



INGENIERÍA DEL TERRENO

IngeoTer 10



INGENIERÍA DEL TERRENO

Ingeoter 10

**MADRID
2007**

U.D. Proyectos
E.T.S.I. Minas - Universidad Politécnica de Madrid
Ríos Rosas, 21
28003 MADRID

Teléf. 91 336 7006
Fax 91 336 7006
e-mail: proyectos.minas@upm.es

Otras obras de interés:

- Manual de Túneles y Obras Subterráneas.
- Manual de Áridos. Prospección, Explotación y Aplicaciones.
- Manual de Rocas Ornamentales. Prospección, Explotación, Elaboración y Colocación.
- Manual de Evaluación y Diseño de Explotaciones Mineras.
- Manual de Estabilización y Revegetación de Taludes.
- Manual de Técnicas de Mejora del Terreno.
- Manual de Sondeos. Tecnología de Perforación.
- Manual de Sondeos. Aplicaciones.
- Manual de Evaluación de Yacimientos Minerales.
- Manual de Geología y Prospección de Yacimientos Minerales.
- Manual de Aplicaciones Informáticas en Minería.
- Manual de Equipos de Dragado.
- Manual de Perforación Dirigida Horizontal. Tecnología sin Zanjas.
- Manual de Geosintéticos en la Construcción de Muros y Terraplenes.
- Manual de Perforación y Voladura de Rocas.
- Manual de Diseño y Construcción de Vertederos de Residuos Sólidos Urbanos.
- Manual de Anclajes en Ingeniería Civil.
- Manual de Construcción y Revegetación de Escombreras.
- Ingeoter. Libros 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9
- Ingeotúneles. Libros 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12 y 13
- Guía para el Control del Ruido Ambiental en Canteras y Graveras.
- Guía para el Control y Prevención del Polvo en Canteras y Graveras.
- Recursos Minerales.

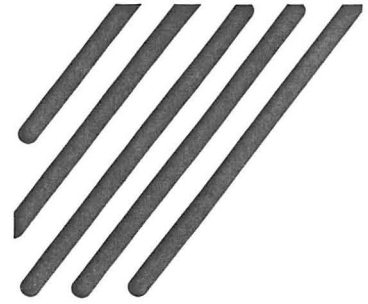
- TALUDMIN. Programa de caracterización geomecánica de taludes.
- DEGTALUD. Programa para evaluar la degradación potencial de taludes rocosos.
- MINESCOM. Programa de evaluación de estabilidad de escombreras.
- DISVOL. Programa de diseño de voladuras.
- CORROSIM. Programa de evaluación de la corrosión en ambientes subterráneos.
- TRANSMIN. Programa de simulación del transporte con volquetes.
- TOPOMIN. Programa de estimación de rendimientos y costes de excavación de túnel.

© Prohibida la reproducción total o parcial sin el consentimiento de los autores.

I.S.B.N.: 978-84-96140-26-4
Depósito Legal: M. 2707-2007
Obra Completa: 84-96140-12-1

Imprime: Gráficas Arias Montano, S. A.
28935 MÓSTOLES (Madrid)

Autores



EDITOR

CARLOS LÓPEZ JIMENO

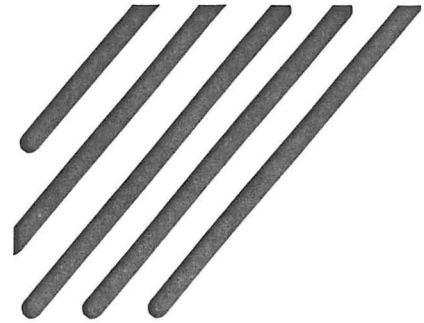
Dr. Ingeniero de Minas

Catedrático de Proyectos de Ingeniería. E.T.S. de Ingenieros de Minas. U. P. M.

- ❑ **ARACIL ÁVILA, Enrique**
Dr. en Ciencias Geológicas
Análisis y Gestión del Subsuelo, S.L.
Cap. 3.
- ❑ **ARENAS LÓPEZ, Carlos**
Geólogo.
Jefe Dpto. Micropilotes y Anclajes ISCHEBECK TITAN.
ISCHEBECK IBÉRICA, S.L.
Cap. 10.
- ❑ **ARETXABALA DÍEZ, Antonio**
Lic. en Geología.
Profesor de Geología, Geotecnia y Geografía Física.
Director Técnico del Laboratorio de Edificación del I.C.T.
Universidad de Navarra
Cap. 17.
- ❑ **ARTEAGA, Nuria**
Geóloga
ISCHEBECK IBÉRICA, S.L.
Cap. 10.
- ❑ **BLÁZQUEZ, Carlos**
Licenciado en Ciencias Geológicas. PROETISA.
Cap. 13.
- ❑ **BOMONT, Sébastien**
Especialista en drenaje y reducción del nivel
de la capa freática. TPGeo.
Cap. 5.
- ❑ **BUENO AGUADO, Manuel**
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Msc. In Soil Mechanics by Imperial College of London
EUROCONSULT, S.A.
Cap. 9.
- ❑ **DE JUAN GARCÍA, Miguel Ángel**
Ingeniero Técnico de Obras Públicas.
Director Técnico de KRONSA INTERNACIONAL, S.A.
Cap. 11.
- ❑ **ESCOLANO SÁNCHEZ, Félix**
Dr. Ciencias Geológicas.
Departamento de Geotécnia.
EUROCONSULT, S.A.
Cap. 9.
- ❑ **FAZ CANO, Ángel**
Dr. en Ciencias Biológicas
Universidad Politécnica de Cartagena
Cap. 3.
- ❑ **FERNÁNDEZ SALSO, José Luis**
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
GEOTECNIA ESTRUCTURAL, S.L.
Cap. 12.
- ❑ **FRANESQUI GARCÍA, Miguel Ángel**
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Dpto. de Ingeniería Civil.
UNIVERSIDAD DE LAS PALMAS DE GRAN CANARIA
Cap. 14.
- ❑ **GALERA FERNÁNDEZ, José Miguel**
Dr. Ingeniero de Minas
GEOCONTROL, S.A. - U.P.M.
Cap. 2.
- ❑ **GONZÁLEZ GALLEGU, Javier**
Licenciado en Ciencias Geológicas
Laboratorio de Geotécnia. CEDEX.
Cap. 4.

- **LUIS FONSECA, Roberto**
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
 GEOBRUGG IBÉRICA, S.A.
 Cap. 4.
- **MAROTE RAMOS, Gerardo**
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos -UPM.
Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería de
Cimentaciones - CEDEX.
 TERRABAUER, S.L.
 Cap. 15.
- **MARTÍNEZ PAGÁN, Pedro**
Dr. Ingeniero de Minas
Universidad Politécnica de Cartagena
 Cap. 3.
- **NÚÑEZ BECERRA, David**
Geólogo. Jefe de Producción.
 DEKON. Técnicas de Cimentación, S.L.
 Cap. 8.
- **OLALLA MARAÑÓN, Claudio**
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
E.T.S. Ing. Caminos, Canales y Puertos.
Universidad Politécnica de Madrid. Lab. Geotecnia
 CEDEX
 Cap. 7.
- **OLIVENZA JIMÉNEZ, Gracia**
Ingeniera Geóloga
 GEOCONTROL, S.A.
 Cap. 2.
- **OTEO MAZO, Carlos**
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Catedrático de Ingeniería del Terreno
Dpto. de Tecnología de la Construcción
 UNIVERSIDAD DA CORUÑA
 Cap. 6.
- **PLAZA, Manuel**
Ing. Técnico Industrial. Ing. Técnico de Minas
 PIRESUR. Pilotes y Recalces del Sur, S.L.
 Cap. 10.
- **POTTS, David M.**
Professor of Analytical Soil Mechanics
Head of Soil Mechanics Group.
Department of Civil and Environmental Engineering
Imperial College of Science, Technology and Medicine.
 Cap. 1.
- **SAMPER URBANO, Francisco J.**
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
 GEOTÉCNIA Y CIMENTOS, S.A. (GEOCISA).
 Cap. 16.
- **SAN MARTÍN, Txomin**
Geólogo. Director Técnico.
 INGECIM, S.L.
 Cap. 13.

capítulo 14



Miguel Ángel FRANESQUI GARCÍA
Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Las Palmas de Gran Canaria

PROYECTO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN DE UNA CIMBRA PARA UN VIADUCTO DE AUTOVÍA SOBRE UNA LADERA CON DEPÓSITOS ALUVIALES DE ORIGEN VOLCÁNICO

1. INTRODUCCIÓN

Se describe la metodología y algunos criterios de proyecto para el estudio y cálculo geotécnico de la cimentación de una estructura auxiliar de cimbra utilizada en la construcción de un tablero de puente de autovía sobre una ladera formada por depósitos aluviales antiguos de origen volcánico. Esta solución básica ha sido desarrollada para su aplicación al proyecto geotécnico de la cimentación de las torres de cimbra provisional para la ejecución del Viaducto de Aromeros en las obras de la autovía de circunvalación a las localidades de Carrizal, Ingenio y Agüimes, en la Isla de Gran Canaria.

Las estructuras de cimbra convencional apoyadas directamente sobre el terreno constituyen el sistema constructivo más frecuente para las obras de paso ejecutadas *in situ* cuya altura en rasante no resulte excesiva.

PROYECTO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN DE UNA CIMBRA PARA UN VIADUCTO DE AUTOVÍA SOBRE UNA LADERA CON DEPÓSITOS ALUVIALES DE ORIGEN VOLCÁNICO

Miguel Ángel FRANESQUI GARCÍA

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Las Palmas de Gran Canaria.

1. INTRODUCCIÓN

Se describe la metodología y algunos criterios de proyecto para el estudio y cálculo geotécnico de la cimentación de una estructura auxiliar de cimbra utilizada en la construcción de un tablero de puente de autovía sobre una ladera formada por depósitos aluviales antiguos de origen volcánico. Esta solución básica ha sido desarrollada para su aplicación al proyecto geotécnico de la cimentación de las torres de cimbra provisional para la ejecución del Viaducto de Aromeros en las obras de la autovía de circunvalación a las localidades de Carrizal, Ingenio y Agüimes, en la Isla de Gran Canaria.

