE SPT	7	0,76895297	0,15257936	63000
VALOR DE SPT	8	0,93577531	0,16682234	63000
VALOR DE SPT	9	1,11684062	0,18106532	63000
VALOR DE SPT	10	1,31214892	0,19530829	63000
VALOR DE SPT	11	1,52170019	0,20955127	63000
VALOR DE SPT	12	1,74330187	0,22160168	63000
VALOR DE SPT	13	1,96144431	0,21814244	63000
VALOR DE SPT	14	2,17310598	0,21166168	63000
VALOR DE SPT	15	2,3782869	0,20518092	63000
VALOR DE SPT	16	2,57698705	0,19870015	63000
VALOR DE SPT	17	2,76920644	0,19221939	63000
VALOR DE SPT	18	2,95494507	0,18573863	63000
VALOR DE SPT	19	3,13420294	0,17925787	63000
VALOR DE SPT	20	3,30698005	0,17277711	63000
VALOR DE SPT	21	3,47327639	0,16629635	63000
VALOR DE SPT	22	3,63309198	0,15981558	63000
VALOR DE SPT	23	3,83609824	0,20300626	63000
VALOR DE SPT	24	3,98079204	0,14469381	63000
VALOR DE SPT	25	4,11900509	0,13821304	63000
VALOR DE SPT	26	4,29320796	0,17420287	63000
VALOR DE SPT	27	4,41629923	0,12309127	32830
VALOR DE SPT	28	4,53290973	0,11661051	32830

VALOR DE SPT	29	4,64303948	0,11012974	32830
VALOR DE SPT	30	4,74668846	0,10364898	32830
VALOR DE SPT	31	4,84385668	0,09716822	32830
VALOR DE SPT	32	4,93454414	0,09068746	32830
VALOR DE SPT	33	5,01875083	0,0842067	35644
VALOR DE SPT	34	5,09647677	0,07772594	35644
VALOR DE SPT	35	5,16772194	0,07124517	35644
VALOR DE SPT	36	5,23248636	0,06476441	35644
VALOR DE SPT	37	5,29077001	0,05828365	35644
VALOR DE SPT	38	5,34257289	0,05180289	35644
VALOR DE SPT	39	5,38789502	0,04532213	35644
VALOR DE SPT	40	5,42673639	0,03884137	35644
VALOR DE SPT	41	5,45909699	0,0323606	35644
VALOR DE SPT	42	5,48497683	0,02587984	35644
VALOR DE SPT	43	5,50437591	0,01939908	35644
VALOR DE SPT	44	5,51729423	0,01291832	35644
VALOR DE SPT	45	5,52373179	0,00643756	35644
VALOR DE SPT	46	5,52433378	0,00060199	35644

COMPONENTE lz TOTAL	0,000104228 m
---------------------	---------------

ASIENTO TOTAL	2,11791086 Cm
---------------	---------------

• **PREDOMINANTE PILA BAJO TORRE:**

○ **Estribo Oberland:**

Carga transmitida por la cimentación (qt)	383,637 KN/m^2
Profundidad de superficie de cimentación	2,5 m
Peso específico aparente terreno en superficie de cimentación	20 KN/m^3
Ancho de la zapata	3,403524765 m
Tensión efectiva en plano de cimentación	120 KN/m^2
Carga transmitida neta (qtn)	263,637 KN/m^2
Factor de profundidad (C1)	0,772414342 KN/m^2
Sobrecarga	10 KN/m^2
Coeficiente de influencia (Iz)	0,649428174

		Ize	ΔIz	E
VALOR DE SPT	1	0,065942154	0,06594215	25326
VALOR DE SPT	2	0,143768615	0,07782646	27202
VALOR DE SPT	3	0,233479385	0,08971077	14070
VALOR DE SPT	4	0,335074462	0,10159508	22512
VALOR DE SPT	5	0,448553846	0,11347938	27202
VALOR DE SPT	6	0,573917539	0,12536369	28140
VALOR DE SPT	7	0,711165539	0,137248	63784
VALOR DE SPT	8	0,860297847	0,14913231	70000
VALOR DE SPT	9	1,021314462	0,16101662	70000
VALOR DE SPT	10	1,194215386	0,17290092	70000
VALOR DE SPT	11	1,379000617	0,18478523	70000
VALOR DE SPT	12	1,571893838	0,19289322	70000
VALOR DE SPT	13	1,76011118	0,18821734	70000
VALOR DE SPT	14	1,942604207	0,18249303	70000
VALOR DE SPT	15	2,11937292	0,17676871	70000
VALOR DE SPT	16	2,290417319	0,1710444	70000
VALOR DE SPT	17	2,455737404	0,16532008	70000
VALOR DE SPT	18	2,615333175	0,15959577	70000
VALOR DE SPT	19	2,769204631	0,15387146	70000
VALOR DE SPT	20	2,917351773	0,14814714	70000
VALOR DE SPT	21	3,059774601	0,14242283	70000
VALOR DE SPT	22	3,196473115	0,13669851	70000
VALOR DE SPT	23	3,327447314	0,1309742	70000
VALOR DE SPT	24	3,452697199	0,12524989	70000
VALOR DE SPT	25	3,57222277	0,11952557	70000
VALOR DE SPT	26	3,686024027	0,11380126	70000
VALOR DE SPT	27	3,79410097	0,10807694	70000
VALOR DE SPT	28	3,896453598	0,10235263	70000
VALOR DE SPT	29	3,993081912	0,09662831	70000

VALOR DE SPT	30	4,083985912	0,090904	70000
VALOR DE SPT	31	4,169165598	0,08517969	70000
VALOR DE SPT	32	4,248620969	0,07945537	70000
VALOR DE SPT	33	4,322352027	0,07373106	70000
VALOR DE SPT	34	4,39035877	0,06800674	70000
VALOR DE SPT	35	4,452641199	0,06228243	70000
VALOR DE SPT	36	4,509199313	0,05655811	70000
VALOR DE SPT	37	4,560033114	0,0508338	70000
VALOR DE SPT	38	4,6051426	0,04510949	70000
VALOR DE SPT	39	4,644527772	0,03938517	70000
VALOR DE SPT	40	4,67818863	0,03366086	70000
VALOR DE SPT	41	4,706125173	0,02793654	70000
VALOR DE SPT	42	4,728337402	0,02221223	70000
VALOR DE SPT	43	4,744825317	0,01648792	70000
VALOR DE SPT	44	4,755588918	0,0107636	70000
VALOR DE SPT	45	4,761042079	0,00545316	70000

COMPONENTE lz TOTAL					8,49876E-05 m				
ASIENTO TOTAL					1,730662446 Cm				

○ **Pila bajo torre:**

Carga transmitida por la cimentación (qt)	490,0866246 KN/m^2
Profundidad de superficie de cimentación	5 m
Peso específico aparente terreno en superficie de cimentación	18 KN/m^3
Ancho de la zapata	5,011390245 m
Tensión efectiva en plano de cimentación	90 KN/m^2
Carga transmitida neta (qtn)	400,0866246 KN/m^2
Factor de profundidad (C1)	0,887524358 KN/m^2
Coeficiente de influencia (Iz)	0,672085907

		Ize	ΔIz	E
VALOR DE SPT	1	0,05437619	0,054376187	24120
VALOR DE SPT	2	0,12750475	0,073128561	23450
VALOR DE SPT	3	0,21938568	0,091880935	35510
VALOR DE SPT	4	0,33001899	0,110633308	50000
VALOR DE SPT	5	0,45940467	0,129385682	50000
VALOR DE SPT	6	0,60754273	0,148138056	50000
VALOR DE SPT	7	0,77443316	0,16689043	50000
VALOR DE SPT	8	0,96007596	0,185642804	32830
VALOR DE SPT	9	1,15885012	0,198774163	50000
VALOR DE SPT	10	1,35124084	0,192390712	50000
VALOR DE SPT	11	1,53558485	0,184344012	50000
VALOR DE SPT	12	1,71188216	0,176297311	50000

VALOR DE SPT	13	1,88013277	0,168250611	50000
VALOR DE SPT	14	2,04033668	0,160203911	50000
VALOR DE SPT	15	2,19249389	0,152157211	50000
VALOR DE SPT	16	2,3366044	0,144110511	50000
VALOR DE SPT	17	2,47266822	0,136063811	50000
VALOR DE SPT	18	2,60068533	0,128017111	50000
VALOR DE SPT	19	2,72065574	0,119970411	50000
VALOR DE SPT	20	2,83257945	0,111923711	50000
VALOR DE SPT	21	2,93645646	0,103877011	50000
VALOR DE SPT	22	3,03228677	0,09583031	50000
VALOR DE SPT	23	3,12007038	0,08778361	50000
VALOR DE SPT	24	3,19980729	0,07973691	50000
VALOR DE SPT	25	3,2714975	0,07169021	50000
VALOR DE SPT	26	3,33514101	0,06364351	50000
VALOR DE SPT	27	3,39073782	0,05559681	50000
VALOR DE SPT	28	3,43828793	0,04755011	50000
VALOR DE SPT	29	3,47779134	0,03950341	50000
VALOR DE SPT	30	3,50924805	0,03145671	50000
VALOR DE SPT	31	3,53265806	0,02341001	50000
VALOR DE SPT	32	3,54802137	0,015363309	50000
VALOR DE SPT	33	3,55533798	0,007316609	50000