Las estructuras de cimbra convencional apoyadas directamente sobre el terreno constituyen el sistema constructivo más frecuente para las obras de paso ejecutadas *in situ* cuya altura en rasante no resulte excesiva. Hasta los 15-20 m de altura del dintel sobre el terreno se utilizan cimbras cuajadas, aunque para alturas mayores resultan antieconómicas por lo que se recurre a cimbras constituidas por torres metálicas que pueden alcanzar los 35-40 m. De esta manera, y junto con el método de construcción del tablero por tramos sucesivos (en caso de puentes de gran longitud que no es posible cimbrar de una sola vez), se han construido obras de hasta 100 m de luz de vano. Incluso algunas secciones cajón de canto variable se han proyectado y construido utilizando este sistema con luces del orden de 50-60 m. Las cimbras, por tanto, constituyen estructuras auxiliares de carácter provisional pero que deben diseñarse con requisitos de facilidad y rapidez en su montaje y calcularse para resistir importantes acciones durante las fases constructivas de la obra, especialmente las cargas estáticas y dinámicas del vertido del hormigón fresco en el caso de tableros ejecutados *in situ*.

Sin embargo, en ocasiones los aspectos relacionados con la geotecnia de la cimentación de las cimbras no son estudiados en fase de proyecto con el mismo nivel de detalle que los cimientos de la estructura principal por su consideración como sistema auxiliar de obra. Por otra parte, las torres de cimbra generalmente deben apoyarse sobre las laderas de los cauces cuyos materiales, especialmente en superficie, suelen estar constituidos por depósitos de origen aluvial lo que introduce una problemática geotécnica importante, en diferentes grados, para la cimentación sobre ellos.

Esta situación típica es la que también presentaban los apoyos de algunas de las cimentaciones de las torres de cimbra para la construcción del viaducto sobre el Barranco de Aromeros, en las proximidades de la localidad de El Carrizal, que constituye la estructura más importante del nuevo tramo de autovía. Por debajo de los niveles superficiales de rellenos de carácter antrópico, los principales materiales que constituyen las laderas del barranco están formados por depósitos aluviales antiguos con un importante grado de carbonatación, pero presentando una consistencia de tipo medio (Foto 1). En el fondo del cauce afloran otros sedimentos con consistencia bastante más floja (Foto 2).



Foto 1. Depósitos aluviales antiguos de origen volcánico sobre las laderas del Barranco de Aromeros. Viaducto en construcción en la autovía de circunvalación Carrizal-Ingenio-Agüimes (Isla de Gran Canaria).



Foto 2. Sedimentos aluviales de consistencia floja excavados en el fondo del cauce. En primer término, cimentación y pilas del vano central.

Por la distribución proyectada de luces de vano entre pilas del puente y la situación que se deriva en cuanto a la ubicación de las torres de cimbra en los puntos aproximadamente intermedios de dichos vanos, resultaba necesario cimentar algunas de las cimbras sobre la ladera y materiales mencionados. En principio, ya se apuntaba a que esta situación constituía un importante problema de carácter geotécnico debido a la naturaleza de dichos depósitos y a la situación de los cimientos de algunas de las torres metálicas muy próximos al borde del talud de elevada inclinación (aproximadamente 1H:1V; ver Foto 3), lo que a priori parecía desaconsejar una cimentación directa.

En febrero de 2005, la empresa constructora adjudicataria de las obras solicitó nuestra asistencia técnica para el análisis de las posibles soluciones de cimentación de las cimbras así como para el proyecto y desarrollo del sistema estructural finalmente adoptado. Se realizaron los correspondientes estudios para determinar los parámetros resistentes y deformacionales del terreno, realizando los cálculos de comprobación geotécnica (en particular la determinación de las presiones de hundimiento y admisibles, verificación de la seguridad frente a hundimiento y estabilidad de la cimentación en la ladera), así como las comprobaciones de cálculo estructural para verificar la adecuación de la cimentación proyectada a las condiciones geotécnicas y de sollicitación. La adopción de sistemas de cimentación diferentes a las convencionales zapatas superficiales podía representar un importante inconveniente en cuanto a la realización de las obras en los plazos y costes previstos. Sin embargo, y aunque el terreno existente no parecía aconsejar, en primera aproximación, dicho tipo de cimientos por las razones apuntadas anteriormente, era objeto prioritario del estudio el tener un conocimiento lo más exhaustivo posible del comportamiento geomecánico del terreno bajo zapatas superficiales. En concreto, se precisaba determinar la seguridad frente a hundimiento y deslizamiento del talud, así como los máximos asientos previsibles para las acciones transmitidas por la cimbra, con objeto de verificar la adecuación de esta tipología o por el contrario descartarla definitivamente.

En este capítulo se presenta la metodología y los cálculos realizados para la justificación de la solución de cimentación directa en los apoyos de las torres de cimbra, incluso sobre la ladera más problemática. Con los resultados obtenidos se puede afirmar que mediante la aplicación de las teorías de la moderna mecánica de suelos y de rocas es posible alcanzar una buena aproximación al conocimiento del comportamiento geomecánico de las estructuras de cimentación incluso sobre terrenos y condiciones desfavorables y para tipologías que, en primera aproximación, podrían parecer no adecuadas.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y DE LA CIMENTACIÓN DE LA CIMBRA

La estructura del viaducto está constituida por dos tableros paralelos (uno para cada calzada) de planta ligeramente curva y tipología de tramo continuo de canto variable con luces de vano en el eje de mediana de 36 m + 49 m + 36 m. La sección transversal tipo es una losa postesada aligerada con voladizos laterales. Cada uno de los tableros se apoya en dos pilas intermedias, cuya zapata es común para cada pareja de pilas próximas, y en los estribos laterales, previéndose en el proyecto su

construcción mediante la ya mencionada cimbra apoyada en unas torres que descansan directamente en las zapatas de pilas (cimentaciones tipo 2) y en otras cimentaciones provisionales ubicadas aproximadamente en los centros de los vanos (cimentaciones tipos 1 y 3).

Precisamente en este estudio se realiza el análisis geotécnico de la cimentación tipo 1, correspondiente a las torres de cimbra que se ubicarán en la ladera bajo la zona central del vano lateral más próximo al estribo *E1*, según el plano representado en la Figura 1. Tal cimentación se configura como una zapata rectangular de 19,0 m x 4,0 m x 2,0 m, teniendo en cuenta que será común para las dos torres que soportan el encofrado de ambos tableros, de ahí su notable longitud.

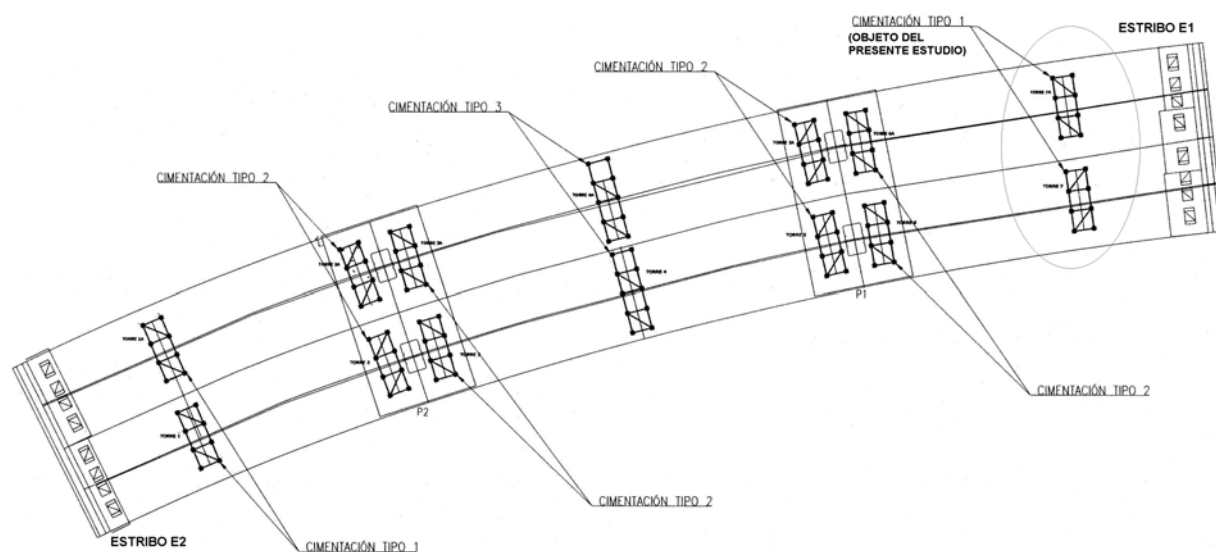


Figura 1. Esquema en planta de las torres de cimbra previstas para la construcción de los tableros del Viaducto de Aromeros.



Foto 3. Ubicación de la cimentación tipo 1 de las torres de cimbra próximas al estribo *E1*, objeto de este estudio. Obsérvese su disposición próxima al borde del talud.

3. MARCO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO

En la ladera objeto de estudio y sus proximidades, el terreno está formado por los materiales siguientes:

1) Rellenos efectuados durante las obras y tierra vegetal:

Donde se prevé apoyar las torres de cimbra tipo 1 junto al estribo *E1* pueden observarse antiguos muros de mampostería que contienen rellenos en bancales destinados en otra época a terrazas de cultivo, y que por tanto contienen en su trasdós importantes espesores de tierra vegetal. Estos materiales resultan inadecuados para apoyar sobre ellos cualquier tipo de cimentación.

Sobre ellos se han depositado, durante las obras de construcción del viaducto, rellenos realizados con los materiales procedentes de las excavaciones de las pistas de acceso y de las cimentaciones del mencionado estribo *E1*, que han sido vertidos ladera abajo, según puede apreciarse en la Foto 4.



Foto 4. Situación de la ladera antes de la excavación de las cimentaciones de la cimbra, donde pueden apreciarse los rellenos superficiales realizados durante las obras y los bancales de cultivo.

2) Depósitos aluviales antiguos, intensamente carbonatados:

Adosados a esta ladera izquierda del Barranco se localizan unos depósitos aluviales antiguos que se encuentran intensamente carbonatados y que presentan una consistencia al menos calificable de media (Foto 5). En este nivel es donde se estudia poder apoyar las cimentaciones provisionales de las torres de cimbra del centro del vano más próximo al estribo *E1*, objeto del presente trabajo.



Foto 5. Detalle de la excavación en la ladera del barranco para la cimentación de las torres de cimbra sobre los depósitos aluviales antiguos en las proximidades del borde del talud.

3) Sedimentos aluviales de fondo de barranco, de consistencia floja:

En el fondo del barranco, adosados a la ladera y en el cauce, afloran sedimentos aluviales constituidos por gravas redondeadas y bloques angulosos de composición fundamentalmente basanítica, con matriz arenosa y algo de limos y arcillas. La consistencia de estos materiales es bastante floja.

4) Coladas del Ciclo Post Roque Nublo:

En el fondo del barranco, a una profundidad máxima de 3,5 m por debajo de los depósitos aluviales actuales, es posible encontrar el sustrato rocoso de las coladas del Ciclo Post Roque Nublo, consistente en apilamientos de zonas lávicas con otras escorias cementadas.

En este nivel es en el que se han apoyado las zapatas de las pilas centrales del viaducto, de manera que el fondo del cauce ha sido excavado prácticamente en su totalidad hasta que han aflorado estos materiales (Foto 2). Según el proyecto de las estructuras, la tensión admisible para estas coladas debería alcanzar al menos los 300 kN/m².

4. CÁLCULOS GEOTÉCNICOS

Se ha procedido a efectuar las comprobaciones geotécnicas necesarias en cualquier cimentación de tipo directo, que consisten en verificar:

- Capacidad portante de la cimentación proyectada, a través de la determinación de la presión de hundimiento y la presión admisible del terreno, así como el valor del coeficiente de seguridad frente a hundimiento existente ante las solicitaciones de cálculo.
- Estimación de los máximos asientos que es posible esperar para las condiciones establecidas de cimentación.
- Análisis de la estabilidad al vuelco y deslizamiento de la cimentación bajo las acciones supuestas, y comprobación de las presiones máximas y mínimas en su base.
- Es este caso particular, debido a la proximidad de la cimentación al borde de la ladera y a la importante inclinación de ésta ($\beta > 30^\circ$) se hace imprescindible el cálculo frente a inestabilidad global del talud.

Previo a cualquier desarrollo posterior se recuerda que el concepto de presión admisible no es un parámetro exclusivamente intrínseco del terreno, sino que depende de muchos más factores, entre ellos: geometría en planta de la cimentación (generalmente a través de su anchura B), estratigrafía y espesores de cada material, cota de apoyo del plano de la cimentación con relación a la superficie del terreno y, de forma fundamental, condición o criterio exigido para que sea considerada como admisible. En este sentido, se puede establecer la condición de dos formas diferentes: mediante la exigencia de un determinado coeficiente de seguridad (FS) frente a hundimiento del terreno, o bien mediante la limitación de los asientos máximos.

La geometría en planta de las cimentaciones se supone conocida, la cual se pretende comprobar. Analizadas las acciones que transmitirá la cimbra y una vez calculada, se ha establecido para los cálculos geotécnicos una tipología de cimentación para las torres de cimbra tipo 1 (situadas en el centro del vano lateral próximo al estribo $E1$) constituida por una zapata rectangular de 19,0 m (longitud) x 4,0 m (anchura) x 2,0 m (canto). Es necesario tener en cuenta que la zapata será común para las dos torres que soportan el encofrado de ambos tableros, de ahí su gran longitud.

4.1. Acciones de la estructura de cimbra sobre la cimentación

Para los cálculos geotécnicos se ha aplicado la metodología basada en coeficientes de seguridad globales, que es la propugnada en la “*Guía de cimentaciones en obras de carretera*” de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento [2003]⁽¹⁾, y para la que existe mayor experiencia de aplicación en proyectos geotécnicos que con el método de los coeficientes de seguridad parciales que, para los cálculos relacionados con el terreno, está menos contrastado (aún siendo éste último el que se recoge en el *Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico*). Según el primer método, se adoptan coeficientes de mayoración de las acciones, para obtención de sus valores de cálculo a partir de los representativos, de valor la unidad, ya sean estas solicitaciones de efecto favorable o desfavorable y

de carácter permanente, variable o accidental (salvo para las acciones variables de efecto favorable en las que se tomará un coeficiente de ponderación de valor nulo).

Las acciones para Estados Límite transmitidas por las torres de cimbra a la cimentación objeto de estudio han sido obtenidas a partir del cálculo estructural de las cimbras. Éstas han sido analizadas para tres combinaciones o hipótesis de carga, de acuerdo con las normas de estructuras vigentes, denominadas en lo sucesivo *H1*, *H2* y *H3*, y cuyos valores se indican en la Tabla 1.

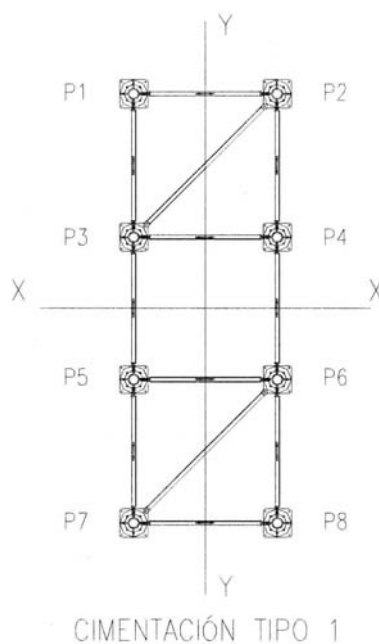


Figura 2. Esquema en planta de la torre de cimbra tipo 1 y numeración de los apoyos.

	Hipótesis de carga H1	Hipótesis de carga H2	Hipótesis de carga H3
P1	33 ton	32 ton	-3 ton
P2	53 ton	32 ton	-3 ton
P3	33 ton	43 ton	13 ton
P4	53 ton	43 ton	13 ton
P5	33 ton	29 ton	3 ton
P6	53 ton	29 ton	3 ton
P7	33 ton	60 ton	20 ton
P8	53 ton	60 ton	20 ton
<i>Valores positivos: compresiones sobre la cimentación. Valores negativos: tracciones sobre la cimentación.</i>			

TABLA 1. Resumen de las cargas transmitidas por cada poste de una de las dos torres de cimbra que apoyan sobre la misma zapata.

Con las reacciones en los apoyos por hipótesis reflejadas en la Tabla anterior, y añadiendo el peso propio de la zapata (y en su caso, el del terreno sobre ella), se pueden obtener las acciones resultantes totales en servicio a nivel del plano de apoyo sobre el terreno y en su centro de gravedad, a efectos de las comprobaciones de carácter geotécnico, las cuales se resumen en la Tabla 2. Es

necesario considerar que las cargas indicadas anteriormente se refieren a las transmitidas por cada una de las dos torres de cimbra que descansan sobre la citada zapata. Por tanto, a efectos de cálculo, las acciones reflejadas en la Tabla 2 se consideran actuantes sobre una zapata rectangular de dimensiones 9,5 m (longitud) x 4,0 m (anchura) x 2,0 m (canto).

	<i>N</i> [Carga normal al plano de cimentación] (kN)	<i>Hx</i> [Fuerza en plano de cimentación, eje x] (kN)	<i>Hy</i> [Fuerza en plano de cimentación, eje y] (kN)	<i>Mx</i> [Momento en plano paralelo a la longitud] (mkN)	<i>My</i> [Momento en plano paralelo a la anchura] (mkN)
Hipótesis H1	5274,64	147,15	0	0	981,00
Hipótesis H2	5117,68	0	294,30	1716,75	0
Hipótesis H3	2547,46	0	58,86	1446,98	0

TABLA 2. Acciones resultantes totales sobre la cimentación de las torres de cimbra (cimentación considerada como zapata rectangular).

Se ha considerado también la posibilidad de estudiar la cimentación como una zapata corrida de suficiente longitud (19 m), para cuya hipótesis las acciones serían las expresadas en la Tabla 3:

	<i>N</i> [Carga normal al plano de cimentación] (kN/m)	<i>Hx</i> [Fuerza en plano de cimentación, eje x] (kN/m)	<i>Hy</i> [Fuerza en plano de cimentación, eje y] (kN/m)	<i>Mx</i> [Momento en plano paralelo a la longitud] (mkN/m)	<i>My</i> [Momento en plano paralelo a la anchura] (mkN/m)
Hipótesis H1	555,23	24,53	0	0	103,26

TABLA 3. Acciones resultantes totales sobre la cimentación de las torres de cimbra (cimentación considerada como zapata corrida de gran longitud).

Entre las acciones anteriores no se incluyen las sísmicas, ya que de acuerdo con la *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-02)*, teniendo en cuenta el carácter provisional de la estructura de cimbra, sólo necesaria durante el proceso constructivo del tablero, y la clasificación de esta construcción, estaríamos dentro de una de las excepciones para la aplicación de acciones sísmicas que se recogen en el apartado 1.2.3 de la *NCSE-02*. La aceleración sísmica básica en la provincia de Las Palmas resulta ser de 0,04g. Por tanto, en este caso, no resulta necesario considerar las acciones sísmicas en el proyecto de la estructura de cimbra. No obstante, y de forma general, cada una de las torres de cimbra que transmitan al terreno cargas verticales significativas deberá enlazarse con las contiguas en dos direcciones mediante elementos de arriostramiento. Tampoco se considera que existan acciones dinámicas o vibraciones de carácter especial en la estructura que fuese necesario tener en cuenta en el diseño de las cimentaciones.

En cuanto a la profundidad de cimentación, se ha supuesto que el plano de apoyo de la zapata de las torres de cimbra tipo 1 estudiada se sitúa en el nivel de depósitos aluviales intensamente carbonatados, y a una distancia mínima del borde del talud de 3,0 m. La geometría y niveles estratigráficos en la zona de apoyo sería la representada esquemáticamente en la Figura 3.

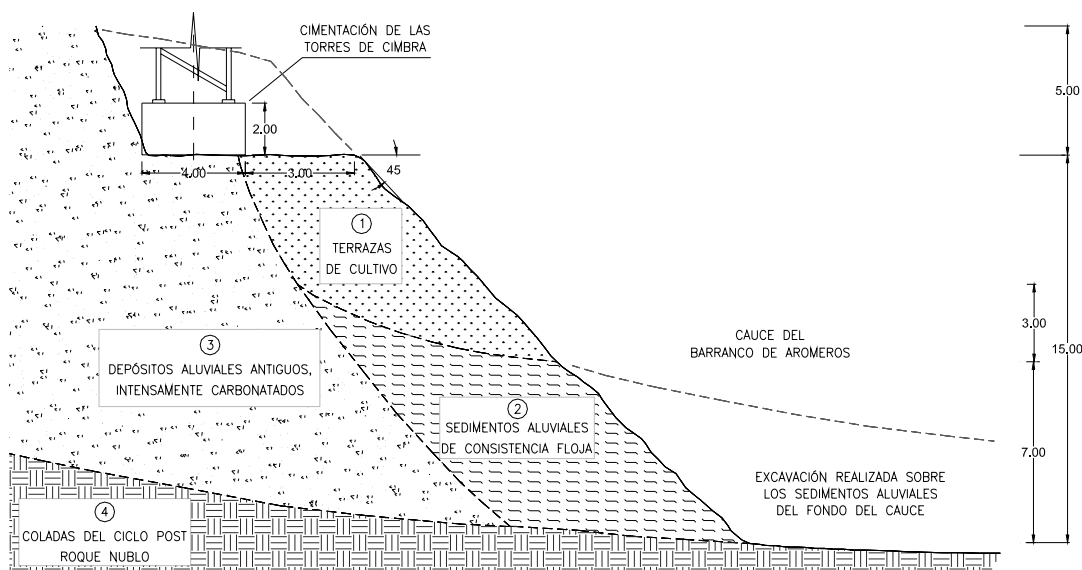


Figura 3. Geometría considerada y niveles estratigráficos para el cálculo geotécnico de la cimentación.