COMPONENTE lz TOTAL	7,66212E-05 m
ASIENTO TOTAL	2,720716935 Cm

○ **Pila lado tempelhof:**

Carga transmitida por la cimentación (q <sub>t</sub> )	279,08432 KN/m^2
Profundidad de superficie de cimentación	2 m
Peso específico aparente terreno en superficie de cimentación	18 KN/m^3
Ancho de la zapata	5 m
Tensión efectiva en plano de cimentación	36 KN/m^2
Carga transmitida neta (q <sub>tn</sub> )	243,08432 KN/m^2
Factor de profundidad (C <sub>1</sub> )	0,92595162 KN/m^2
Coeficiente de influencia (I <sub>z</sub> )	0,673235129

		Ize	ΔIz	E
VALOR DE SPT	1	0,05441823	0,054418232	45000
VALOR DE SPT	2	0,12767293	0,073254697	45000
VALOR DE SPT	3	0,21976409	0,092091162	45000
VALOR DE SPT	4	0,33069172	0,110927626	45000
VALOR DE SPT	5	0,46045581	0,129764091	45000
VALOR DE SPT	6	0,60905636	0,148600556	45000
VALOR DE SPT	7	0,77649338	0,16743702	45000
VALOR DE SPT	8	0,96276687	0,186273485	45000
VALOR DE SPT	9	1,16189564	0,199128775	45000
VALOR DE SPT	10	1,35444089	0,192545247	45000
VALOR DE SPT	11	1,53890732	0,184466425	45000
VALOR DE SPT	12	1,71529492	0,176387604	45000
VALOR DE SPT	13	1,8836037	0,168308782	45000
VALOR DE SPT	14	2,04383366	0,160229961	45000
VALOR DE SPT	15	2,1959848	0,152151139	45000
VALOR DE SPT	16	2,34005712	0,144072318	45000
VALOR DE SPT	17	2,47605061	0,135993496	45000
VALOR DE SPT	18	2,60396529	0,127914674	45000
VALOR DE SPT	19	2,72380114	0,119835853	45000
VALOR DE SPT	20	2,83555817	0,111757031	45000
VALOR DE SPT	21	2,93923638	0,10367821	45000
VALOR DE SPT	22	3,03483577	0,095599388	45000
VALOR DE SPT	23	3,12235634	0,087520567	45000
VALOR DE SPT	24	3,20179808	0,079441745	45000
VALOR DE SPT	25	3,27316101	0,071362924	45000
VALOR DE SPT	26	3,33644511	0,063284102	45000
VALOR DE SPT	27	3,39165039	0,055205281	45000
VALOR DE SPT	28	3,43877685	0,047126459	45000
VALOR DE SPT	29	3,45269038	0,013913526	45000
VALOR DE SPT	30	3,48904507	0,036354697	4000
VALOR DE SPT	31	3,51732095	0,028275875	3000
VALOR DE SPT	32	3,537518	0,020197054	7000
VALOR DE SPT	33	3,54963623	0,012118232	9000
VALOR DE SPT	34	3,55367564	0,004039411	8000

COMPONENTE I<sub>z</sub> TOTAL

9,99771E-05 m

ASIENTO TOTAL

2,250327956 Cm

○ **Estribo lado Tempelhof:**

Carga transmitida por la cimentación (q <sub>t</sub> )	255,95 KN/m^2
Profundidad de superficie de cimentación	4 m
Peso específico aparente terreno en superficie de cimentación	18 KN/m^3
Ancho de la zapata	3,462 m
Tensión efectiva en plano de cimentación	36 KN/m^2
Carga transmitida neta (q <sub>tn</sub> )	219,95 KN/m^2
Factor de profundidad (C <sub>1</sub> )	0,918163219 KN/m^2
Sobrecarga	10 KN/m^2
Coeficiente de influencia (I <sub>z</sub> )	0,747178523

		Ize	ΔIz	E
VALOR DE SPT	1	0,06711237	0,06711237	63000
VALOR DE SPT	2	0,14844949	0,08133712	63000
VALOR DE SPT	3	0,24401135	0,09556186	63000
VALOR DE SPT	4	0,35379796	0,10978661	63000
VALOR DE SPT	5	0,47780931	0,12401135	63000
VALOR DE SPT	6	0,61604541	0,1382361	63000
VALOR DE SPT	7	0,76850625	0,15246084	63000
VALOR DE SPT	8	0,93519184	0,16668559	63000
VALOR DE SPT	9	1,11610217	0,18091033	63000
VALOR DE SPT	10	1,31123725	0,19513508	63000
VALOR DE SPT	11	1,52059707	0,20935982	63000
VALOR DE SPT	12	1,74199164	0,22139457	63000
VALOR DE SPT	13	1,9599295	0,21793786	63000
VALOR DE SPT	14	2,17139267	0,21146318	63000
VALOR DE SPT	15	2,37638117	0,20498849	63000
VALOR DE SPT	16	2,57489498	0,19851381	63000
VALOR DE SPT	17	2,7669341	0,19203912	63000
VALOR DE SPT	18	2,95249854	0,18556444	63000
VALOR DE SPT	19	3,1315883	0,17908976	63000
VALOR DE SPT	20	3,30420337	0,17261507	63000
VALOR DE SPT	21	3,47034376	0,16614039	63000
VALOR DE SPT	22	3,63000947	0,15966571	63000
VALOR DE SPT	23	3,83282534	0,20281588	63000
VALOR DE SPT	24	3,97738345	0,14455811	63000
VALOR DE SPT	25	4,11546688	0,13808343	63000
VALOR DE SPT	26	4,28950638	0,1740395	63000
VALOR DE SPT	27	4,41248221	0,12297583	32830



VALOR DE SPT	28	4,52898336	0,11650115	32830
VALOR DE SPT	29	4,63900982	0,11002646	32830
VALOR DE SPT	30	4,7425616	0,10355178	32830
VALOR DE SPT	31	4,83963869	0,09707709	32830
VALOR DE SPT	32	4,9302411	0,09060241	32830
VALOR DE SPT	33	5,01436883	0,08412773	35644
VALOR DE SPT	34	5,09202187	0,07765304	35644
VALOR DE SPT	35	5,16320023	0,07117836	35644
VALOR DE SPT	36	5,2279039	0,06470367	35644
VALOR DE SPT	37	5,28613289	0,05822899	35644
VALOR DE SPT	38	5,3378872	0,05175431	35644
VALOR DE SPT	39	5,38316682	0,04527962	35644
VALOR DE SPT	40	5,42197176	0,03880494	35644
VALOR DE SPT	41	5,45430202	0,03233025	35644
VALOR DE SPT	42	5,48015759	0,02585557	35644
VALOR DE SPT	43	5,49953847	0,01938089	35644
VALOR DE SPT	44	5,51244468	0,0129062	35644
VALOR DE SPT	45	5,5188762	0,00643152	35644
VALOR DE SPT	46	5,51964337	0,00076718	35644

COMPONENTE lz TOTAL	0,00010414 m
---------------------	--------------

ASIENTO TOTAL	2,10310636 Cm
---------------	---------------

• **PREDOMINANTE PILA DEL LADO TEMPELHOF:**

○ **Estribo Oberland:**

Carga transmitida por la cimentación (qt)	397,7 KN/m^2
Profundidad de superficie de cimentación	2,5 m
Peso específico aparente terreno en superficie de cimentación	20 KN/m^3
Ancho de la zapata	3,403524765 m
Tensión efectiva en plano de cimentación	120 KN/m^2
Carga transmitida neta (qtn)	277,7 KN/m^2
Factor de profundidad (C1)	0,783939503 KN/m^2
Sobrecarga	10 KN/m^2
Coeficiente de influencia (Iz)	0,653361818

		Ize	ΔIz	E
VALOR DE SPT	1	0,065994163	0,06599416	25326
VALOR DE SPT	2	0,143976652	0,07798249	27202
VALOR DE SPT	3	0,233947466	0,08997081	14070
VALOR DE SPT	4	0,335906606	0,10195914	22512
VALOR DE SPT	5	0,449854072	0,11394747	27202
VALOR DE SPT	6	0,575789864	0,12593579	28140
VALOR DE SPT	7	0,713713981	0,13792412	63784
VALOR DE SPT	8	0,863626424	0,14991244	70000
VALOR DE SPT	9	1,025527193	0,16190077	70000
VALOR DE SPT	10	1,199416288	0,17388909	70000
VALOR DE SPT	11	1,385293708	0,18587742	70000
VALOR DE SPT	12	1,579353394	0,19405969	70000
VALOR DE SPT	13	1,768710784	0,18935739	70000
VALOR DE SPT	14	1,952309188	0,1835984	70000
VALOR DE SPT	15	2,130148605	0,17783942	70000
VALOR DE SPT	16	2,302229035	0,17208043	70000
VALOR DE SPT	17	2,468550479	0,16632144	70000
VALOR DE SPT	18	2,629112935	0,16056246	70000
VALOR DE SPT	19	2,783916404	0,15480347	70000
VALOR DE SPT	20	2,932960887	0,14904448	70000
VALOR DE SPT	21	3,076246383	0,1432855	70000
VALOR DE SPT	22	3,213772891	0,13752651	70000
VALOR DE SPT	23	3,345540413	0,13176752	70000
VALOR DE SPT	24	3,471548948	0,12600853	70000
VALOR DE SPT	25	3,591798496	0,12024955	70000
VALOR DE SPT	26	3,706289057	0,11449056	70000
VALOR DE SPT	27	3,815020632	0,10873157	70000
VALOR DE SPT	28	3,917993219	0,10297259	70000
VALOR DE SPT	29	4,015206819	0,0972136	70000

VALOR DE SPT	30	4,106661433	0,09145461	70000
VALOR DE SPT	31	4,19235706	0,08569563	70000
VALOR DE SPT	32	4,272293699	0,07993664	70000
VALOR DE SPT	33	4,346471352	0,07417765	70000
VALOR DE SPT	34	4,414890018	0,06841867	70000
VALOR DE SPT	35	4,477549697	0,06265968	70000
VALOR DE SPT	36	4,534450389	0,05690069	70000
VALOR DE SPT	37	4,585592095	0,05114171	70000
VALOR DE SPT	38	4,630974813	0,04538272	70000
VALOR DE SPT	39	4,670598544	0,03962373	70000
VALOR DE SPT	40	4,704463289	0,03386474	70000
VALOR DE SPT	41	4,732569047	0,02810576	70000
VALOR DE SPT	42	4,754915817	0,02234677	70000
VALOR DE SPT	43	4,771503601	0,01658778	70000
VALOR DE SPT	44	4,782332398	0,0108288	70000
VALOR DE SPT	45	4,787818589	0,00548619	70000

COMPONENTE lz TOTAL	8,54243E-05 m
---------------------	---------------

ASIENTO TOTAL	1,859687435 Cm
---------------	----------------

○ **Pila bajo torre:**

Carga transmitida por la cimentación (qt)	385,7240997 KN/m^2
Profundidad de superficie de cimentación	5 m
Peso específico aparente terreno en superficie de cimentación	18 KN/m^3
Ancho de la zapata	5,573051026 m
Tensión efectiva en plano de cimentación	90 KN/m^2
Carga transmitida neta (qtn)	295,7240997 KN/m^2
Factor de profundidad (C1)	0,847831137 KN/m^2
Coeficiente de influencia (Iz)	0,645256392

		Ize	ΔIz	E
VALOR DE SPT	1	0,05299797	0,052997966	24120
VALOR DE SPT	2	0,12199187	0,068993899	23450
VALOR DE SPT	3	0,2069817	0,084989832	35510
VALOR DE SPT	4	0,30796746	0,100985765	50000
VALOR DE SPT	5	0,42494916	0,116981698	50000
VALOR DE SPT	6	0,55792679	0,132977631	50000
VALOR DE SPT	7	0,70690036	0,148973564	50000
VALOR DE SPT	8	0,87186985	0,164969497	32830
VALOR DE SPT	9	1,05283528	0,18096543	50000
VALOR DE SPT	10	1,24398812	0,191152831	50000

VALOR DE SPT	11	1,42914831	0,185160191	50000
VALOR DE SPT	12	1,60736161	0,178213299	50000
VALOR DE SPT	13	1,77862801	0,171266407	50000
VALOR DE SPT	14	1,94294753	0,164319515	50000
VALOR DE SPT	15	2,10032015	0,157372623	50000
VALOR DE SPT	16	2,25074588	0,150425731	50000
VALOR DE SPT	17	2,39422472	0,143478839	50000
VALOR DE SPT	18	2,53075667	0,136531947	50000
VALOR DE SPT	19	2,66034172	0,129585055	50000
VALOR DE SPT	20	2,78297988	0,122638163	50000
VALOR DE SPT	21	2,89867116	0,115691271	50000
VALOR DE SPT	22	3,00741553	0,108744379	50000
VALOR DE SPT	23	3,10921302	0,101797487	50000
VALOR DE SPT	24	3,20406362	0,094850595	50000
VALOR DE SPT	25	3,29196732	0,087903703	50000
VALOR DE SPT	26	3,37292413	0,080956811	50000
VALOR DE SPT	27	3,44693405	0,074009919	50000
VALOR DE SPT	28	3,51399708	0,067063027	50000
VALOR DE SPT	29	3,57411321	0,060116135	50000
VALOR DE SPT	30	3,62728245	0,053169243	50000
VALOR DE SPT	31	3,67350481	0,046222351	50000
VALOR DE SPT	32	3,71278026	0,039275459	50000
VALOR DE SPT	33	3,74510883	0,032328567	50000
VALOR DE SPT	34	3,77049051	0,025381675	50000
VALOR DE SPT	35	3,78892529	0,018434783	50000
VALOR DE SPT	36	3,80041318	0,011487891	50000
VALOR DE SPT	37	3,80495418	0,004540999	50000

COMPONENTE lz TOTAL	8,12179E-05 m
---------------------	---------------

ASIENTO TOTAL	2,036327482 Cm
---------------	----------------

○ **Pila lado tempelhof:**

Carga transmitida por la cimentación (qt)	332,17492 KN/m^2
Profundidad de superficie de cimentación	2 m
Peso específico aparente terreno en superficie de cimentación	18 KN/m^3
Ancho de la zapata	5 m
Tensión efectiva en plano de cimentación	36 KN/m^2
Carga transmitida neta (qtn)	296,17492 KN/m^2
Factor de profundidad (C1)	0,939225104 KN/m^2
Coeficiente de influencia (Iz)	0,691219259

		lze	Δlz	E
VALOR DE SPT	1	0,05474195	0,054741947	45000
VALOR DE SPT	2	0,12896779	0,07422584	45000
VALOR DE SPT	3	0,22267752	0,093709733	45000
VALOR DE SPT	4	0,33587115	0,113193627	45000
VALOR DE SPT	5	0,46854867	0,13267752	45000
VALOR DE SPT	6	0,62071008	0,152161413	45000
VALOR DE SPT	7	0,79235539	0,171645307	45000
VALOR DE SPT	8	0,98348459	0,1911292	45000
VALOR DE SPT	9	1,18792467	0,204440088	45000
VALOR DE SPT	10	1,38561338	0,197688708	45000
VALOR DE SPT	11	1,57500746	0,189394077	45000
VALOR DE SPT	12	1,7561069	0,181099446	45000
VALOR DE SPT	13	1,92891172	0,172804815	45000
VALOR DE SPT	14	2,0934219	0,164510184	45000
VALOR DE SPT	15	2,24963746	0,156215552	45000
VALOR DE SPT	16	2,39755838	0,147920921	45000
VALOR DE SPT	17	2,53718467	0,13962629	45000
VALOR DE SPT	18	2,66851633	0,131331659	45000
VALOR DE SPT	19	2,79155335	0,123037028	45000
VALOR DE SPT	20	2,90629575	0,114742397	45000
VALOR DE SPT	21	3,01274352	0,106447766	45000
VALOR DE SPT	22	3,11089665	0,098153135	45000
VALOR DE SPT	23	3,20075516	0,089858504	45000
VALOR DE SPT	24	3,28231903	0,081563873	45000
VALOR DE SPT	25	3,35558827	0,073269241	45000
VALOR DE SPT	26	3,42056288	0,06497461	45000
VALOR DE SPT	27	3,47724286	0,056679979	45000
VALOR DE SPT	28	3,52562821	0,048385348	45000
VALOR DE SPT	29	3,53991341	0,014285198	45000
VALOR DE SPT	30	3,57723925	0,03732584	4000
VALOR DE SPT	31	3,60627045	0,029031209	3000
VALOR DE SPT	32	3,62700703	0,020736578	7000
VALOR DE SPT	33	3,63944898	0,012441947	9000
VALOR DE SPT	34	3,64359629	0,004147316	8000

○ **Estribo lado Tempelhof:**

Carga transmitida por la cimentación (qt)	260,89 KN/m^2
Profundidad de superficie de cimentación	4 m
Peso específico aparente terreno en superficie de cimentación	18 KN/m^3
Ancho de la zapata	3,462 m
Tensión efectiva en plano de cimentación	36 KN/m^2
Carga transmitida neta (qtn)	224,89 KN/m^2
Factor de profundidad (C1)	0,91996087 KN/m^2
Sobrecarga	10 KN/m^2
Coefficiente de influencia (Iz)	0,749938881

		lze	Δlz	E
VALOR DE SPT	1	0,06714825	0,06714825	63000
VALOR DE SPT	2	0,14859301	0,08144476	63000
VALOR DE SPT	3	0,24433427	0,09574126	63000
VALOR DE SPT	4	0,35437204	0,11003777	63000
VALOR DE SPT	5	0,47870631	0,12433427	63000
VALOR DE SPT	6	0,61733708	0,13863078	63000
VALOR DE SPT	7	0,77026437	0,15292728	63000
VALOR DE SPT	8	0,93748815	0,16722379	63000
VALOR DE SPT	9	1,11900844	0,18152029	63000
VALOR DE SPT	10	1,31482524	0,19581679	63000
VALOR DE SPT	11	1,52493854	0,2101133	63000
VALOR DE SPT	12	1,74714822	0,22220968	63000
VALOR DE SPT	13	1,96589122	0,218743	63000
VALOR DE SPT	14	2,17813562	0,2122444	63000
VALOR DE SPT	15	2,38388142	0,2057458	63000
VALOR DE SPT	16	2,58312861	0,19924719	63000
VALOR DE SPT	17	2,7758772	0,19274859	63000
VALOR DE SPT	18	2,96212719	0,18624999	63000
VALOR DE SPT	19	3,14187857	0,17975138	63000
VALOR DE SPT	20	3,31513135	0,17325278	63000
VALOR DE SPT	21	3,48188552	0,16675417	63000
VALOR DE SPT	22	3,64214109	0,16025557	63000
VALOR DE SPT	23	3,84570625	0,20356515	63000
VALOR DE SPT	24	3,99079841	0,14509216	63000
VALOR DE SPT	25	4,12939197	0,13859356	63000
VALOR DE SPT	26	4,30407444	0,17468247	63000
VALOR DE SPT	27	4,42750459	0,12343015	32830
VALOR DE SPT	28	4,54443613	0,11693154	32830
VALOR DE SPT	29	4,65486907	0,11043294	32830
VALOR DE SPT	30	4,75880341	0,10393434	32830
VALOR DE SPT	31	4,85623914	0,09743573	32830
VALOR DE SPT	32	4,94717627	0,09093713	32830
VALOR DE SPT	33	5,0316148	0,08443853	35644
VALOR DE SPT	34	5,10955472	0,07793992	35644
VALOR DE SPT	35	5,18099604	0,07144132	35644
VALOR DE SPT	36	5,24593875	0,06494271	35644
VALOR DE SPT	37	5,30438286	0,05844411	35644
VALOR DE SPT	38	5,35632837	0,05194551	35644
VALOR DE SPT	39	5,40177527	0,0454469	35644
VALOR DE SPT	40	5,44072357	0,0389483	35644
VALOR DE SPT	41	5,47317326	0,0324497	35644
VALOR DE SPT	42	5,49912436	0,02595109	35644
VALOR DE SPT	43	5,51857684	0,01945249	35644
VALOR DE SPT	44	5,53153073	0,01295388	35644
VALOR DE SPT	45	5,53798601	0,00645528	35644
VALOR DE SPT	46	5,53696529	-0,0010207	35644