Se considera que para las luces existentes de vano entre apoyos de la cimbra, las tolerancias de la estructura a asientos diferenciales serían:

- Para las luces máximas de unos 25,0 m: Admitiendo distorsiones angulares máximas de valor $\theta = 1/1000$, resulta un asiento diferencial máximo admisible: $\Delta S_{m\acute{a}x.} = \theta \cdot L = 25,0$ mm. (Se trata de una estructura auxiliar altamente isostática, pero con limitaciones muy estrictas de las deformaciones verticales por necesidad de mantener la rasante de proyecto en la estructura del tablero que se pretende construir. Se han seguido las recomendaciones de la mencionada "Guía de cimentaciones en obras de carretera" de la D.G.C. del M^o de Fomento [2003]⁽¹⁾). En el supuesto de que un soporte del pórtico asentase la mitad de este asiento (12,5 mm) $\Rightarrow S_{m\acute{a}x.}$ (absoluto) del otro soporte = 25,0 mm + 12,5 mm = 37,5 mm.
- Para las luces mínimas de vano existentes, de unos 10,0 m: Con las mismas distorsiones angulares máximas admitidas de $\theta = 1/1000$: $\Delta S_{m\acute{a}x.} = \theta \cdot L = 10,0$ mm $\Rightarrow S_{m\acute{a}x.}$ (absoluto) del otro soporte = 10,0 mm + 5,0 mm = 15,0 mm. Este valor ha sido el adoptado como máximo asiento absoluto admisible de la cimentación.

4.2. Propiedades geotécnicas de los materiales

A partir de la campaña de reconocimiento del terreno, de los ensayos de laboratorio efectuados sobre muestras recogidas de los diferentes materiales, y de la experiencia previa con terrenos similares, se han obtenido los valores de los parámetros de estado, resistentes y deformacionales (tanto en condiciones drenadas como no drenadas) utilizados en los cálculos geotécnicos posteriores. Se han realizado en laboratorio ensayos de corte directo y triaxiales *UU* para definir los parámetros de

resistencia del modelo de *Mohr-Coulomb* correspondiente al esqueleto del suelo. En los terrenos predominantemente arenosos, y ante la dificultad de tomar muestras inalteradas, se han contrastado con los deducidos a partir de ensayos *in situ* *SPT*. De las coladas de roca volcánica se han obtenido también muestras para ensayos de compresión simple. Los parámetros deformacionales han sido deducidos de ensayos de carga con placa *in situ* y ensayos edométricos de laboratorio.

Dado que en el método de comprobación de la seguridad utilizado no se aplican coeficientes parciales para minorar los parámetros del terreno, sus valores de cálculo serán iguales que los representativos, según las recomendaciones de la ya mencionada Guía del M° de Fomento (2003)⁽¹⁾. Éstos se resumen en la Tabla 4.

PROPIEDADES GEOTÉCNICAS (Valores de cálculo)	Terrenos en terrazas de cultivo y rellenos	Sedimentos aluviales de consistencia floja	Depósitos aluviales antiguos, intensamente carbonatados	Coladas del Ciclo Post- Roque Nublo
$\gamma_{nat} =$ (kN/m ³)	17,0	17,8	19,33	22,7
$\gamma_{sat} =$ (kN/m ³)	17,6	18,1	20,0	23,1
$\phi' =$ (°)	22	24	25	35
$c' =$ (kPa)	18,0	28,0	30,0	50,0
$c_U =$ (kPa)	35,0	52,0	85,0	-
$E' =$ (MPa)	-	188,0	250,0	1500,0
$E_{edom} =$ (MPa)	-	43,0	50,0	-

TABLA 4. Parámetros geotécnicos de cálculo de los diferentes materiales del perfil estratigráfico.

4.3. Cálculo analítico de las presiones de hundimiento y de asientos

Se ha procedido a efectuar el análisis geotécnico de las zapatas según los métodos de equilibrio límite de la Mecánica de Suelos y de Rocas, a partir de los parámetros resistentes y tenso-deformacionales de los diferentes estratos que pueden encontrarse en el terreno en el entorno de la cimentación. El proceso de comprobación de la seguridad ante los diferentes estados límite está basado en el concepto de coeficiente de seguridad (*FS*) global o único ya comentado, que engloba en un solo número la imprecisión, tanto en el conocimiento exacto de las acciones, como en los parámetros del terreno, en los modelos de cálculo o debida a cualquier otra incertidumbre. Esta metodología es la propugnada en la citada publicación del Ministerio de Fomento (2003), y para la que existe mayor experiencia de aplicación en proyectos geotécnicos.

En el cálculo de la capacidad portante se utilizan las metodologías de obtención de la presión de hundimiento de *Terzaghi*, *Meyerhof*, *Brinch-Hansen* y *Vesic* (siendo estas últimas, normalmente las más utilizadas, y las que tienen en cuenta más efectos). Se analiza el suelo estratificado considerando el efecto de la forma de la cimentación, la excentricidad de las cargas y las posibles acciones horizontales. Se realiza el análisis a “corto plazo” (condiciones no drenadas) y a “largo plazo” (condiciones drenadas). También se ha considerado el efecto de la proximidad del talud en la reducción de la carga de hundimiento, añadiendo los correspondientes factores en la fórmula general

para el caso de cimentación próxima al borde de la ladera. La forma de rotura en estos casos es similar a la indicada en la Figura 4.

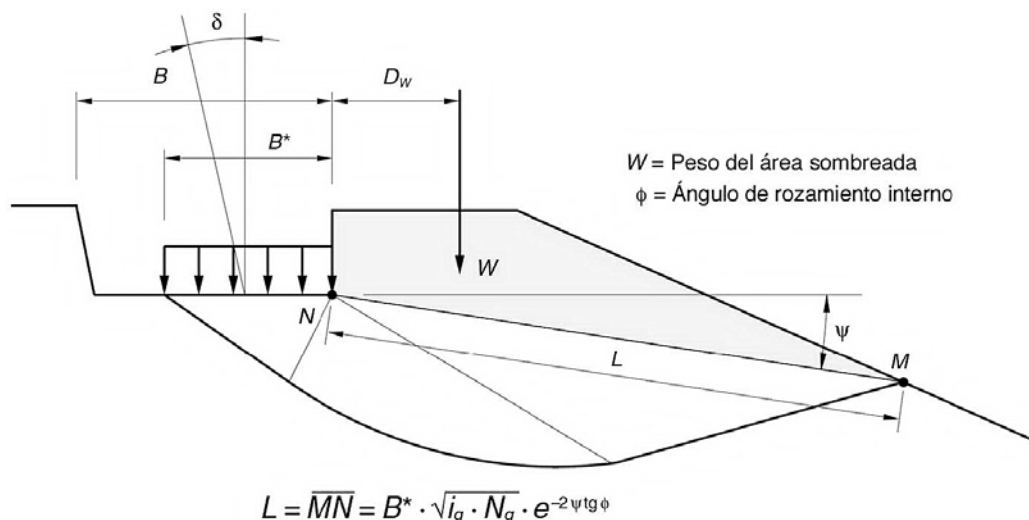


Figura 4. Terreno con pendiente en la zona pasiva. Forma característica de rotura e influencia de la proximidad del talud en la reducción de la carga de hundimiento. (Fuente: M^o Fomento, 2003).

En el Apéndice 1 al final del capítulo se incluyen, para la estratigrafía supuesta bajo la cimentación, las presiones de hundimiento o últimas, las presiones admisibles (con un factor de seguridad global $FS = 2,5$ frente a hundimiento) y el Factor de Seguridad resultante frente a hundimiento por acción de las cargas realmente actuantes, calculados según las cuatro formulaciones anteriores. Los valores pésimos se resumen en las Tablas 5 y 6. Puede adoptarse el valor reducido de $FS_{\text{hundimiento}} = 2,5$ para las combinaciones de acciones casi permanente y característica en situaciones transitorias y de corto plazo, al tratarse la cimbra de una estructura auxiliar de carácter provisional, según las recomendaciones de la “Guía de cimentaciones en obras de carreteras” (M^o Fomento, 2003).

En cuanto a la estimación de los asientos, se utiliza el método elástico para la obtención de los asientos inmediatos y el método edométrico para calcular los valores diferidos o a largo plazo, debidos a las fracciones finas que contienen determinados niveles del terreno. En el sustrato de roca, se realiza una minoración del módulo de elasticidad del macizo en función del grado de alteración (RQD), orientación y estado de las juntas, etc, utilizando, entre otras, la aproximación analítica debida a Chapell (1976). A continuación se resumen los resultados del análisis según estas metodologías:

Zapata rectangular de 9.5 m (longitud) x 4.0 m (anchura) x 2.0 m (canto)	Presión última o de hundimiento (kN/m ²)	Presión admisible, (para FS=2,5) (kN/m ²)	Presión de servicio (kN/m ²)	Coefficiente de Seguridad frente a hundimiento (FS _{min.})	Asiento máximo estimado (mm)
Hipótesis H1	375,55	150,22	153,04	2,5	13,7
Hipótesis H2	376,34	150,54	144,91	2,6	13,2
Hipótesis H3	387,25	154,90	76,14	5,1	6,6

TABLA 5. Resumen de los resultados de cálculo de los FS frente a hundimiento y asientos máximos estimados (para cimentación rectangular).

Zapata corrida de 4.0 m (anchura) x 2.0 m (canto)	Presión última o de hundimiento (kN/m ²)	Presión admisible, (para FS=2,5) (kN/m ²)	Presión de servicio (kN/m ²)	Coefficiente de Seguridad frente a hundimiento (FS _{min.})	Asiento máximo estimado (mm)
Hipótesis H1	371,96	148,79	153,04	2,4	13,9

TABLA 6. Resumen de los resultados de cálculo de los FS frente a hundimiento y asientos máximos estimados (cimentación corrida).

Del análisis de estos resultados, se puede deducir que la zapata proyectada para el apoyo de las torres de cimbra tipo 1 en la zona central del vano lateral próximo al estribo E1, cimentadas sobre el terreno descrito, a la cota establecida, y bajo las acciones consideradas:

- Cumple la condición de seguridad suficiente frente a hundimiento de la cimentación, pues se obtiene un valor del Coeficiente de Seguridad $FS \geq 2,5$ (para las combinaciones de acciones y situaciones de cálculo mencionadas). Solamente en la hipótesis de carga H1, y considerando la cimentación como una zapata corrida, se obtiene un FS ligeramente inferior (2,4). Sin embargo, hay que tener en cuenta que realmente los apoyos de las torres de cimbra no representan perfectamente una carga en cuchillo uniformemente repartida ya que entre ambas torres existe un espacio. Por tanto, su puede considerar suficiente, el valor del coeficiente de seguridad frente a hundimiento obtenido en los cálculos.
- Cumple también la limitación del asiento máximo absoluto establecido, pues el máximo estimado en servicio resulta ser menor que el máximo considerado como admisible: $S_{máx. estimado} \approx 13,7$ a $13,9 \text{ mm} < S_{máx.admisible} \approx 15 \text{ mm}$.