COMPONENTE lz TOTAL	0,000104454 m
---------------------	---------------

ASIENTO TOTAL	2,161051804 Cm
---------------	----------------

• **PREDOMINANTE ESTRIBO TEMPELHOF:**

○ **Estribo Oberland:**

Carga transmitida por la cimentación (qt)	320,359 KN/m^2
Profundidad de superficie de cimentación	2,5 m
Peso específico aparente terreno en superficie de cimentación	20 KN/m^3
Ancho de la zapata	3,403524765 m
Tensión efectiva en plano de cimentación	120 KN/m^2
Carga transmitida neta (qtn)	200,359 KN/m^2
Factor de profundidad (C1)	0,700537535 KN/m^2
Sobrecarga	10 KN/m^2
Coeficiente de influencia (Iz)	0,630266797

		Ize	ΔIz	E
VALOR DE SPT	1	0,06568881	0,06568881	25326
VALOR DE SPT	2	0,14275524	0,07706643	27202
VALOR DE SPT	3	0,23119929	0,08844405	14070
VALOR DE SPT	4	0,331020961	0,09982167	22512
VALOR DE SPT	5	0,442220251	0,11119929	27202
VALOR DE SPT	6	0,564797162	0,12257691	28140
VALOR DE SPT	7	0,698751692	0,13395453	63784
VALOR DE SPT	8	0,844083843	0,14533215	70000
VALOR DE SPT	9	1,000793614	0,15670977	70000
VALOR DE SPT	10	1,168881005	0,16808739	70000
VALOR DE SPT	11	1,348346015	0,17946501	70000
VALOR DE SPT	12	1,535557214	0,1872112	70000
VALOR DE SPT	13	1,718221203	0,18266399	70000
VALOR DE SPT	14	1,895329774	0,17710857	70000
VALOR DE SPT	15	2,066882927	0,17155315	70000
VALOR DE SPT	16	2,232880662	0,16599773	70000
VALOR DE SPT	17	2,393322978	0,16044232	70000
VALOR DE SPT	18	2,548209876	0,1548869	70000
VALOR DE SPT	19	2,697541355	0,14933148	70000
VALOR DE SPT	20	2,841317416	0,14377606	70000
VALOR DE SPT	21	2,979538059	0,13822064	70000
VALOR DE SPT	22	3,112203283	0,13266522	70000
VALOR DE SPT	23	3,23931309	0,12710981	70000
VALOR DE SPT	24	3,360867477	0,12155439	70000

VALOR DE SPT	25	3,476866447	0,11599897	70000
VALOR DE SPT	26	3,587309998	0,11044355	70000
VALOR DE SPT	27	3,69219813	0,10488813	70000
VALOR DE SPT	28	3,791530845	0,09933271	70000
VALOR DE SPT	29	3,885308141	0,0937773	70000
VALOR DE SPT	30	3,973530019	0,08822188	70000
VALOR DE SPT	31	4,056196478	0,08266646	70000
VALOR DE SPT	32	4,133307519	0,07711104	70000
VALOR DE SPT	33	4,204863141	0,07155562	70000
VALOR DE SPT	34	4,270863346	0,0660002	70000
VALOR DE SPT	35	4,331308132	0,06044479	70000
VALOR DE SPT	36	4,386197499	0,05488937	70000
VALOR DE SPT	37	4,435531449	0,04933395	70000
VALOR DE SPT	38	4,479309979	0,04377853	70000
VALOR DE SPT	39	4,517533092	0,03822311	70000
VALOR DE SPT	40	4,550200786	0,03266769	70000
VALOR DE SPT	41	4,577313062	0,02711228	70000
VALOR DE SPT	42	4,59886992	0,02155686	70000
VALOR DE SPT	43	4,614871359	0,01600144	70000
VALOR DE SPT	44	4,62531738	0,01044602	70000
VALOR DE SPT	45	4,630609645	0,00529227	70000

COMPONENTE lz TOTAL	8,28604E-05 m
---------------------	---------------

ASIENTO TOTAL	1,163020356 Cm
---------------	----------------

○ **Pila bajo torre:**

Carga transmitida por la cimentación (qt)	389,8792268 KN/m^2
Profundidad de superficie de cimentación	5 m
Peso específico aparente terreno en superficie de cimentación	18 KN/m^3
Ancho de la zapata	4,912195675 m
Tensión efectiva en plano de cimentación	90 KN/m^2
Carga transmitida neta (qtn)	299,8792268 KN/m^2
Factor de profundidad (C1)	0,849939589 KN/m^2
Coeficiente de influencia (Iz)	0,649479329

		lze	Δlz	E
VALOR DE SPT	1	0,05415133	0,054151333	24120
VALOR DE SPT	2	0,12660533	0,072454	23450
VALOR DE SPT	3	0,217362	0,090756666	35510
VALOR DE SPT	4	0,32642133	0,109059333	50000
VALOR DE SPT	5	0,45378333	0,127361999	50000
VALOR DE SPT	6	0,599448	0,145664666	50000
VALOR DE SPT	7	0,76341533	0,163967332	50000
VALOR DE SPT	8	0,94568533	0,182269999	32830
VALOR DE SPT	9	1,13758734	0,191902009	50000
VALOR DE SPT	10	1,32201497	0,184427629	50000
VALOR DE SPT	11	1,49850953	0,176494566	50000
VALOR DE SPT	12	1,66707103	0,168561502	50000
VALOR DE SPT	13	1,82769947	0,160628439	50000
VALOR DE SPT	14	1,98039485	0,152695376	50000
VALOR DE SPT	15	2,12515716	0,144762312	50000
VALOR DE SPT	16	2,26198641	0,136829249	50000
VALOR DE SPT	17	2,3908826	0,128896185	50000
VALOR DE SPT	18	2,51184572	0,120963122	50000
VALOR DE SPT	19	2,62487578	0,113030059	50000
VALOR DE SPT	20	2,72997277	0,105096995	50000
VALOR DE SPT	21	2,8271367	0,097163932	50000
VALOR DE SPT	22	2,91636757	0,089230868	50000
VALOR DE SPT	23	2,99766538	0,081297805	50000
VALOR DE SPT	24	3,07103012	0,073364742	50000
VALOR DE SPT	25	3,1364618	0,065431678	50000
VALOR DE SPT	26	3,19396041	0,057498615	50000
VALOR DE SPT	27	3,24352596	0,049565551	50000
VALOR DE SPT	28	3,28515845	0,041632488	50000
VALOR DE SPT	29	3,31885788	0,033699425	50000
VALOR DE SPT	30	3,34462424	0,025766361	50000
VALOR DE SPT	31	3,36245754	0,017833298	50000
VALOR DE SPT	32	3,37235777	0,009900234	50000
VALOR DE SPT	33	3,37432494	0,001967171	50000

COMPONENTE lz TOTAL	7,29364E-05 m
ASIENTO TOTAL	1,858997371 Cm

○ **Pila lado tempelhof:**

Carga transmitida por la cimentación (qt)	291,10232 KN/m^2
Profundidad de superficie de cimentación	2 m
Peso específico aparente terreno en superficie de cimentación	18 KN/m^3
Ancho de la zapata	5 m
Tensión efectiva en plano de cimentación	36 KN/m^2
Carga transmitida neta (qtn)	255,10232 KN/m^2
Factor de profundidad (C1)	0,929440077 KN/m^2
Coeficiente de influencia (Iz)	0,67746581

		lze	Δlz	E
VALOR DE SPT	1	0,05449438	0,054494385	45000
VALOR DE SPT	2	0,12797754	0,073483154	45000
VALOR DE SPT	3	0,22044946	0,092471923	45000
VALOR DE SPT	4	0,33191015	0,111460692	45000
VALOR DE SPT	5	0,46235961	0,130449461	45000
VALOR DE SPT	6	0,61179784	0,14943823	45000
VALOR DE SPT	7	0,78022484	0,168426999	45000
VALOR DE SPT	8	0,96764061	0,187415769	45000
VALOR DE SPT	9	1,16801885	0,200378236	45000
VALOR DE SPT	10	1,36177407	0,193755222	45000
VALOR DE SPT	11	1,5473997	0,185625632	45000
VALOR DE SPT	12	1,72489574	0,177496042	45000
VALOR DE SPT	13	1,8942622	0,169366452	45000
VALOR DE SPT	14	2,05549906	0,161236863	45000
VALOR DE SPT	15	2,20860633	0,153107273	45000
VALOR DE SPT	16	2,35358402	0,144977683	45000
VALOR DE SPT	17	2,49043211	0,136848094	45000
VALOR DE SPT	18	2,61915061	0,128718504	45000
VALOR DE SPT	19	2,73973953	0,120588914	45000
VALOR DE SPT	20	2,85219885	0,112459324	45000
VALOR DE SPT	21	2,95652859	0,104329735	45000
VALOR DE SPT	22	3,05272873	0,096200145	45000
VALOR DE SPT	23	3,14079929	0,088070555	45000
VALOR DE SPT	24	3,22074025	0,079940966	45000
VALOR DE SPT	25	3,29255163	0,071811376	45000
VALOR DE SPT	26	3,35623341	0,063681786	45000
VALOR DE SPT	27	3,41178561	0,055552196	45000
VALOR DE SPT	28	3,45920822	0,047422607	45000
VALOR DE SPT	29	3,47320918	0,01400096	45000
VALOR DE SPT	30	3,50979233	0,036583154	4000
VALOR DE SPT	31	3,53824589	0,028453564	3000
VALOR DE SPT	32	3,55856987	0,020323974	7000
VALOR DE SPT	33	3,57076425	0,012194385	9000
VALOR DE SPT	34	3,57482905	0,004064795	8000

COMPONENTE lz TOTAL	0,000100579 m
---------------------	---------------

ASIENTO TOTAL	2,384755972 Cm
---------------	----------------

○ **Estribo lado Tempelhof:**

Carga transmitida por la cimentación (qt)	273,25 KN/m^2
Profundidad de superficie de cimentación	4 m
Peso específico aparente terreno en superficie de cimentación	18 KN/m^3
Ancho de la zapata	3,462 m
Tensión efectiva en plano de cimentación	36 KN/m^2
Carga transmitida neta (qtn)	237,25 KN/m^2
Factor de profundidad (C1)	0,924130664 KN/m^2
Sobrecarga	10 KN/m^2
Coeficiente de influencia (lz)	0,756715363

		lze	Δlz	E
VALOR DE SPT	1	0,06723633	0,06723633	63000
VALOR DE SPT	2	0,14894534	0,081709	63000
VALOR DE SPT	3	0,24512701	0,09618167	63000
VALOR DE SPT	4	0,35578136	0,11065434	63000
VALOR DE SPT	5	0,48090837	0,12512701	63000
VALOR DE SPT	6	0,62050806	0,13959968	63000
VALOR DE SPT	7	0,77458041	0,15407235	63000
VALOR DE SPT	8	0,94312543	0,16854502	63000
VALOR DE SPT	9	1,12614313	0,18301769	63000
VALOR DE SPT	10	1,32363349	0,19749036	63000
VALOR DE SPT	11	1,53559652	0,21196303	63000
VALOR DE SPT	12	1,75980725	0,22421073	63000
VALOR DE SPT	13	1,98052683	0,22071958	63000
VALOR DE SPT	14	2,19468908	0,21416225	63000
VALOR DE SPT	15	2,402294	0,20760493	63000
VALOR DE SPT	16	2,6033416	0,2010476	63000
VALOR DE SPT	17	2,79783188	0,19449027	63000
VALOR DE SPT	18	2,98576483	0,18793295	63000
VALOR DE SPT	19	3,16714045	0,18137562	63000
VALOR DE SPT	20	3,34195875	0,1748183	63000
VALOR DE SPT	21	3,51021972	0,16826097	63000
VALOR DE SPT	22	3,67192337	0,16170365	63000
VALOR DE SPT	23	3,87732794	0,20540458	63000
VALOR DE SPT	24	4,02373117	0,14640322	63000
VALOR DE SPT	25	4,16357706	0,1398459	63000
VALOR DE SPT	26	4,33983797	0,17626091	63000
VALOR DE SPT	27	4,46438344	0,12454547	32830
VALOR DE SPT	28	4,58237158	0,11798814	32830

VALOR DE SPT	29	4,6938024	0,11143082	32830
VALOR DE SPT	30	4,79867589	0,10487349	32830
VALOR DE SPT	31	4,89699206	0,09831617	32830
VALOR DE SPT	32	4,9887509	0,09175884	32830
VALOR DE SPT	33	5,07395242	0,08520152	35644
VALOR DE SPT	34	5,15259661	0,07864419	35644
VALOR DE SPT	35	5,22468347	0,07208687	35644
VALOR DE SPT	36	5,29021301	0,06552954	35644
VALOR DE SPT	37	5,34918523	0,05897221	35644
VALOR DE SPT	38	5,40160012	0,05241489	35644
VALOR DE SPT	39	5,44745768	0,04585756	35644
VALOR DE SPT	40	5,48675792	0,03930024	35644
VALOR DE SPT	41	5,51950083	0,03274291	35644
VALOR DE SPT	42	5,54568642	0,02618559	35644
VALOR DE SPT	43	5,56531468	0,01962826	35644
VALOR DE SPT	44	5,57838561	0,01307094	35644
VALOR DE SPT	45	5,58489922	0,00651361	35644

COMPONENTE lz TOTAL	0,000104949 m
---------------------	---------------

ASIENTO TOTAL	2,30100706 Cm
---------------	---------------



A continuación se muestra un resumen de los asientos y de los diferenciales obtenidos:

	Estribo Oberland	Pila bajo torre	Pila lado Tempelhof	Estribo Tempelhof
	ASIENTO	ASIENTO	ASIENTO	ASIENTO
Predominante Estribo Oberland	2 Cm	2,036 Cm	1,886 Cm	2,118 Cm
Predominante pila bajo torre	1,73 Cm	2,721 Cm	2,25 Cm	2,103 Cm
Predominante pila lado tempelhof	1,859 Cm	2,035 Cm	2,852 Cm	2,161 Cm
Predominante estribo tempelhof	1,163 Cm	1,858 Cm	2,385 Cm	2,301 Cm

Y, por lo tanto, los asientos diferenciales máximos en cada vano tienen un valor de:

MÁXIMOS DIFERENCIALES	
COMBINACIÓN TOTAL	
VANO 1	0,991 Cm
VANO 2	0,817 Cm
VANO 3	0,691 Cm

## **APÉNDICE XII**

### **INFORME GEOTÉCNICO**



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA**

**DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DEL TERRENO**

*TRABAJO FIN DE GRADO CURSO 2014-15*

Proyecto Básico  
Puente del Acceso Sur al Parque de  
Tempelhof (Berlín)

# INFORME GEOTÉCNICO

Valencia, Febrero de 2015

## INDICE

1. OBJETO DEL INFORME
2. INTRODUCCIÓN Y GENERALIDADES
3. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA
  - 3.1. Geomorfología
  - 3.2. Estratigrafía
4. CAMPAÑA DE INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA
  - 4.1. Descripción
  - 4.2. Niveles freáticos
  - 4.3. Ensayos de laboratorio
5. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA
  - 5.1. Introducción
  - 5.2. Niveles geotécnicos
6. ASPECTOS MEDIOAMBIENTALES. REUTILIZACIÓN DE MATERIALES
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
  - 7.1. Cimentaciones
  - 7.2. Excavaciones
  - 7.3. Obra de paso
  - 7.4. Terraplenes. Drenaje

## 1. OBJETO DEL INFORME

El presente documento tiene por objeto proporcionar los datos geológicos y geotécnicos necesarios para la caracterización geotécnica del terreno de cimentación en la zona de ubicación del Puente del Acceso Sur al parque de Tempelhof en Berlín (Alemania), cuyo Proyecto Básico se pretende desarrollar este curso 2014-2015, en el Taller de Diseño Estructural Estructuras. Para ello, se requiere resolver las siguientes incógnitas geotécnicas:

- ➔ Definición estratigráfica.
- ➔ Diferenciación de niveles afectados y caracterización geomecánica.
- ➔ Características hidrogeológicas.
- ➔ Respuesta del terreno frente a las acciones impuestas por el puente.
- ➔ Condiciones y tipología del terreno como cimiento de las estructuras.
- ➔ Seguridad de las excavaciones.
- ➔ Excavabilidad de los materiales.
- ➔ Aprovechamiento de los materiales procedente de las excavaciones.

La mayor parte de los datos aportados en el presente documento están tomados del informe geotécnico ***“Neubau einer Straßenbrücke im Zuge einer neuen Verbindungsstraße zwischen Tempelhofer Freiheit und Oberlandstraße in Berlin Tempelhof-Schöneberg Geotechnischer Bericht Nr. 3-437/12”***, escrito en alemán por **Geotechnik Baugrund Atlasten** y facilitado por el profesor D. *José Casanova Colón*. En este punto, debo expresar mi agradecimiento a D. *Eric Belenguer Esteve*, Alumno del Taller, por la ayuda prestada en la traducción del anterior documeto.

Otros datos, como los geológicos, han sido tomados de la bibliografía y de internet, y, finalmente, hay datos que han sido aportados para complementar los existentes y basado en la experiencia del Autor del presente Informe.