La proximidad entre cimentaciones de una misma estructura podría provocar que los asientos totales experimentados sean mayores que para el caso de una zapata aislada, si éstos se encuentran dentro de la zona de influencia de la “cubeta de asientos” de cada una de ellas. En este caso, dada la gran separación existente entre las diferentes cimentaciones y la naturaleza de los terrenos, no es previsible un incremento en los asientos calculados, comportándose como si de cimentaciones aisladas se tratase.

4.4. Comprobación de la seguridad de la cimentación frente al vuelco

El coeficiente de seguridad al vuelco resulta ser:

- Hipótesis de carga H2:

$$F_{Vx} = \frac{N_{TOTAL} \cdot \left(\frac{L}{2}\right)}{M_{xx}} = \frac{5117,68 \text{ kN} \cdot 4,75 \text{ m}}{1716,75 \text{ mkN}} = 14,2 \quad (1)$$

- Hipótesis de carga $H1$:

$$F_{vY} = \frac{N_{TOTAL} \cdot \left(\frac{B}{2}\right)}{M_{YY}} = \frac{5274,64 \text{ kN} \cdot 2,0 \text{ m}}{981 \text{ mkN}} = 10,8 \quad (2)$$

Por tanto, la seguridad frente al vuelco rígido en ambos ejes está ampliamente garantizada ($F_v > 1,8$ para las combinaciones de acciones y situaciones de cálculo anteriores, y para el caso de una estructura auxiliar de carácter provisional como es la cimbra [M^o Fomento, 2003⁽¹⁾]).

4.5. Comprobación de la seguridad frente al deslizamiento sobre su base

Para evaluar la seguridad frente a deslizamiento, se supondrá que el movimiento se produce según la dirección de actuación de la componente horizontal de la resultante de las acciones sobre el plano de cimentación:

- Hipótesis de Carga $H1$:

- a) Situación a “largo plazo” o en condiciones drenadas:

$$F_d = \frac{N_{TOTAL} \cdot \text{tg}(\phi'_c) + B' \cdot L' \cdot c'_c}{H} = \frac{5274,64 \text{ kN} \cdot 0,47 + 3,63 \text{ m} \cdot 9,50 \text{ m} \cdot 23 \text{ kN/m}^2}{147,15 \text{ kN}} = 22,1 \quad (3)$$

- b) Situación a “corto plazo” o en condiciones no drenadas:

$$F_d = \frac{B' \cdot L' \cdot c_u}{H} = \frac{3,63 \text{ m} \cdot 9,50 \text{ m} \cdot 85 \text{ kN/m}^2}{147,15 \text{ kN}} = 19,9 \quad (4)$$

- Hipótesis de Carga $H2$:

- a) Situación a “largo plazo” o en condiciones drenadas:

$$F_d = \frac{N_{TOTAL} \cdot \text{tg}(\phi'_c) + B' \cdot L' \cdot c'_c}{H} = \frac{5117,68 \text{ kN} \cdot 0,47 + 4,00 \text{ m} \cdot 8,83 \text{ m} \cdot 23 \text{ kN/m}^2}{294,30 \text{ kN}} = 10,9 \quad (5)$$

- b) Situación a “corto plazo” o en condiciones no drenadas:

$$F_d = \frac{B' \cdot L' \cdot c_u}{H} = \frac{4,00 \text{ m} \cdot 8,83 \text{ m} \cdot 85 \text{ kN/m}^2}{294,30 \text{ kN}} = 10,2 \quad (6)$$

En todas las situaciones de proyecto y combinaciones de acciones, la seguridad frente al deslizamiento en ambos ejes está suficientemente garantizada ($F_V > 1,3$ para combinaciones casi permanente y característica en situaciones transitorias y de corto plazo, en el caso de una estructura auxiliar de carácter provisional durante la construcción de los tableros [Mº Fomento, 2003⁽¹⁾]).

4.6. Análisis de estabilidad global del talud

Es este caso particular, debido a la proximidad de la cimentación al borde del talud y a la importante inclinación de éste ($\beta > 30^\circ$) se hace imprescindible la comprobación frente a inestabilidad general. Los análisis se han realizado por métodos de equilibrio límite considerando diferentes superficies de rotura. Se ha calculado la estabilidad tanto en condiciones drenadas como no drenadas (situaciones persistentes y transitorias). En ambas situaciones se determina el factor de seguridad FS del talud frente a las acciones a las que está sometido considerando los correspondientes parámetros para la estratigrafía. Se ha exigido un $FS_{talud} \geq 1,2$ como mínimo para considerar estable la ladera. También puede adoptarse este valor reducido como valor mínimo del coeficiente de seguridad en el caso de las combinaciones y situaciones de proyecto que se han manejado en anteriores comprobaciones, por tratarse de estructuras provisionales [Mº Fomento, 2003⁽¹⁾]).

Para los análisis de estabilidad se ha empleado un modelo propuesto originalmente por *Sarma* (1974⁽²⁾, 1979⁽³⁾) y desarrollado y modificado posteriormente por *Hoek* (1981⁽⁴⁾, 1983⁽⁵⁾, 1987⁽⁶⁾). El método de *Sarma* es un método general de análisis en condiciones de equilibrio límite que puede ser utilizado para verificar la estabilidad de taludes con cualquier geometría, con superficies de deslizamiento circulares, planas o construidas arbitrariamente por puntos dados mediante sus coordenadas, de forma similar a los restantes métodos de equilibrio límite, quizá más conocidos. Puede, por lo tanto, ser aplicado a problemas generales de inestabilidad de taludes y permite la comprobación, a lo largo de un número suficiente de superficies de deslizamiento cinemáticamente compatibles, de los coeficientes de seguridad con el fin de obtener el valor mínimo.

Según este método, el *factor de seguridad (FS)* coincide con el valor que asume un *parámetro reductor (PR)* de las *características geotécnicas reactivas* ($tg\phi, c$) cuando éste lleve a la *anulación de la aceleración crítica* (K_c). El análisis se efectúa suponiendo que las superficies de deslizamiento pueden ser esquematizadas mediante desarrollos cilíndricos, y como consecuencia los cálculos se efectúan para un espesor unitario en la dirección del frente. La fórmula analítica del problema es, de hecho, más bien compleja, por lo que se presenta sólo sintéticamente a continuación. Para un estudio exhaustivo es aconsejable consultar los textos citados en la bibliografía.

La aceleración crítica se define de la siguiente forma:

$$K_c = \frac{AE}{PE} \quad (7)$$

donde, siendo n el número de rebanadas verticales en que se divide el volumen total del talud:

$$AE = a_n + a_{n-1} \cdot e_n + a_{n-2} \cdot e_n \cdot e_{n-1} + \dots + a_1 \cdot e_n \cdot e_{n-1} \cdot \dots \cdot e_3 \cdot e_2 \quad (8)$$

$$PE = p_n + p_{n-1} \cdot e_n + p_{n-2} \cdot e_n \cdot e_{n-1} + \dots + p_1 \cdot e_n \cdot e_{n-1} \cdot \dots \cdot e_3 \cdot e_2 \quad (9)$$

siendo, a su vez:

$$a_i = q_i \{ (w_i + T_{vi}) \sin(\phi_{bi} - \alpha_i) - T_{hi} \cos(\phi_{bi} - \alpha_i) + r_i \cos(\phi_{bi}) + s_{i+1} \sin(\phi_{bi} - \alpha_i - \delta_{i+1}) - s_i \sin(\phi_{bi} - \alpha_i - \delta_i) \} \quad (10)$$

$$p_i = q_i w_i \cos(\phi_{bi} - \alpha_i) \quad (11)$$

$$e_i = q_i [\cos(\phi_{bi} - \alpha_i + \phi_{si} - \delta_i) / \cos(\phi_{si})] \quad (12)$$

$$q_i = \cos(\phi_{s_{i+1}}) / \cos(\phi_{bi} - \alpha_i + \phi_{s_{i+1}} - \delta_{i+1}) \quad (13)$$

$$s_i = C_{si} d_i - P_{wi} \operatorname{tg}(\phi_{si}) \quad (14)$$

$$s_{i+1} = C_{s_{i+1}} d_{i+1} - P_{w_{i+1}} \operatorname{tg}(\phi_{s_{i+1}}) \quad (15)$$

$$r_i = C_{bi} b_i / \cos(\alpha_i) - u_i \operatorname{tg}(\phi_{bi}) \quad (16)$$

El significado de las distintas variables, para la rebanada i -ésima, es:

w_i = peso de la rebanada;

d_i = longitud del lado;

δ_i = inclinación del lado;

b_i = anchura de la base;

α_i = inclinación de la base;

C_{bi} = cohesión de la base;

ϕ_{bi} = ángulo de rozamiento de la base;

C_{si} = cohesión lateral;

ϕ_{si} = ángulo de rozamiento lateral;

u_i = empuje hidráulico normal a lo largo de la base;

P_{wi} = empuje hidráulico normal a lo largo del lado;

T_{vi} = fuerza externa vertical;

T_{hi} = fuerza externa horizontal.

La solución de la ecuación $K_c(PR)=0$ se obtiene por vía numérica mediante un algoritmo de cálculo que restituye un valor del factor de seguridad con un error por defecto (respecto al calculado eventualmente de forma manual en casos simples con fórmulas analíticas) contenido normalmente en el rango de 10^{-2} . Se presupone además, la simulación de superficies de deslizamiento tales como para garantizar la presencia solamente de componentes positivas (compresión) en las fuerzas entre los estratos, por lo que no se utilizan superficies de deslizamiento geoméricamente incongruentes,

por ejemplo con concavidad girada hacia abajo, que puedan, de vez en cuando, generar componentes de tracción entre estratos.

Se ha previsto la consideración en el cálculo de la saturación del terreno (estudio en condiciones no drenadas), en cuyo caso el algoritmo utilizado permite que se tenga en cuenta la distribución de las presiones neutras, y que cuando subsistan condiciones como para permitir una mayor facilidad de la valoración de dichas presiones neutras, los cálculos de verificación se efectúen asumiendo las condiciones más desfavorables que razonablemente se puedan considerar. En este caso se define una traza poligonal que describe el desarrollo de la línea piezométrica. El análisis se efectúa entonces en términos de tensiones totales, por lo que a lo largo de las posibles superficies de deslizamiento actúan empujes hidráulicos en dirección normal a ésta y el peso del terreno se calcula con el peso específico saturado de la parte sumergida. Los posibles tramos que emergen de la superficie piezométrica tienen un efecto estabilizador, si se encuentran ladera abajo (dique), o desestabilizador, si se encuentran ladera arriba ("*tension crack*" saturado). Análogamente, atribuyendo los pesos específicos natural y sumergido a los materiales respectivamente por encima y por debajo de la línea piezométrica se pueden efectuar los análisis en condiciones drenadas ("largo plazo"). No se han considerado importantes los empujes causados por posibles movimientos de filtración del agua.

La metodología empleada permite comprobar taludes constituidos por materiales no homogéneos introduciendo las discontinuidades litostratigráficas que separen materiales caracterizados por propiedades geotécnicas diferentes. Los parámetros utilizados a lo largo de las superficies de contacto lateral entre materiales (que tienen efecto únicamente en los cálculos con superficies definidas por puntos, pues no influyen en los casos de superficies planas o circulares) se calculan como valor medio ponderado de los valores atribuidos a cada uno de los estratos proporcionalmente a los espesores correspondientes. Si la base del material se encuentra completamente dentro de un determinado estrato a lo largo de la superficie de deslizamiento, se utilizan los parámetros de tal estrato. Cuando su base intercepta superficies de discontinuidad estratigráficas, se utilizan parámetros calculados como valores medios ponderados respecto a las fracciones de las mismas bases que caen en los diferentes materiales. Por lo tanto, es posible tener en cuenta la posición estructural y las características mecánicas del terreno.

Sobre el talud se ha considerado la distribución de cargas verticales correspondientes a las acciones transmitidas por la cimentación para las diferentes combinaciones definidas en apartados anteriores. Estas solicitaciones en superficie del talud se introducen junto a las restantes fuerzas que intervienen en el análisis del equilibrio límite.

Para el estudio se han supuesto diferentes familias de superficies de deslizamiento, incluyendo las circulares, planas y las que siguen los contactos entre materiales diferentes de la estratigrafía. La geometría y niveles estratigráficos en la zona del talud analizado, junto con las cargas aplicadas sobre él, sería la representada en la Figura 5.

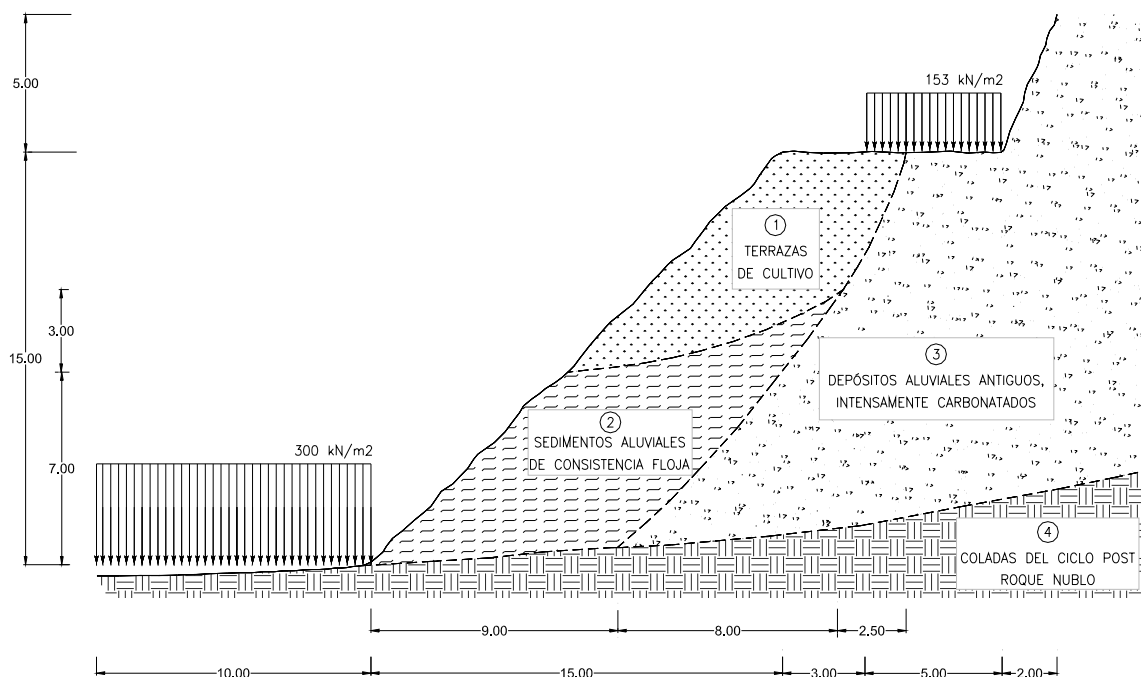


Figura 5. Geometría del talud y niveles estratigráficos para el análisis de estabilidad global de la cimentación de las torres de cimbra.

A continuación se resumen los resultados del cálculo de los coeficientes de seguridad según la metodología descrita. En el Apéndice 2 pueden verse con más detalle algunas de las superficies de deslizamiento analizadas y los *FS* obtenidos para cada una de ellas.

ANÁLISIS EN CONDICIONES DRENADAS		ANÁLISIS EN CONDICIONES NO DRENADAS	
<i>(Superficies de deslizamiento a través de los sedimentos aluviales de consistencia floja)</i>	<i>(Superficies de deslizamiento a través de los materiales de las terrazas de cultivo)</i>	<i>(Superficies de deslizamiento a través de los sedimentos aluviales de consistencia floja)</i>	<i>(Superficies de deslizamiento a través de los materiales de las terrazas de cultivo)</i>
<i>FS</i> mín.	<i>FS</i> mín.	<i>FS</i> mín.	<i>FS</i> mín.
1,21	1,22	1,26	1,24

TABLA 7. Resumen de los resultados de cálculo de los Factores de Seguridad (*FS*) frente a estabilidad global del talud.

Del análisis de estos resultados, se puede deducir que el talud simulado, con los parámetros del terreno considerados, y bajo las acciones estudiadas que serán transmitidas por las torres de cimbra, cumple la condición de seguridad suficiente frente a estabilidad global, pues se obtiene un valor del Coeficiente de Seguridad $FS \geq 1,2$ (Mº Fomento, 2003⁽¹⁾).

5. CONCLUSIONES

Con la metodología descrita en este estudio y según los resultados de los cálculos presentados, se ha podido concluir que las cimentaciones de tipo directo o superficial analizadas para el apoyo de las torres de cimbra tipo 1 de la zona central del vano lateral próximo al estribo *E1*, apoyadas sobre el terreno descrito, a la cota establecida, y bajo las acciones supuestas, pueden considerarse aptas para cimentar la cimbra prevista. Así, se ha podido verificar que se cumplen las condiciones geotécnicas de seguridad suficiente frente a hundimiento, estabilidad general del talud, estabilidad o equilibrio de la cimentación, así como el cumplimiento de las condiciones exigibles a las presiones máximas y mínimas en la base y de limitación de los asentos máximos previsibles (tanto absolutos como diferenciales). Aunque en este texto no se describen, se han realizado asimismo las necesarias comprobaciones estructurales sobre estos elementos de cimentación.

En todo caso, es preciso no olvidar que los cálculos de comprobación se realizan sobre una modelización del terreno, respecto de las características de los materiales y de las litologías existentes, que por tanto siempre deberán controlarse durante la ejecución de la obra para verificar que se pueden simular las condiciones de los estudios llevados a cabo y no se vean modificadas las hipótesis establecidas en el análisis (especialmente en lo relativo a litologías que aparezcan en las excavaciones, cotas de cimentación, geometría de las cimentaciones y del talud, etc). Además, hay que tener en cuenta que la estabilidad calculada para los taludes no garantiza que no puedan producirse posibles desprendimientos de elementos o partes superficiales de éstos que pudiesen dañar la cimbra o producir daños personales, por lo que durante las obras siempre deben adoptarse las medidas oportunas para su prevención.

Tal vez la principal conclusión demostrada con este trabajo pueda ser que con la aplicación a la ingeniería de las teorías avanzadas de la mecánica del terreno es posible alcanzar una buena aproximación al conocimiento del comportamiento geomecánico de las estructuras de cimentación incluso sobre terrenos y condiciones desfavorables, y para tipologías que en primera aproximación podrían parecer no demasiado adecuadas. Es necesario recordar que de haber tenido que recurrir en este caso a tipologías de tipo profundo o técnicas de tratamiento y mejora del terreno para las cimentaciones de la cimbra, las obras no habrían podido efectuarse dentro de los plazos y presupuestos previstos en el proyecto de la estructura del viaducto. Por ello, en general, siempre compensará realizar un profundo estudio del comportamiento geomecánico en fase de diseño, incluso también para elementos auxiliares o provisionales como pueden ser las cimbras de construcción.

BIBLIOGRAFÍA

(1) DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS (2003). "Guía de cimentaciones en obras de carretera". Centro de Publicaciones. Ministerio de Fomento. Madrid.

(2) SARMA, S.H. y BHAVE, M.V. (1974). "Critical acceleration versus static factor of safety in stability analysis of earth dams and embankments". *Geotechnique* 24(4).

- (3) SARMA, S.H. (1979). "Stability analysis of embankments and slopes", Journal of Geotechnical Engineering. Div., Am. Soc. Civ. Engrs. 105 (GT12).
- (4) HOEK, E. Y BRAY, J.W. (1981). "Rock slope engineering". Institution of Mining and Metallurgy. London: 3rd edition.
- (5) HOEK, E. (1983). "Strength of jointed rock masses", Geotechnique 33(3).
- (6) HOEK, E. (1987). "General two-dimensional slope stability analysis". Vol. "Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics". Brown. London.
- (7) COULTHARD, M.A. (1979). "Back-analysis of observed spoil failures". Technical Report N° 83. Division of Applied Geomechanics. Commonwealth Science and Industrial Research Organization. Melbourne, Australia.
- (8) PERGALANI, E. (1989). "Stabilità dei versanti: modelli di calcolo in condizioni statiche e pseudostatiche". Atti del I Workshop: Informatica e Scienze della Terra, GIAST, Università di Camerino. Italia.

APÉNDICE 1: RESUMEN DE CÁLCULOS DE CAPACIDAD PORTANTE Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD FRENTE A HUNDIMIENTO.