En consecuencia, su uso solamente puede ser académico y exclusivo para el desarrollo del Trabajo Fin de Grado propuesto.

## 2. INTRODUCCIÓN Y GENERALIDADES

En la ciudad alemana de Berlín, se desea ejecutar una calle de unión entre la actual calle de Oberland y el parque Tempelhof. Este parque se sitúa al norte y próximo a la denominada meseta Teltow, que jalona el valle glaciar en el que asienta la ciudad de Berlín.

El Proyecto plantea la construcción de una estructura con sus correspondientes terraplenes de acceso y unos posibles muros de contención de tierra (Figura 1).

En las proximidades del estribo norte proyectado, existe una antigua vía para ferrocarriles de mercancías. Al norte de esta antigua vía, discurre paralelamente un camino no asfaltado. En esa zona, se debe realizarse una obra de paso para peatones y ciclistas.

Los terrenos afectados han tenido principalmente un uso agrícola, si bien, algunas zonas fueron explotadas para la extracción de arenas y posteriormente, rellenadas con diversos materiales (escombros, desechos, materiales de construcción, etc.). Así, en la zona sur, se puede observar una antigua zanja, en este caso, parcialmente rellenada y enmascarada, pero reconocible al norte y al este por los desniveles generados en el terreno y por la extensa vegetación que se ha desarrollado.

El terraplén existente al norte de la antigua vía de tren se reconoce fácilmente por los árboles de gran edad que lo han colonizado.

## 3. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA

### 3.1. Geomorfología

Berlín se ubica en un valle glaciar modelado por tres glaciaciones cuaternarias con sus periodos interglaciares respectivos, que han dejado una profunda huella entre la meseta de Barnim al norte y la meseta de Teltow, al sur, junto con la placa de Nauener (Figura 2).

El valle glaciar ha sido en su última etapa afectado por una dinámica fluvial, presentando depósitos superficiales de materiales principalmente granulares. Sin embrago, las mesetas están conformadas por materiales terciarios margosos y arcillosos que han resistido la acción glaciar.

### 3.2. Estratigrafía

Los sondeos perforados en Berlín han detectado materiales con edades comprendidas entre el Pérmico y el Cuaternario (En el distrito de Charlottenburg-Wilmersdorf, un sondeo alcanzó los 4000 metros de profundidad) (Figura 3).





Figura 1. SITUACIÓN DE LA ESTRUCTURA

El **Pérmico Inferior** está representado por rocas volcánicas en “Facies Roja” y el **Pérmico Superior** por la “Facies Salina”, muy típica del norte de Alemania y que presenta un marcado carácter holicinético (diapírico) y una potencia de unos 2000 metros.

El **Triásico** se muestra con su típica “Facies Germánica”, la misma que aflora en nuestra Comunidad Valenciana. Así, se tiene un **Buntsandstein** con 776 metros de areniscas y argilitas rojas, un **Muschelkalk** con 271 metros de calizas y dolomías, y un **Keuper** con de 136 metros de arcillas, yesos y otras sales.

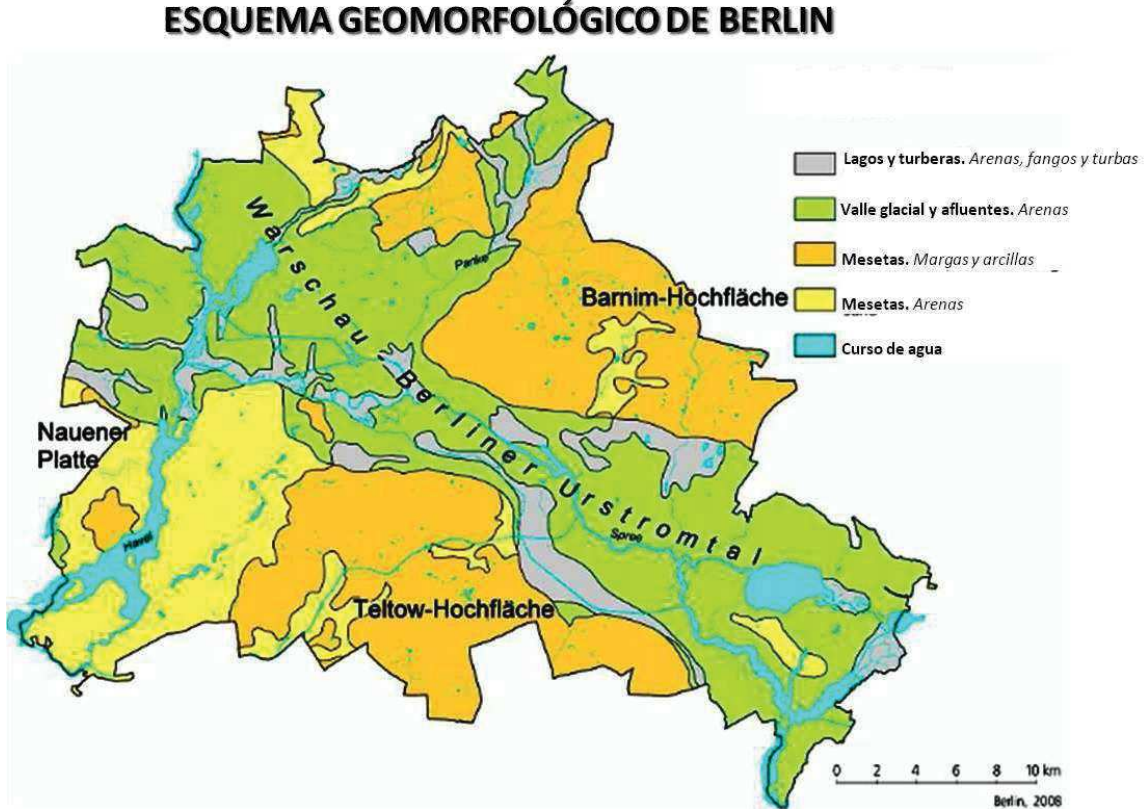


Figura 2. ESQUEMA MORFOLÓGICO DE BERLIN  
(Adaptado de <http://www.stadtentwicklung.berlin.de/umwelt/umweltatlas/ip212.htm>)

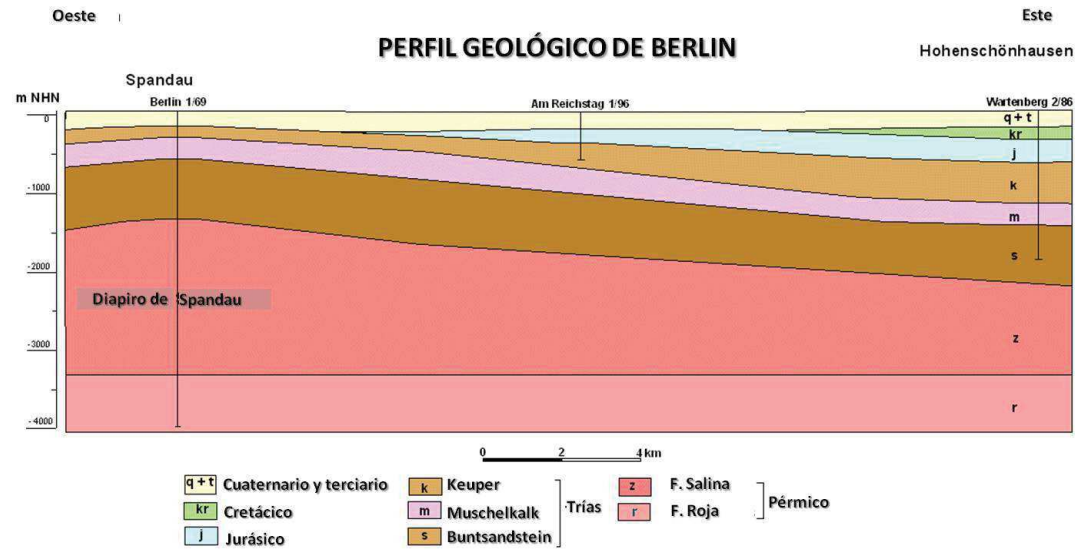


Figura 3. ESTRATIGRAFÍA GENERAL DE BERLÍN  
(Adaptado de <http://www.stadtentwicklung.berlin.de/umwelt/wasser/geologie/de/aufbau.shtml>)



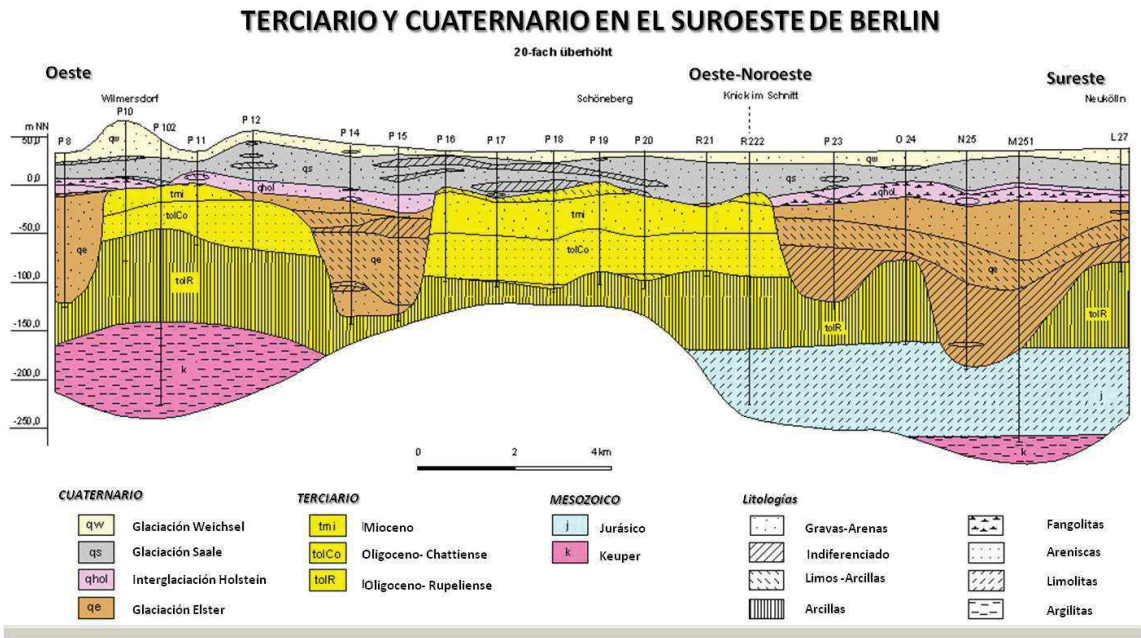


Figura 4. TERCARIO Y CUATERNARIO DE BERLIN  
(Adaptado de <http://www.stadtentwicklung.berlin.de/umwelt/wasser/geologie/de/aufbau.shtml>)