VIADUCTO DE AROMEROS (EL CARRIZAL)

CIMENTACIÓN DE TORRES DE CIMBRA TIPO 1 (JUNTO A ESTRIBO E1)

CARGAS SEGÚN HIPÓTESIS DE CÁLCULO H1

Zapatas rectangulares de 19,0 m x 4,0 m x 2,0 m

PARAMETROS GEOTECNICOS

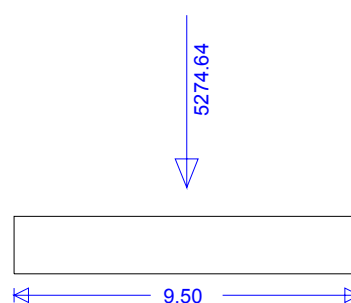
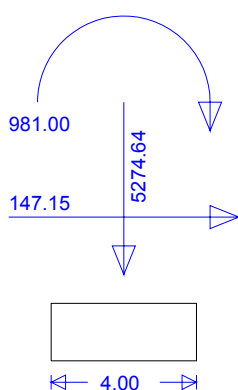
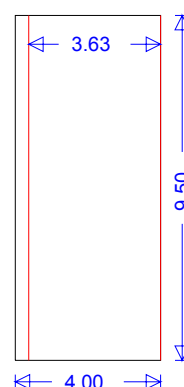
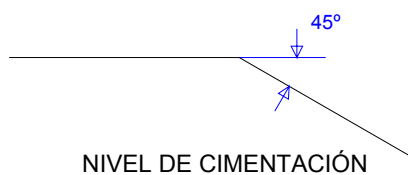
Densidad: 19.33 [kN/m³]

Cohesión efectiva: 23.00 [kN/m²]

Nivel freático: ausente

Ángulo de rozamiento: 25.00°

Resistencia al corte no drenada: 85.00 [kN/m²]



Área efectiva= 34.47 [m²]

Tensión vertical efectiva= 153.04 [kN/m²]

Método	Quit [kN/m ²]		Qadm [kN/m ²]		F.S. [-]	
	Dren.	No Dren.	Dren.	No Dren.	Dren.	No Dren.
Terzaghi	888.33	541.18	355.33	216.47	5.80	3.54
Meyerhof	667.67	421.65	267.07	168.66	4.36	2.76
Hansen	397.76	375.55	159.10	150.22	2.60	2.45
Vesic	430.07	373.84	172.03	149.53	2.81	2.44

VIADUCTO DE AROMEROS (EL CARRIZAL)

CIMENTACIÓN DE TORRES DE CIMBRA TIPO 1 (JUNTO A ESTRIBO E1)

CARGAS SEGÚN HIPÓTESIS DE CÁLCULO H2

Zapatas rectangulares de 19,0 m x 4,0 m x 2,0 m

PARAMETROS GEOTECNICOS

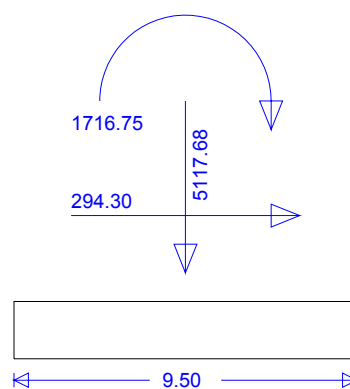
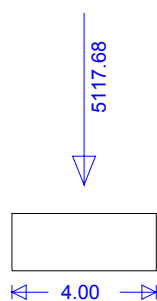
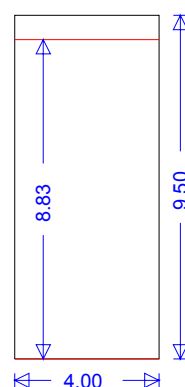
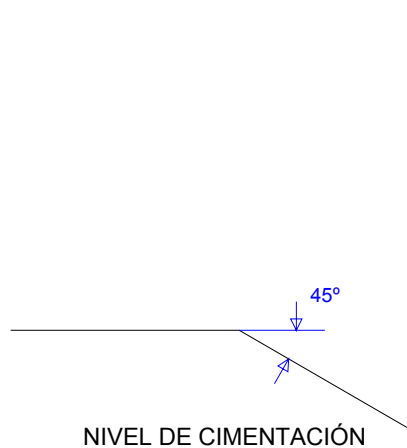
Densidad: 19.33 [kN/m³]

Cohesión efectiva: 23.00 [kN/m²]

Nivel freático: ausente

Ángulo de rozamiento: 25.00°

Resistencia al corte no drenada: 85.00 [kN/m²]



Área efectiva= 35.32 [m²]

Tensión vertical efectiva= 144.91 [kN/m²]

Método	Qult [kN/m ²]		Qadm [kN/m ²]		F.S. [-]	
	Dren.	No Dren.	Dren.	No Dren.	Dren.	No Dren.
Terzaghi	916.65	551.55	366.66	220.62	6.33	3.81
Meyerhof	639.57	405.66	255.83	162.26	4.41	2.80
Hansen	377.16	376.34	150.86	150.54	2.60	2.60
Vesic	427.14	376.53	170.86	150.61	2.95	2.60

VIADUCTO DE AROMEROS (EL CARRIZAL)

CIMENTACIÓN DE TORRES DE CIMBRA TIPO 1 (JUNTO A ESTRIBO E1)

CARGAS SEGÚN HIPÓTESIS DE CÁLCULO H3

Zapatas rectangulares de 19,0 m x 4,0 m x 2,0 m

PARAMETROS GEOTECNICOS

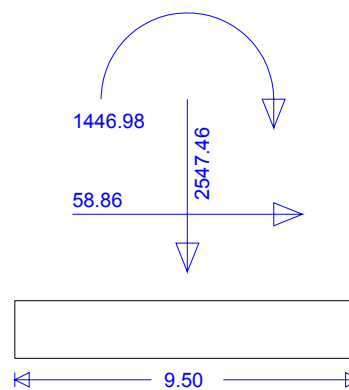
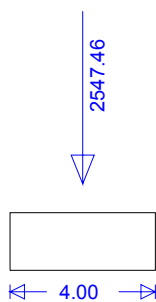
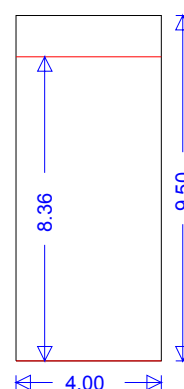
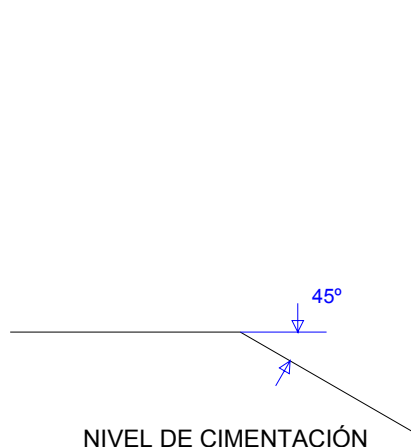
Densidad: 19.33 [kN/m³]

Cohesión efectiva: 23.00 [kN/m²]

Nivel freático: ausente

Ángulo de rozamiento: 25.00°

Resistencia al corte no drenada: 85.00 [kN/m²]



Área efectiva= 33.46 [m²]

Tensión vertical efectiva= 76.14 [kN/m²]

Método	Qult [kN/m ²]		Qadm [kN/m ²]		F.S. [-]	
	Dren.	No Dren.	Dren.	No Dren.	Dren.	No Dren.
Terzaghi	917.82	555.22	367.13	222.09	12.05	7.29
Meyerhof	697.25	424.28	278.90	169.71	9.16	5.57
Hansen	410.14	387.25	164.05	154.90	5.39	5.09
Vesic	445.47	387.25	178.19	154.90	5.85	5.09

VIADUCTO DE AROMEROS (EL CARRIZAL)

CIMENTACIÓN DE TORRES DE CIMBRA TIPO 1 (JUNTO A ESTRIBO E1)

CARGAS SEGÚN HIPÓTESIS DE CÁLCULO H1

Cálculo como zapata corrida de 4,0 m (ancho) x 2,0 m (canto)

PARAMETROS GEOTECNICOS

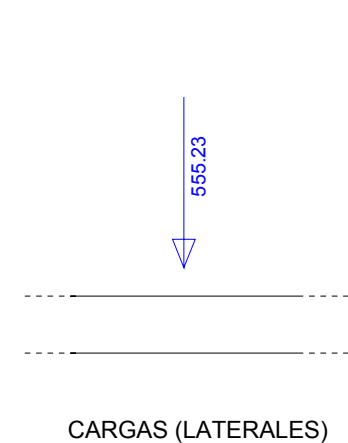
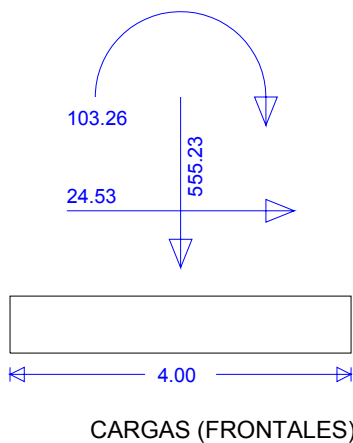
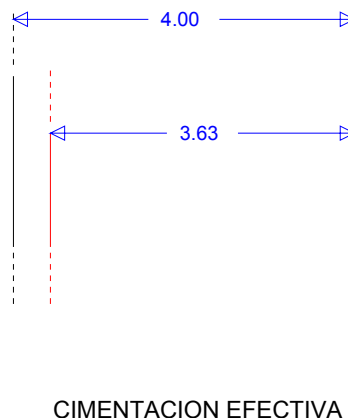
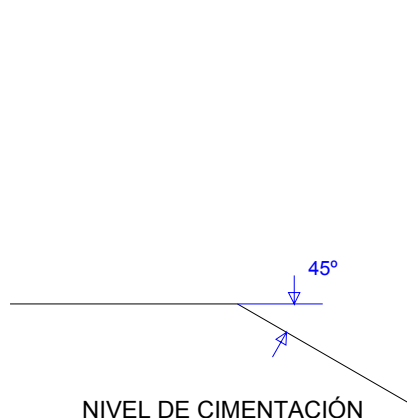
Densidad: 19.33 [kN/m³]

Cohesión efectiva: 23.00 [kN/m²]

Nivel freático: ausente

Ángulo de rozamiento: 25.00°

Resistencia al corte no drenada: 95.00 [kN/m²]



Área efectiva= 3.63 [m²]

Tensión vertical efectiva= 153.04 [kN/m²]

Método	Qult [kN/m ²]		Qadm [kN/m ²]		F.S. [-]	
	Dren.	No Dren.	Dren.	No Dren.	Dren.	No Dren.
Terzaghi	866.10	542.68	346.44	217.07	5.66	3.55
Meyerhof	641.81	461.38	256.72	184.55	4.19	3.01
Hansen	371.96	380.64	148.79	152.25	2.43	2.49
Vesic	405.38	376.39	162.15	150.55	2.65	2.46

APÉNDICE 2: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL DEL TALUD CON LAS CIMENTACIONES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARA ALGUNAS POSIBLES SUPERFICIES DE DESLIZAMIENTO.