En algunas zonas de Berlín se ha detectado una laguna estratigráfica que afecta a todo el **Jurásico** y a todo el **Cretácico**, de manera que los materiales terciarios se disponen discordante con los materiales triásicos en facies Keuper.

El **Terciario** (Figura 4), también con potencias de centenares de metros, está representado por un **Mioceno** constituido por paquetes de sedimentos marinos y continentales, conectados con niveles carboníferos (lignitos), y por un **Oligoceno** en sus facies *Chattienense* (granular) y *Rupeliense* (arcillosa).

Finalmente, el **Cuaternario**, con una potencia de unos 50 metros, recubre los materiales terciarios. Ofrece tres periodos glaciares (*Elster*, *Saale* y *Weichsel*) en los que se depositan materiales granulares y morrenas, y dos periodos interglaciares, en los que predomina la sedimentación de limos, arcillas, arenas fluviales y depósitos de turbas.

## 4. CAMPAÑA DE INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA

### 4.1. Descripción

Para el proyecto de la estructura se llevó a cabo una campaña de investigación geotécnica que contempló la realización de sondeos mecánicos helicoidales y de ensayos de penetración dinámica pesada DPH. Las figuras 5 a 9 recogen fotografías de los lugares de ubicación y entorno.

Para las penetraciones dinámicas, se propuso intentar alcanzar profundidades entre 25 y 30 metros, pero los rechazos se alcanzaron a profundidades comprendidas entre 9,40 y 24 metros.



Figura 5. VISTA OESTE SONDEO B505.12



Figura 6. CARRETERA, LADO NORTE. SONDEO B12.6



Figura 7. VÍAS DEL ANTIGUO FERROCARRIL. SONDEO BS 3,12



Figura 8. ZONA NORTE. CAMINO. SONDEOS BS 12.2 Y BS DERECHO 12.02



Figura 9. ZONA NORTE DE OCUPACIÓN.



Para la caracterización de las zonas de los terraplenes de acceso, se perforaron cinco sondeos y se realizaron 5 ensayos de penetración dinámica DPH, fijándose antes del inicio de la campaña profundidades de alcance entre 10 y 15 m.

La definición en planta de los puntos de investigación ejecutados está reflejada en el archivo **“PLANTA SITUACION.pdf”** y en la tabla I se tienen sus coordenadas de ubicación.

Los registros de los sondeos y de las penetraciones se han recogido en archivo “**REGISTROS SONDEOS\_DPH.pdf**”. Puesto que tales registros son originales y se han seguido las normas DIN diferentes en algunos casos a las normas UNE españolas, en la figura 9 se tiene la nomenclatura de las normas geotécnicas DIN traducidas al castellano.

BS 1/12	25196,2	15419,3	42,85
BS 2/12	25200,2	15389,0	43,24
BS 2a/12	25201,0	15382,7	43,80
BS 3/12	25202,9	15366,9	48,94
B 4/12	25211,2	15350,3	44,60
B 5/12	25195,7	15345,9	44,63
B 6/12	25222,0	15303,8	48,90
B 7/12	25201,9	15301,1	48,72
BS 8/12	25213,7	15287,8	47,70

<b>Tipos de suelo según norma DIN 4022</b>			<b>BST</b> - arenisca
<b>Y</b> - Bloques ( $d > 200$ mm)	<b>Z</b> - Roca en general		<b>Sst</b> - Arenisca
<b>X</b> - Cantos ( $63 < d \leq 200$ mm)	<b>Zv</b> - Roca meteorizada		<b>Ust</b> - limolita
<b>G</b> - GRAVAS ( $2 < d \leq 63$ mm)	<b>Mu</b> - Tierra vegetal		<b>Tst</b> - lutolita
<b>gG</b> - grava gruesa ( $20 < d \leq 63$ mm)	<b>L</b> - Suelo residual		<b>Mst</b> - marga
<b>MG</b> - grava medio ( $6,3 < d \leq 20$ mm)	<b>Lx</b> - Escombros angulosos		<b>Kst</b> - Caliza.
<b>FG</b> - grava fina ( $2 < d \leq 6,3$ mm)	<b>Lg</b> - Bloque de arcilla		<b>Dst</b> - dolomita
<b>S</b> - ARENA ( $0,06 < d \leq 2$ mm)	<b>Mg</b> - Bloque margoso		<b>Krst</b> - Creta
<b>gP</b> - arena gruesa ( $0,6 < d \leq 2$ mm)	<b>Lö</b> - Loess		<b>Ktst</b> - Toba calcárea
<b>MS</b> - arena media ( $0,2 < d \leq 0,6$ mm)	<b>Löl</b> - Loess alterado		<b>Ahst</b> - anhidrita
<b>fs</b> - arena fina ( $0,06 < d \leq 0,2$ mm)	<b>Kl</b> - Gleysol		<b>Gyst</b> - yeso
<b>U</b> - LIMOS ( $0,002 < d \leq 0,06$ mm)	<b>Wk</b> - Calcificaciones. Lodo de cal		<b>AST</b> - Roca de sal
<b>T</b> - Arcillas ( $d < 0,002$ mm)	<b>Bt</b> - Bandas. Varvas		<b>Q</b> - cuarcita
<b>H</b> - turba, humus	<b>V</b> - Ceniza volcánica		<b>Ma</b> - Rocas ígneas
<b>F</b> - Fangos con mucha materia orgánica	<b>Bk</b> - Lignito		(granito, gabbro, basalto, gneis)
<b>A</b> - Relleno	<b>Gst</b> - Conglomerado. Brecha		<b>BI</b> - (Mica esquistos, filitas)

Aditivos		Colores	
y – Con bloques	bs – Escombros	be- Beige	mt- Mate
x – Con cantos	zi – Restos de ladrillos	bl - Azul	oc - Ocre
g – Con gravas	pfirst – Restos vegetales	bn - Marrón	ol- Oliva
gg – Con gravas gruesas	hstr – Niveles orgánicos finos	bs- Pálidas	or - Naranja
mg - Partículas medias	gru - Piedra desmenuzada	bu - Colorido	rf – Color óxido
fg - Grava fina	Ge - Gravas aisladas	d - Oscuro	ro- Rojo
s - Con arenas	0 - Libre de cal	efl – Óxidos férricos	rs- Rosa
gs - Arena gruesa	+ Calcérea	fl - Manchas	sf - Entreverado
ms - Arena	++ - Fuertemente calcérea	ge - Amarillo	sw - Negro
fs – Arena fina	<b>AGUA</b>	gn - Verde	tk - Turquesa
u – Con limos	SW – Agua infiltrada retenida	gr - Gris	vi - Púrpura
t – Con arcillas	K. W. – Sin agua	gz - Brillante	we– Blanco
f – Con fangos	W. F. - Acuífero	h- Claro	wl - Plástico
h - Humus, turba	RuK - Tubería	mr - Marmóreo	lok - Local
o - Aditivos orgánica	<b><u>FORMA DE LAS PARTÍCULAS</u></b>		lag- Rayado
gli –Con mica	kt - Afilado, agudo		
dko- Depósitos de carbón	rd- Redondeado	<b><u>Grueso de acciones de acuerdo con la norma DIN 4022</u></b>	
ho – Restos de madera	pl - Laminares	débil - <15%	
		fuerte -> 30%	

**DIN 18196**

**SE** – Arena, poco graduada (U<6, cualquiera, >60% ≤ 2 mm)  
**SW** – Arena, bien graduada (U≥6, 1≤Cc≤3, >60% ≤ 2 mm)

**SI** – Arena, graduación media (U≥6, Cc<1 od.>3, >60% ≤ 2 mm)  
**SU** – Arena, limosa (5 – 15% ≤ 0.06 mm, >60% ≤ 2 mm)  
**SU\*** – Arena, muy limosa (> 15-40% ≤ 0.06 mm, >60% ≤ 2 mm)  
**ST** – Arena, arcillosa (5 – 15% ≤ 0.06 mm, >60% ≤ 2 mm)  
**ST\*** – Arena, muy arcillosa (>15 – 40% ≤ 0.06 mm, >60% ≤ 2 mm)  
**GE** – Grava, poco graduada (U<6, cualquiera, ≤60% ≤ 2 mm)  
**GW** – Grava, bien graduada (U≥6, 1≤Cc≤3, ≤60% ≤ 2 mm)  
**GI** – Grava, graduación media (U<6, Cc<1 od.>3, ≤60% ≤ 2 mm)  
**GU** – Grava, limosa (5 – 15% ≤ 0.06 mm, ≤60% ≤ 2 mm)  
**GU\*** – Grava, muy limosa (> 15-40% ≤ 0.06 mm, ≤60% ≤ 2 mm)  
**GT** – Grava, arcillosa (5 – 15% ≤ 0.06 mm, ≤60% ≤ 2 mm)  
**GT\*** – Grava, muy arcillosa (>15 – 40% ≤ 0.06 mm, ≤60% ≤ 2 mm)  
**UL** – Limo, baja plasticidad (>40% ≤ 0.06 mm, IP≤4%, wL<35%)  
**UM** – Limo, plasticidad media (>40% ≤ 0.06 mm, IP≤4%, 35% ≤ wL ≤ 50%)  
**UA** – Limo, alta plasticidad (>40% ≤ 0.06 mm, IP≤4%, wL>50%)  
**TL** – Arcilla, baja plasticidad (>40% ≤ 0.06 mm, IP≥7%, wL<35%)  
**TM** – Arcilla, plasticidad media (>40% ≤ 0.06 mm, IP≥7%, 35%≤wL≤50%)  
**TA** – Arcilla, alta (>40% ≤ 0.06 mm, IP≥7%, wL>50%)  
**OU** – Limos orgánico (> 0.06 mm, IP≤4%, 35%≤wL≤50%, Vgl>2%)  
**OT** – Arcilla orgánica (>40% ≤ 0.06 mm, IP≤4%, wL>50%, Vgl>2%)  
**OH** – Suelo vegetal, humus (<40% ≤ 0.06 mm, Vgl≤20%)

**HN** – Turba, poco descompuesta  
**HZ** – Turba, descompuesta

Contenido de humus en el suelo		
Denominación	Arena/Grava	Arcilla/Limo
Poco húmica (Poco contenido orgánico)	1 – 3%	2 – 5%
Húmica (Mediamente orgánica)	> 3 – 5%	> 5 – 10%
Muy húmica (Alto contenido orgánico)	> 5%	> 10%

<u>Laboratorio</u>		<u>Sondeo y perfil</u>	
GP – Muestra alterada			
GPa- Muestra alterada (Análisis químico)			
UP – Muestra inalterada			
WP – Muestra de agua			
BK – Testigo rocoso			
MP – Muestra amasada			

## 5. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA

### 5.1. Introducción

La zona estudiada se encuentra al norte de la denominada Meseta Teltow, habiéndose depositado superficialmente en ella materiales cuaternarios de origen glacial (*“Vorschütt phase”*), que en ocasiones (huertos, taludes, ...) aparecen recubiertos por un nivel de tierra vegetal que presenta espesores en torno a 20 cm.

Son frecuentes y variados los rellenos antrópicos en la zona de Proyecto:

- Entre la calle Oberland y el estribo sur se han detectado rellenos arenosos, poco contaminados, con una potencia que oscila entre 2 y 3 m.
- En el estribo norte, salvo algún relleno local de balasto de 1 m de espesor, los rellenos son escasos.
- Entre la antigua vía de mercancías y el antiguo aeropuerto, se han detectado importantes masas de escombros de construcción que han rellenado las zonas de extracción de arenas. Se han detectado potencias próximas a 10 m, estimándose un contacto con el nivel inferior de arenas inclinado 45º y que alcanza el nivel freático.

Por debajo de estos rellenos, el terreno natural está constituido por gravas y por arenas medias con intercalaciones de suelos finos y de gravas.

Los sondeos perforados no han alcanzado las margas miocenas terciarias.

### 5.2. Niveles geotécnicos

En base a los datos obtenidos en la campaña de investigación geotécnica realizado, se pueden establecer los siguientes niveles geotécnicos:

- NIVEL A1:**
- Rellenos con arenas naturales del entorno. Típicos de la zona sur. Suelos de compacidad variable entre baja y media.
- NIVEL A2:**
- Rellenos arenosos, limosos, húmicos. Suelos con altos contenidos en escombros de construcción, de baja compacidad. Son típicos de la zona norte.
- NIVEL B1:**
- Nivel de tierra vegetal. Arenas y humus. Presenta espesores no superiores a 20 cm. Su incidencia en las obras es escasa.
- NIVEL B2:**
- Arenas flojas a medias. Pueden presentar intercalaciones de gravas e incluso de cantos.
- NIVEL B3:**
- Arenas medias a densas. Pueden presentar intercalaciones de gravas.

Tabla II. NIVELES GEOTÉCNICOS. CARACTERÍSTICAS

A1	SE, OH-SU	2,10 – 3.10	Floja a media	16.0	****	$2 \cdot 10^{-4} - 9 \cdot 10^{-5}$
A2	A	0.50 – 9.30	Muy floja a floja	16.0	****	$2 \cdot 10^{-4} - 1 \cdot 10^{-5}$
B1	OH	0.20	Floja	****	****	*****
B2	SE	0.00-7.80	Floja a media	17.0	19.0	$6 \cdot 10^{-4} - 2 \cdot 10^{-4}$
B3	SE	>18.00	Media a densa	18.0	20.0	$6 \cdot 10^{-4} - 2 \cdot 10^{-4}$

Con los datos aportados en la campaña, se ha propuesto para la zona de actuación de Proyecto el perfil estratigráfico reflejado en el fichero **“PERFIL ESTRATIGRÁFICO.pdf”**.

En la tabla II se han recogidos algunas características básicas de estos niveles geotécnicos diferenciados.

## 6. ASPECTOS MEDIOAMBIENTALES. REUTILIZACIÓN DE MATERIALES

Se realizaron diferentes ensayos químicos con objeto de estudiar los aspectos medioambientales de los terrenos y la reutilización de los materiales procedentes de las excavaciones. Los resultados obtenidos pueden resumirse de la siguiente forma:

- a) Terreno natural. Cumplen los criterios alemanes. Pueden ser reutilizados.
- b) Balasto de las vías. Puede ser también reutilizado.
- c) Escombros de construcción. La caracterización medioambiental de los depósitos de escombros ha exigido la realización de ensayos químicos específicos.

Tras su detección en los sondeos BS 1/12 y BS 2/12, se contactó con la Oficina de Medio Ambiente, habiéndose catalogado esta zona en el Registro de Suelos Contaminados con el número 2443 como un antiguo depósito potencialmente contaminante.

Durante las investigaciones se determinó que la profundidad del estrato era de 9,85 m. Esta información es válida en la zona este del pie del terraplén de la rampa norte.

El relleno de una antigua zanja en la zona sur está catalogado también en el Registro de Suelos Contaminados con el número 9567.

Los ensayos realizados no garantizan que los escombros sean adecuados para ser reutilizados.

La superficie comprendida entre el camino que discurre paralelamente a la vía del ferrocarril y la antigua explanada del aeropuerto, que tuvo en el pasado un uso agrícola (huertos), podría aprovecharse como préstamo de materiales para los terraplenes.

## 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 7.1. Cimentaciones

La solución de cimentación superficial es viable, buscando el plano de apoyo a partir de la cota +42.00.

La comprobación de las cimentaciones se realizará siguiendo la *“Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera”* del Ministerio de Fomento.

Dada la heterogeneidad y el marcado carácter granular que presenta el terreno de cimentación, deberá cuidarse la comprobación de asientos. Salvo que se indique otra cosa en el Taller, se admitirá un asiento diferencial máximo de 0,5 cm para la situación permanente y de 1 cm para las variables.

El recubrimiento mínimo de las cimentaciones superficiales por motivos de heladas es de 80 centímetros.

### 7.2. Excavaciones

Debe comprobarse la estabilidad de las excavaciones temporales a ejecutar.

Puede ser necesario entibar la excavación para el terraplén lateral de la zona noreste, situado próximo a unos bungalows, y en la zona sur, dada la proximidad de los edificios existentes y de otras construcciones. Pueden plantearse muros berlineses o tablestacados.

El fondo de las cajas de excavación de las cimentaciones, previo drenaje, deberá compactarse con tres o cuatro pasadas de bandeja vibrante pesada.

En el estribo sur, es conveniente la sustitución del nivel A hasta la cota +46,70, aproximadamente, por material seleccionado, compactándose el fondo de la excavación como se ha indicado anteriormente, pero añadiendo una cierta humedad.

### 7.3. Obra de paso

La obra de paso se ubica en el borde del antiguo préstamo de arena, rellenado posteriormente con un suelo muy heterogéneo, predominantemente granular, pudiendo plantearse una problemática de asientos diferenciales.

Se recomienda la sustitución de un espesor de 1,50 m por debajo de cimentación, por un material seleccionado granular, debidamente compactado (al 98% ó 100% de la densidad Próctor Normal).

### 7.4. Terraplenes. Drenaje

Los materiales de los niveles A1 y B2 pueden ser reutilizados para los terraplenes. Sin embargo, debe tenerse presente que las arenas del nivel B2, bastante uniformes, son difíciles de compactar, exigiendo métodos vibratorios y adición de agua.

### 7.5. Agresividad a los hormigones

No se disponen de análisis del agua subterránea, pero algunos ensayos existentes no han mostrado componentes agresivos al hormigón.

Valencia, Febrero de 2015

F.A. IZQUIERDO

Prof. Catedrático de Universidad