VIADUCTO DE AROMEROS

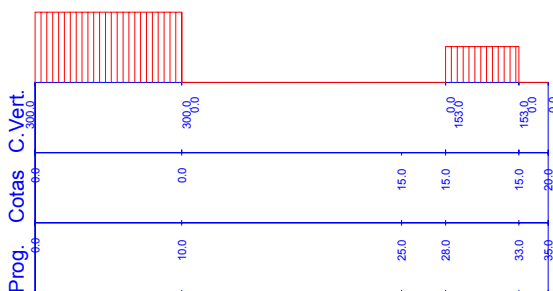
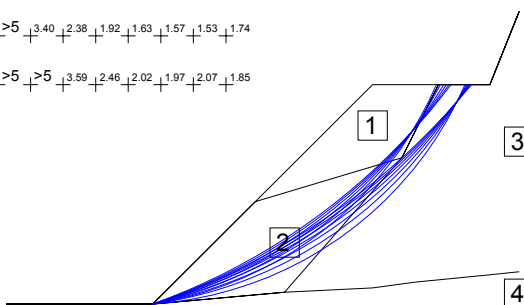
Circunvalación Carrizal-Ingenio-Agüimes
 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD BAJO CIMENTACIÓN
 DE TORRES DE CIMBRA TIPO 1 (JUNTO A ESTRIBO E1)

Cálculo a Largo Plazo o en Condiciones Drenadas

Litotipo 1:	ϕ [°] = 22	c [kN/m ²] = 18	gama [kN/m ³] = 17
Litotipo 2:	ϕ [°] = 24	c [kN/m ²] = 30	gama [kN/m ³] = 17.8
Litotipo 3:	ϕ [°] = 25	c [kN/m ²] = 30	gama [kN/m ³] = 19.33
Litotipo 4:	ϕ [°] = 35	c [kN/m ²] = 50	gama [kN/m ³] = 22.7

Método: Sarma

+1.24 + + + + +>5 +>5 + + +
 +1.26 +1.23 + + + +>5 +>5 + + +
 +1.39 +1.26 +1.22 + + +>5 +>5 + + +
 +1.73 +1.43 +1.26 +1.21 + +>5 +>5 + + +
 +2.02 +1.73 +1.48 +1.27 +1.21 +>5 +>5 + + +
 +2.77 +2.11 +1.74 +1.59 +1.28 +1.21 +>5 + + +
 +4.40 +2.95 +2.21 +1.77 +1.58 +1.28 +1.21 + + +
 +>5 +4.88 +3.14 +2.29 +1.82 +1.59 +1.33 +1.36 +1.53 +
 +>5 +>5 +>5 +3.40 +2.38 +1.92 +1.63 +1.57 +1.53 +1.74
 + +>5 +>5 +>5 +3.59 +2.46 +2.02 +1.97 +2.07 +1.85



VIADUCTO DE AROMEROS

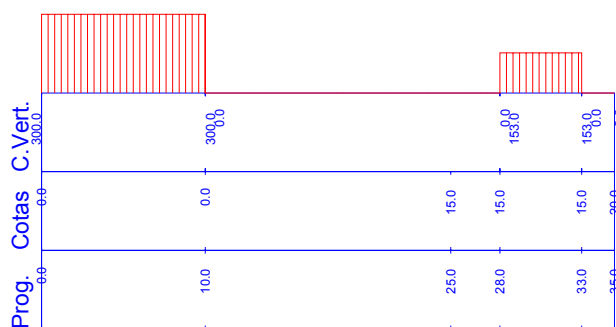
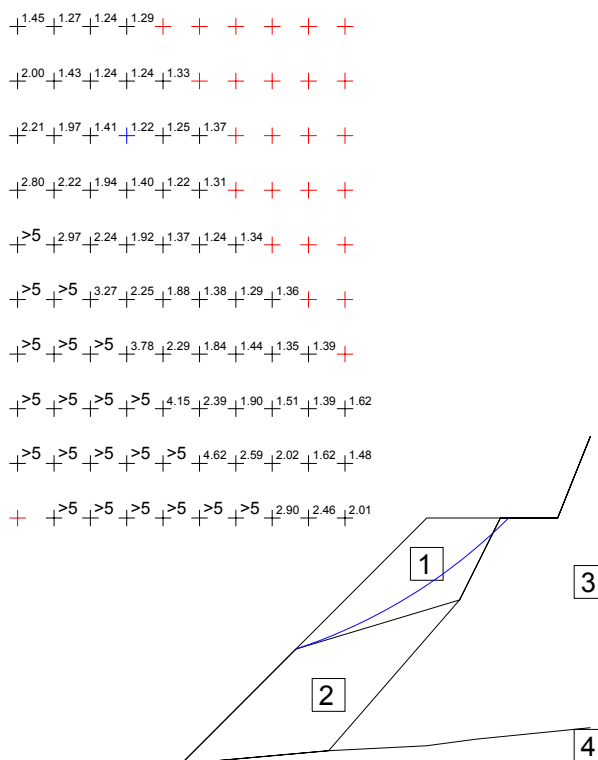
Circunvalación Carrizal-Ingenio-Agüimes

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD BAJO CIMENTACIÓN DE TORRES DE CIMBRA TIPO 1 (JUNTO A ESTRIBO E1)

Cálculo a Largo Plazo o en Condiciones Drenadas

Litotipo 1:	ϕ [°] = 22	c [kN/m ²] = 18	γ [kN/m ³] = 17
Litotipo 2:	ϕ [°] = 24	c [kN/m ²] = 30	γ [kN/m ³] = 17.8
Litotipo 3:	ϕ [°] = 25	c [kN/m ²] = 30	γ [kN/m ³] = 19.33
Litotipo 4:	ϕ [°] = 35	c [kN/m ²] = 50	γ [kN/m ³] = 22.7

Método: Sarma



VIADUCTO DE AROMEROS

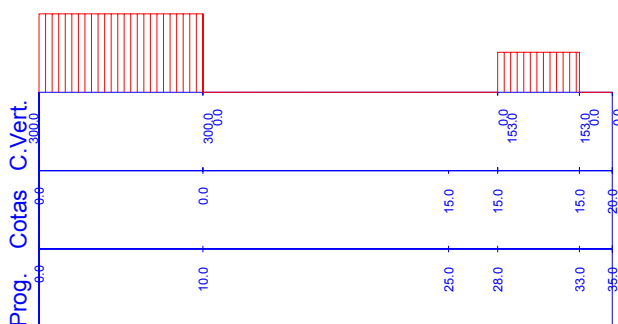
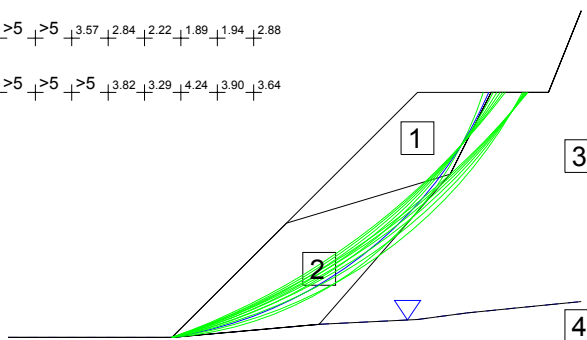
Circunvalación Carrizal-Ingenio-Agüimes

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD BAJO CIMENTACIÓN DE TORRES DE CIMBRA TIPO 1 (JUNTO A ESTRIBO E1)

Cálculo a Corto Plazo o en Condiciones No Drenadas

Litotipo 1: phi [°] = 0 c [kN/m²] = 35 gama [kN/m³] = 17
 Litotipo 2: phi [°] = 0 c [kN/m²] = 52 gama [kN/m³] = 17.8
 Litotipo 3: phi [°] = 0 c [kN/m²] = 85 gama [kN/m³] = 19.33
 Litotipo 4: phi [°] = 35 c [kN/m²] = 50 gama [kN/m³] = 23.1
 Gama agua [kN/m³] = 9.81
 Método: Sarma

+1.32 + + + + >5 >5 + + +
 +1.34 +1.30 + + + + >5 >5 + + +
 +1.53 +1.34 +1.31 + + + + >5 >5 + + +
 +2.21 +1.60 +1.34 +1.34 + + + + >5 >5 + + +
 +2.84 +2.25 +1.70 +1.36 +1.35 + >5 >5 + + +
 +4.25 +3.04 +2.29 +1.90 +1.31 +1.37 + >5 + + +
 + >5 +4.55 +3.24 +2.38 +1.94 +1.26 +1.44 + + +
 + >5 + >5 +4.87 +3.40 +2.54 +2.00 +1.34 +1.60 +2.17 +
 + >5 + >5 + >5 + >5 +3.57 +2.84 +2.22 +1.89 +1.94 +2.88
 + + >5 + >5 + >5 + >5 +3.82 +3.29 +4.24 +3.90 +3.64



VIADUCTO DE AROMEROS

Circunvalación Carrizal-Ingenio-Agüimes

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD BAJO CIMENTACIÓN DE TORRES DE CIMBRA TIPO 1 (JUNTO A ESTRIBO E1)

Cálculo a Corto Plazo o en Condiciones No Drenadas

Litotipo 1:	ϕ [°] = 0	c [kN/m ²] = 35	gama [kN/m ³] = 17
Litotipo 2:	ϕ [°] = 0	c [kN/m ²] = 52	gama [kN/m ³] = 17.8
Litotipo 3:	ϕ [°] = 0	c [kN/m ²] = 85	gama [kN/m ³] = 19.33
Litotipo 4:	ϕ [°] = 35	c [kN/m ²] = 50	gama [kN/m ³] = 23.1

Gama agua [kN/m³] = 9.81
Método: Sarma

+2.39 +1.62 +1.34 +1.28 +1.25 + + + + +
 +3.21 +2.43 +1.59 +1.31 +1.31 +1.31 + + + + +
 +3.89 +3.21 +2.47 +1.55 +1.35 +1.26 +1.32 + + + + +
 +>5 +4.00 +3.21 +2.54 +1.52 +1.29 +1.31 + + + + +
 +>5 +>5 +4.12 +3.21 +2.64 +1.47 +1.24 +1.37 + + + + +
 +>5 +>5 +>5 +4.32 +3.22 +2.65 +1.43 +1.32 +1.36 + + + + +
 +>5 +>5 +>5 +>5 +4.63 +3.25 +2.60 +1.39 +1.37 +1.37 + + + + +
 +>5 +>5 +>5 +>5 +>5 +>5 +3.29 +2.54 +1.40 +1.44 + + + + +
 +>5 +>5 +>5 +>5 +>5 +>5 +3.39 +2.56 +1.41 + + + + +
 + +>5 +>5 +>5 +>5 +>5 +>5 +3.67 +2.75 + + + + +

